

148 março
marzo
march
2020

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

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD

| | |
|--|---|
| André P. Assis, U. Brasília, Brasil | Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal |
| Antonio Gens Solé, U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha | Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA |
| António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal | José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, Espanha |
| Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, Espanha | José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal |
| António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal | Leandro Alejano Monge, U. Vigo, Espanha |
| Claudio Olalla Marañón, U. P. Madrid, Espanha | Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, Espanha |
| Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, Espanha | Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, Espanha |
| César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, Espanha | 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, Espanha | Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal |
| Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil | Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal |
| Emanuel Maranhã 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 |  ABMS |  SEMSIG |
| 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 | 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 | CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, Espanha Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org |

3 Agradecimento / Agradecimiento
Acknowledgment

7 Editorial

A. Gomes Correia

9 Alterabilidade e comportamento
geomecânico de rochas no AHE Simplício
*Alterability and geomechanical behavior
of rocks at Simplício Hydroelectric
Complex*

Patrícia Martins Lopes
Eduardo Coutinho Saliba
Anna Laura Lopes da Silva Nunes

31 Validação de modelos simplificados
de previsão do tempo de liquefação
através de ensaios de centrifugadora
*Validation of liquefaction prediction models
from geotechnical centrifuge tests results*

Sara Rios
Maxim Millen
Antônio Viana da Fonseca
Pedro Santos
Giuseppe Mudanò

55 Caracterização geotécnica do campo
experimental de Araquari em areia
*Geotechnical characterization of the
Araquari testing site in sand*

José Luis Rodriguez Brochero
Fernando Schnaid

DISCUSSÃO / DISCUSIÓN *DISCUSSION*

71 Discussão de “Análise numérica de solos
não saturados colapsíveis: aplicação em
uma pequena barragem de terra
experimental”
*Discussion on “Numerical analysis of
collapsible unsaturated soils: application
to a small experimental dam”*

E. Maranha das Neves

Agradecimento / Agradecimiento / Acknowledgement

A qualidade dos artigos da Revista Geotecnia muito deve à dedicação e ao nível científico dos seus Revisores que, graciosamente, disponibilizam o seu tempo e o seu conhecimento. Em nome da Direcção da Revista Geotecnia para o quadriénio 2016-2020, os Editores manifestam o seu público agradecimento aos colegas que, como Revisores, colaboraram com a Revista durante os anos de 2018 e 2019.

La calidad de los artículos de la Revista Geotecnia le debe mucho a la dedicación y al nivel científico de sus Revisores, quienes ofrecen amablemente su tiempo y sus conocimientos. En nombre de la Dirección de la Revista Geotecnia en el cuatrienio 2016-2020, los Editores manifiestan su público agradecimiento a los colegas que, como Revisores, han colaborado con la Revista durante los años 2018 y 2019.

The quality of the articles published in Geotecnia journal owes much to the dedication and scientific level of its Reviewers, who freely offer their time and knowledge. On behalf of the Board of Geotecnia journal for 2016-2020, the Editors acknowledge those who have collaborated with the journal during 2018 and 2019.

2018

Alberto Ortigão, Brasil
Alvaro S Rodrigues, Brasil
Ana Cristina Freire, Portugal
Ana Pinheiro Vieira, Portugal
Ana Teresa Carvalho, Portugal
Antonio Alberto Correia, Portugal
Antonio Araujo Correia, Portugal
António José Pereira Mendes Roque, Portugal
António Topa Gomes, Portugal
António Viana da Fonseca, Portugal
Armando Manuel Sequeira Nunes Antão, Portugal
Bernadete Ragoni Danziger, Brasil
Carlos Medeiros Silva, Brasil
Castorina F. Silva Vieira, Portugal
Celeste Jorge, Portugal
Celso Romanel, Brasil
Claudio Fernando Mahler, Brasil
Cristina de Santiago Buey, España
David Tabora, Portugal
Delma de Mattos Vidal, Brasil
Denise Maria Soares Gerscovich, Brasil
Emanuel Leandro Maranhã das Neves, Portugal
Ennio Marques Palmeira, Brasil
Enrique Asanza Izquierdo, España
Eurípedes do Amaral Vargas Junior, Brasil
Fernando Marques, Portugal

Fernando Saboya Albuquerque Junior, Brasil
Francisco Salgado, Portugal
Isabel Moita Pinto, Portugal
Isabel Reig Ramos, Espanha
João Candeias Portugal, Portugal
João Manuel Marcelino Mateus da Silva, Portugal
João Paulo Bilé Serra, Portugal
Joaquim Tinoco, Portugal
Jorge Cañizal Berini, Espanha
Jorge Castro Gonzalez, Espanha
Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal
José Antero Senra Vieira de Lemos, Portugal
José Carlos Grazina, Portugal
José Couto Marques, Portugal
José Leitão Borges, Portugal
José Muralha, Portugal
José Neves, Portugal
Katia Vanessa Bicalho, Brasil
Leonardo Becker, Brasil
Luís Araújo Santos, Portugal
Luis Lamas, Portugal
Luís Leal Lemos, Portugal
Luis Medina Rodriguez, Espanha
Madalena da Conceição Pereira Barroso, Portugal
Manoel Porfírio, Brasil
Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, Espanha
Marcus P. Pacheco, Brasil
Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Portugal
Maria de Lurdes Costa Lopes, Portugal
Maria Luisa Braga Farinha, Portugal
Mário Quinta Ferreira, Portugal
Mauro Muniz, Espanha
Michéle Dal Toé Casagrande, Brasil
Nuno Feodor Grossmann, Portugal
Orencio Villar, Brasil
Paulo Albuquerque, Brasil
Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo Coelho, Portugal
Paulo César de Almeida Maia, Brasil
Paulo da Venda Oliveira, Portugal
Paulo Henrique Dias, Brasil
Pedro Calé da Cunha Lamas, Portugal
Pedro Guedes de Melo, Portugal
Pedro Miguel Barbosa Alves Costa, Portugal
Pedro Sêco Pinto, Portugal
Rafael Jiménez Rodríguez, Espanha
Raquel Velloso, Brasil
Renato P. Cunha, Brasil
Rui Carrilho Gomes, Portugal
Rui Micaelo, Portugal

Tácio M. Campos, Brasil
Teresa Santana, Portugal
Thiago Bomjardim Porto, Brasil
Tiago Miranda, Portugal
Uberescilas Polido, Brasil
Victor Manuel Pissarra Cavaleiro, Portugal
Waldemar Hachich, Brasil

2019

Ana Teresa Carvalho, Portugal
Armando Manuel Sequeira Nunes Antão, Portugal
Bernadete Ragoni Danziger, Brasil
Carlos Medeiros Silva, Brasil
Celso Manuel Relva Martins Lima, Portugal
Celso Romanel, Brasil
Claudia Dominoni, Brasil
Denise Maria Soares Gerscovich, Brasil
Emanuel Leandro Maranhã das Neves, Portugal
Enrique Asanza Izquierdo, Espanha
Eurípedes do Amaral Vargas Junior, Brasil
Fernando Antônio Medeiros Marinho, Brasil
Fernando Marques, Portugal
Fernando Saboya Albuquerque Junior, Brasil
Filinto Trigo, Portugal
Francisco Lopes, Brasil
Isabel Maria Baptista Moitinho de Almeida, Portugal
Ivo Rosa, Portugal
João Candeias Portugal, Portugal
João Manuel Marcelino Mateus da Silva, Portugal
Joaquim Tinoco, Portugal
Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, Portugal
José Carlos Grazina, Portugal
José Neves, Portugal
Katia Vanessa Bicalho, Brasil
Luciano Moraes, Brasil
Luís Leal Lemos, Portugal
Marcus P. Pacheco, Brasil
Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Portugal
Maria de Lurdes Costa Lopes, Portugal
Maria Isabel Moita Pinto, Portugal
Maria Joao Coelho, Portugal
Mauro Muniz, Espanha
Paulo Albuquerque, Brasil
Paulo César de Almeida Maia, Brasil
Paulo da Venda Oliveira, Portugal
Paulo Lopes Pinto, Portugal
Pedro Guedes de Melo, Portugal
Pedro Sêco Pinto, Portugal

Rafael Rodriguez Abad, España
Renato P. Cunha, Brasil
Rui Micaelo, Portugal
Svetlana Melentijevic, España
Tácio M. Campos, Brasil
Teresa Santana, Portugal
Thiago Bomjardim Porto, Brasil
Waldemar Hachich, Brasil
Willy Alvarenga Lacerda, Brasil

Editorial

António Gomes Correia

Editor da Revista Geotecnia

Este volume constitui o último da actual Direção da Revista Geotecnia no mandato 2017/2020 a quem gostaria de agradecer toda a disponibilidade para, em conjunto com a Comissão Editorial, termos atingindo vários dos objetivos a que nos propusemos no início do mandato (Editoriais dos números 138 e 139). Em suma apresentam-se as principais métricas conseguidas durante estes quatro anos (Julho de 2016 a início de Março 2020):

Número de artigos submetidos: 215

Número de artigos publicados (números 138 a 148): 55 (inclui 8 submetidos antes de Julho 2016)

Número de artigos em revisão: 22

Número de artigos aguardando alterações: 4

Número de artigos invalidados: 56 (a pedido dos autores ou porque nunca fizeram as alterações após revisão)

Número de artigos recusados: 87 (inclui 1 artigo submetido antes de Julho 2016).

Quanto ao objetivo principal de integração da Revista Geotecnia nas principais bases de dados de indexação, este foi parcialmente cumprido num contexto de mudança para um novo portal da Sociedade Portuguesa de Geotecnia onde foi criado um repositório para os artigos da Revista Geotecnia. Esta mudança teve início em Fevereiro de 2018, tendo o repositório ficado operacional em Novembro de 2018, que supostamente permitiria a indexação no Google académico. Esta indexação passou-se a verificar desde Janeiro de 2020, embora não seja ainda claro o processo como essa indexação é efetuada. É opinião da atual direção e suportada por especialistas da RCAAP e da FCCN, de que o ideal será, num futuro próximo, a utilização da plataforma OJS, que para além de permitir a gestão dos processos editoriais (submissão, revisão, publicação), permite ainda ajustar toda a interface à imagem da revista, opção que deverá ser ponderada pela Direção do próximo quadriénio.

Finalmente, foi possível concretizar o primeiro volume temático sobre “Aplicação de métodos numéricos em obras de Engenharia Geotécnica”, cuja responsabilidade editorial esteve a cargo dos colegas José Vieira de Lemos (pela SPG), Márcio Muniz de Farias (pela ABMS) e César Sagasetta (pela SEMSIG). Os artigos deste volume virtual estão publicados nos números 143 e 144, em parte indexados no Google académico..

Este volumen es el último de la Dirección actual de la Revista Geotecnia en el mandato 2017/2020, a la que me gustaría agradecer toda la disponibilidad para haber logrado, junto con el Comité Editorial, varios de los objetivos que nos propusimos al comienzo del período (Editoriales de los números 138 y 139). En resumen, se presentan los principales:

Número de artículos presentados: 215

Número de artículos publicados (números 138 a 148): 55 (incluye 8 presentados antes de julio de 2016)

Número de artículos bajo revisión: 22

Número de artículos en espera de cambios: 4

Número de artículos invalidados: 56 (a solicitud de los autores o porque nunca hicieron cambios después de la revisión)

Número de artículos rechazados: 87 (incluye 1 artículo presentado antes de julio de 2016).

En cuanto al objetivo principal de integrar Revista Geotecnia en las principales bases de datos de indexación, esto se logró parcialmente, en el contexto del cambio a un nuevo portal de la Sociedad Geotécnica Portuguesa, en el cual se creó un repositorio para los artículos de la Revista Geotecnia. Este cambio comenzó en febrero de 2018, con el repositorio operativo en noviembre de 2018, lo que supuestamente permitiría la indexación en el Google académico. Esta indexación se ha verificado desde enero de 2020, aunque aún no está claro cómo se lleva a cabo. Es la opinión de la administración actual, y respaldada por expertos de RCAAP y FCCN, que lo ideal será, en un futuro próximo, el uso de la plataforma OJS, que además de permitir la administración de procesos editoriales (presentación, revisión, publicación), permite también ajustar la interfaz completa a la imagen de la revista, una opción que debería ser considerada por la Dirección del próximo cuatrienio.

Finalmente, fue posible completar el primer volumen temático sobre “Aplicación de métodos numéricos en trabajos de Ingeniería Geotécnica”, cuya responsabilidad editorial estuvo a cargo de los colegas José Vieira de Lemos (por la SPG), Márcio Muniz de Farias (por la ABMS) y César Sagaseta (por la SEMSIG). Los artículos en este volumen virtual se publican en los números 143 y 144, parcialmente indexados en el Google académico.

This volume is the last of the current Board of Geotecnia Journal in the 2017/2020 term of office, to whom I would like to thank all the availability for, together with the Editorial Board, having achieved several of the objectives we set ourselves at the beginning of the mandate (Editorials of volumes 138 and 139). In summary, the main metrics achieved during these four years are presented (July 2016 to early March 2020):

Number of articles submitted: 215

Number of articles published (volumes 138 to 148): 55 (includes 8 submitted before July 2016)

Number of articles under review: 22

Number of articles out for revision: 4

Number of withdrawn articles: 56 (at the authors' request or because they never made changes after review)

Number of rejected articles: 87 (includes 1 article submitted before July 2016)..

As for the main objective of indexing Geotecnia Journal in the main academic databases, this was partially accomplished in a context of the change to a new portal of the Portuguese Geotechnical Society where a repository for the articles of Geotecnia Journal was created. This change started in February 2018, with the repository being operational in November 2018, which supposedly would allow indexing on Google academic. This indexing has been verified since January 2020, although it is not yet clear how this indexation is carried out. It is the opinion of the current Board and supported by experts from RCAAP and FCCN, that the ideal will be, in the near future, the use of the OJS platform, which in addition to allowing the management of editorial processes (submission, review, publication), also allows to adjust the entire interface to the Journal's image, an option that should be considered by the Board of the next quadrennium.

Prof. A. Gomes Correia

EDITOR

ALTERABILIDADE E COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ROCHAS NO AHE SIMPLÍCIO

Alterability and geomechanical behavior of rocks at Simplício Hydroelectric Complex

Patrícia Martins Lopes^a, Eduardo Coutinho Saliba^a, Anna Laura Lopes da Silva Nunes^a

^a COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

RESUMO – A alteração de rochas e juntas provoca variações nas características geotécnicas do maciço rochoso, reduzindo a sua resistência e a segurança das obras de engenharia. O processo de alteração química introduz modificações do material, alterando o comportamento geomecânico originalmente previsto no projeto. A previsão do comportamento das rochas ao longo do tempo é de grande importância para que seja elaborado o plano de manutenção ou de reforço do material rochoso. Este artigo apresenta um estudo detalhado sobre a variação do comportamento mecânico das juntas e dos maciços de rocha gnáissica que compõem o circuito hidráulico do Aproveitamento Hidrelétrico Simplício, em função da alteração natural ao longo do tempo. Foram realizados ensaios com Martelo Schmidt no campo, em rocha nos estados alterado e inalterado e em juntas alteradas, e em laboratório, em rochas e juntas nos estados alterado e inalterado. Os ensaios com Martelo Schmidt mostraram inúmeras vantagens de seu uso na prática, tais como custo reduzido, rapidez, e facilidade de execução. Além disso, o ensaio com martelo mostra versatilidade de aplicação em amostras diversas, com restrições mínimas de área, volume e qualidade da superfície. A análise de outros estudos com o mesmo material de Simplício possibilitou a proposição de relações empíricas para a previsão de comportamento do material em função do tempo de alteração, do valor de rebote do martelo e da resistência à compressão uniaxial.

SYNOPSIS – Weathering of joints modifies the geotechnical properties of rock masses, decreasing its strength and the safety of engineering works. The chemical alteration process introduces several changes in the material and it modifies the geomechanical behavior defined in the original design. Prediction of rock degradation over the time is essential to develop a rock reinforcement and maintenance plan to the project. This paper presents a comprehensive study on the mechanical behavior of the joints and the gneissic mass at the hydraulic circuit of Simplício Hydroelectric Complex. A series of in situ and laboratory Schmidt Hammer tests were carried out to investigate the rock and joints behavior, under natural and weathered conditions. The use of Schmidt Hammer's tests proved to be practical, fast and simple, with low cost and great versatility for use in samples of different sizes, with minimum restrictions of area, volume and surface quality. The review analysis of previous studies on the same Simplício's material resulted in the formulation of empirical relations for predicting the rock behavior with basis on alteration time, hammer's rebound value, and uniaxial compressive strength.

Palavras Chave – Alterabilidade, resistência à compressão uniaxial, Aproveitamento Hidrelétrico Simplício.

Keywords – Alterability, uniaxial compressive strength, Simplício Hydroelectric Complex.

E-mails: pathy.malopes@gmail.com (P. Lopes), eduardo.saliba@coc.ufrj.br (E. saliba), alaura@coc.ufrj.br (A. Nunes)

1 – INTRODUÇÃO

O comportamento dos maciços rochosos vem sendo amplamente estudado ao longo das últimas décadas. Todavia, pouca atenção tem sido dada à variação da qualidade mecânica da rocha em função dos processos de intemperismos físico e químico, os quais resultam em um processo de alteração natural do maciço rochoso ao longo do tempo. A importância dos estudos de alterabilidade das rochas reside na maior compreensão dos processos naturais de alteração e suas consequências no comportamento geomecânico das rochas, possibilitando sua previsão e avaliando a necessidade de intervenções de manutenção e/ou de reforço do maciço.

A alteração é resultado de um processo geológico que ocorre devido à exposição das rochas a agentes intempéricos. Esta exposição provoca modificações físicas e químicas nas propriedades das rochas, que podem levar ao enfraquecimento do maciço em decorrência do surgimento de fissuras, da alteração dos minerais e da redução da resistência do material (Guidicini & Nieble, 1983; Teixeira *et al.*, 2000; Maia, 2001; Maia *et al.*, 2002 e 2003; Press *et al.*, 2006).

Os principais efeitos da alteração das rochas são: a redução da resistência, o aumento da deformabilidade, o aumento da porosidade e a diminuição da coesão entre os minerais do material rochoso (Farjallat, 1972; Barton, 1973; Maia, 2001). Destacam-se as reduções das resistências à compressão e à tração do maciço rochoso e a redução da resistência ao cisalhamento das descontinuidades, essenciais à estabilidade de obras de engenharia em rochas.

Neste contexto, este trabalho procura estudar o comportamento geomecânico das rochas e de suas descontinuidades, condicionado ao processo de alteração, e assim, estabelecer correlações empíricas que possibilitem prever o comportamento do material ao longo do tempo.

As amostras selecionadas para esta pesquisa foram retiradas da área do Aproveitamento Hidrelétrico Simplício, que se localiza na divisa entre os estados do Rio de Janeiro e de Minas Gerais. Durante as obras de escavações dos canais e túneis, rupturas condicionadas pelas estruturas geológicas ocorreram nos taludes dos canais. Para entender o mecanismo que levou estes taludes à ruptura e o comportamento geotécnico dos materiais envolvidos, foram realizados diversos estudos pelo Grupo de Pesquisa de Alterabilidade da PUC-Rio e COPPE-UFRJ. Dentre as pesquisas realizadas pelo grupo destacam-se os trabalhos pioneiros de Maia (2001), Maia *et al.* (2002, 2003) realizados nos maciços das Barragens de Marimbondo e Serra da Mesa e as pesquisas desenvolvidas nos maciços da Barragem Simplício por Machado (2012), Salles (2013), Oliveira (2017), Oliveira *et al.* (2018), Steffens (2018) e Lopes (2019).

As amostras foram ensaiadas com o Martelo Schmidt e os resultados foram analisados em função do grau de alteração da rocha. Foram utilizados ábacos e correlações para estimativa da resistência à compressão uniaxial das amostras. Por meio de uma análise comparativa dos resultados deste trabalho e dos resultados de outras pesquisas desenvolvidas na área do empreendimento de Simplício, foi possível obter correlações de comportamento do gnaiss da região em função do grau e do tempo de alteração do material.

2 – ASPECTOS RELEVANTES SOBRE ALTERAÇÃO

As modificações sofridas pelas rochas devido à sua exposição a agentes ambientais recebem diversos nomes na literatura, sendo intemperismo o mais clássico e mais usado na engenharia. O intemperismo é o conjunto de processos que provocam a desintegração e a decomposição das rochas, quando expostas a processos físicos e químicos de alteração, respectivamente (Teixeira *et al.*, 2000). O termo alteração também é utilizado para denominar estas modificações e é mais utilizado quando tais alterações provocam mudanças no desempenho da rocha, em especial quando afeta o seu comportamento geomecânico (Frazão, 1993).

O intemperismo é um processo geológico que afeta as propriedades das rochas e pelo qual as rochas são destruídas, dando origem aos solos. As rochas podem ser alteradas quimicamente, provocando a modificação e/ou dissolução de seus minerais; ou fisicamente, fragmentando a rocha

por processos mecânicos sem que sua composição química seja modificada. As alterações físicas e químicas podem atuar em conjunto. Por exemplo, a deterioração química da rocha faz com que ela se torne mais suscetível à fragmentação. Por sua vez, quanto mais fragmentada, maior será a área disponível para ação do intemperismo químico (Press *et al.*, 2006; Arikan & Aydin, 2012).

Os principais fatores que atuam como agentes promotores da alteração são: as características e propriedades da rocha; o clima, principalmente as condições de temperatura e umidade; o relevo e a topografia; a presença de fauna e flora; e o tempo de exposição da rocha (Begonha, 1989; Teixeira *et al.*, 2000; Maia, 2001; Press *et al.*, 2006).

Alguns dos principais agentes de alteração das rochas são relacionados aos fatores climáticos como temperatura, precipitação, umidade relativa do ar, vento, pressão atmosférica, potencial hidrogeniônico e potencial de oxirredução (Maia, 2001). A intensidade com que os agentes de alteração atuam em cada ambiente depende do fator climático. Em regiões quentes e úmidas, por exemplo, o intemperismo químico tende a atuar de forma mais intensa, enquanto em regiões glaciais, o intemperismo físico comanda o processo de alteração das rochas.

O maciço rochoso é um conjunto de materiais e estruturas, com comportamento governado pelas propriedades da rocha intacta, das discontinuidades existentes, dos blocos discretos presentes na estrutura ou ainda das propriedades do conjunto, além de outros fatores como tensões *in situ* e pressão de água (Brady & Brown, 2005; Oliveira, 2017).

A intemperização dos maciços rochosos é maior quando existem juntas, fraturas e fissuras no maciço, pois estas estruturas são mais suscetíveis à exposição de agentes externos. Neste mesmo contexto, quando há um alívio de tensões no maciço, são geradas novas juntas e, conseqüentemente, mais frentes de intemperismo (Mišćević & Vlastelica, 2009).

O conceito de alterabilidade define se a rocha tem maior ou menor susceptibilidade aos processos de alteração. A alterabilidade depende das características da rocha, principalmente da estabilidade química de seus minerais constituintes. Quanto mais estáveis quimicamente forem seus minerais, menos alterável será o material (Begonha, 1989; Maia, 2001). A alteração provoca o enfraquecimento das ligações entre cristais, grãos e fragmentos das rochas, reduzindo a resistência e aumentando a deformabilidade. Além disso, o processo pode aumentar o tamanho das fraturas e juntas da rocha, e formar material de preenchimento (Aydan *et al.*, 2014). As modificações microestruturais nas rochas também favorecem o surgimento de manchas, mudança de cor e textura, formação de minerais secundários, microfissuramento, aumento de vazios e perda da coesão entre os grãos (Aydin & Basu, 2005; Gupta & Seshagiri Rao, 1998; Maia, 2001).

O estado de alteração de uma rocha pode ser analisado de maneira qualitativa ou quantitativa. A avaliação qualitativa é subjetiva e insuficiente para estimar propriedades e comportamento mecânico das rochas. Consiste na análise visual da alteração dos minerais por meio de variações de cor, brilho e textura. A análise quantitativa é realizada principalmente por comparação das propriedades da rocha sã com propriedades da rocha alterada, sendo utilizados ensaios de alteração acelerada em laboratório que simulam a alteração natural da rocha ao longo do tempo (Heidari *et al.*, 2013; Lopes, 2006).

3 – ÁREA E MATERIAL DE ESTUDO

O AHE Simplício está localizado entre os municípios de Três Rios (RJ), Sapucaia (RJ), Chiador (MG) e Além Paraíba (MG), e se estende paralelamente à margem do Rio Paraíba do Sul. O empreendimento é composto pela Pequena Central Hidrelétrica de Anta (PCH Anta), onde é feito o barramento do rio, e pela Usina Hidrelétrica de Simplício (UHE Simplício). Após o barramento, parte da vazão é desviada por um circuito de adução que possui aproximadamente 30km de extensão e que conta com canais, túneis, reservatórios e diques. A Figura 1 apresenta a sequência das obras de interligação desde a UHE Anta até a UHE Simplício: 01 – Canal 1: 1905m; 02/03 – Túnel 1: 1458m; 04 – Canal 2: 1011m; 05 – Dique de Tocaia; 06 – Reservatório de Tocaia; 07 – Canal 3: 565m; 08/09 – Túnel 2: 1755m; 10 – Dique Lourical 1; 11/12 Túnel 2A:782m; 13 – Reservatório

de Louriçal; 14 – Dique de Louriçal; 15 – Dique Alga 1; 16/17 – Túnel A5: 502m; 18 – Dique Alga 2; 19/20 – Túnel 5: 1590m; 21 – Reservatório de Calçado; 22 – Dique Estaca 1; 23 – Dique Estaca 2; 24 – Canal 6: 73m; 25/26 – Túnel 3: 6030m; 27 – Canal 7: 202m; 28 – Reservatório de Antonina; 29 – Dique Antonina; 30/31 – Túnel 8: 580m; 32 – Reservatório de Peixes; 33 – Dique Sul; 34 – Dique Norte; 35 – Canal de Adução. Este circuito é responsável por levar a água até a casa de força da UHE Simplício, onde a geração de energia é feita por meio de uma queda única, que aproveita um desnível natural de 115m (Machado, 2012; Steffens, 2018).

O local onde se encontra o empreendimento está inserido na unidade do Lineamento Além Paraíba, também conhecida como Zona de Cisalhamento do Rio Paraíba do Sul e apresenta rochas ígneas e metamórficas de alto grau (Dehler & Machado, 2002; Viana, 2010). Esta zona de cisalhamento é uma zona de falha transcorrente, e se caracteriza por seu relevo expressivamente alinhado a N60E. A geologia do entorno é composta por substrato cristalino de gnaisses, migmatitos e rochas granitóides, intrudidos por diques de diabásio e recobertos parcialmente por depósitos de solos aluvionares, coluvionares e residuais (Valeriano, 2006; Marinho, 2007).

Quanto ao clima, a região apresenta clima úmido e precipitação anual acima de 1200mm, o que provoca uma intensa alteração nas rochas a partir das fraturas, gerando mantos de intemperismo bastante desenvolvidos, que se tornam mais susceptíveis ao escorregamento e à erosão (Marinho, 2007).

Foram realizados neste trabalho, ensaios com Martelo Schmidt em campo e em laboratório. Os ensaios de campo foram realizados em taludes localizados próximos à PCH Anta e à casa de força da UHE Simplício. Em todos os casos, a superfície ensaiada foi a face do talude de rocha nos estados alterado e inalterado, além de juntas no estado alterado.

As amostras ensaiadas em laboratório foram retiradas das áreas de escavações dos canais do empreendimento, principalmente das escavações do Canal 1. Estas amostras foram separadas e armazenadas dentro de recipientes fechados, que permaneceram ao longo dos últimos 10 anos em área aberta do Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ, sob a ação de agentes intempéricos como variação de temperatura e umidade. A escolha das amostras para ensaios foi realizada por meio dos seguintes critérios: dimensão, nível de alteração e representatividade do material.

As amostras foram classificadas visualmente em função da cor, dureza, estrutura, textura, granulação e grau de alteração, sendo o último o critério mais importante para o desenvolvimento do trabalho. Além disso, as amostras foram classificadas em pequenas (dimensões entre 5 e 15cm) e grandes (dimensões superiores a 15cm).

O grau de alteração das amostras foi determinado qualitativamente com auxílio da classificação de alteração desenvolvida e proposta por Oliveira (2017) e Oliveira *et al.* (2018), apresentada no Quadro 1. A classificação apresenta cinco níveis de alteração da rocha, sendo expressos qualitativamente por: rocha inalterada, rocha pouco alterada, rocha medianamente alterada, rocha muito alterada e rocha extremamente alterada.

Quadro 1 – Classificação do grau de alteração das rochas (Oliveira, 2017).

| Grau de alteração | Descrição |
|---------------------------|--|
| A – Inalterada | Minerais originais intactos, sem indícios de decomposição, podendo existir leve oxidação. |
| B – Pouco alterada | Alteração incipiente com pouca transformação dos componentes mineralógicos originais e pouca descoloração do material. |
| C – Medianamente alterada | Minerais medianamente alterados e, em geral, sem brilho; maior descoloração do material. |
| D – Muito alterada | Minerais muito alterados e sem brilho; superfície com intensa decomposição, desagregando-se facilmente. |
| E – Extremamente alterada | Componentes mineralógicos originais transformados total ou parcialmente pelo intemperismo químico; transição da rocha para solo. |

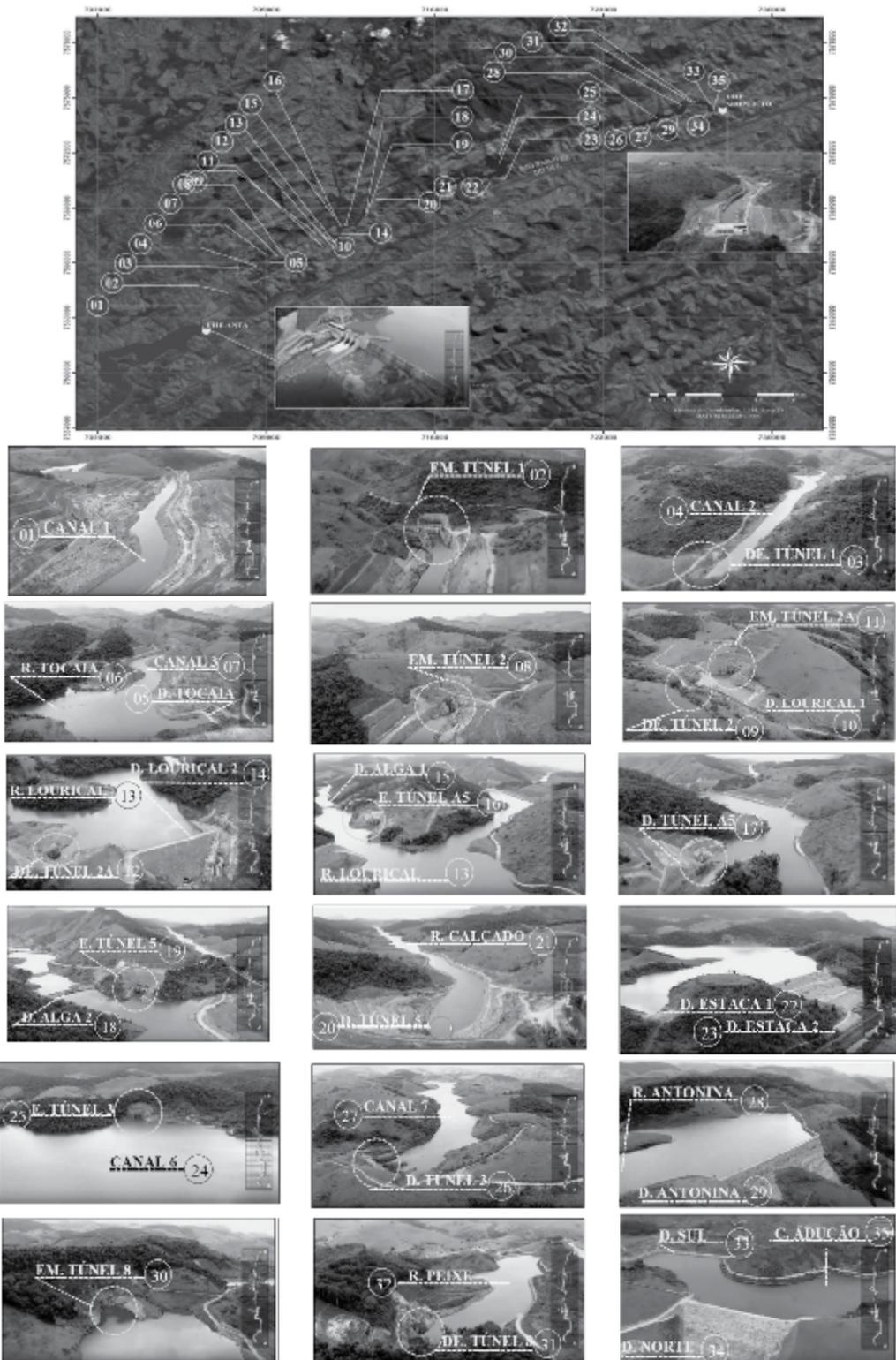


Fig. 1 – Obras de interligação entre UHE Anta e UHE Simplício (adaptado de Steffens, 2018).

4 – ENSAIO COM O MARTELO SCHMIDT

O ensaio com Martelo ou Esclerômetro Schmidt foi inicialmente proposto pelo engenheiro Ernst Schmidt para testar a dureza do concreto de forma não destrutiva, tendo seu uso ampliado posteriormente para estimar a resistência das rochas (Katz *et al.*, 2000). O equipamento realiza ensaios não destrutíveis, que consistem na aplicação de impacto em uma superfície, a qual responde com uma reação proporcional à sua dureza.

A Figura 2 apresenta o mecanismo de funcionamento do equipamento, que consiste em uma massa presa a duas molas. O sistema de molas permite o pressionamento do pistão do martelo contra uma superfície, liberando a massa que se choca contra a extremidade do pistão, transmitindo o impacto à superfície ensaiada. Ao serem comprimidas e estendidas, as molas funcionam como fonte de energia para que o impacto da massa ocorra.

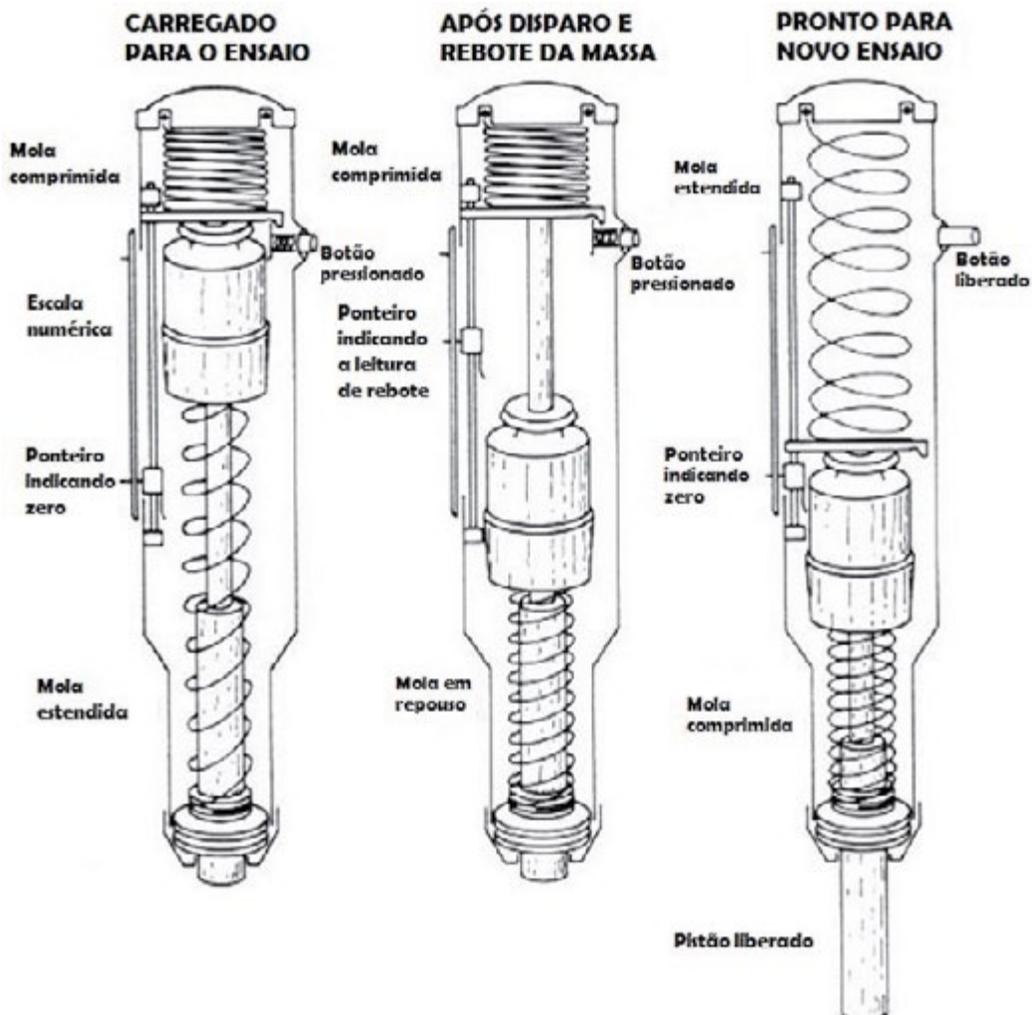


Fig. 2 – Esquema simplificado do funcionamento do Martelo Schmidt (adaptado de Aydin, 2009).

Os martelos tipo L e N possuem energias de impacto de 0,735 e 2,207Nm, respectivamente. O martelo tipo N é menos sensível às irregularidades da superfície e pode ser usado para superfícies com maiores resistências ao impacto. Enquanto o martelo tipo L tem maior sensibilidade para

valores de resistência mais baixos, fornecendo melhores resultados para rochas mais brandas. Os dois tipos de martelo podem ser usados de forma efetiva, sendo que o martelo tipo L apresenta maior sensibilidade para a heterogeneidade da rocha e uma maior dispersão de resultados. Aydin & Basu (2005), Buyuksagis & Goktan (2007) e Aydin (2009) reportam que os dois tipos de martelo apresentam alta sensibilidade quanto às propriedades de resistência e deformabilidade da rocha.

Durante o ensaio, a energia de impacto do equipamento é dividida em três parcelas: uma parcela que é dissipada pela deformação plástica do material, uma que é transformada em som e calor, e outra que é absorvida pela superfície ensaiada e que fornece o valor de rebote do material. A energia absorvida pela superfície durante o impacto é proporcional a sua dureza e resistência. A dureza do material é expressa por meio de uma escala numérica presente no equipamento que varia de 10 a 100 e recebe o nome de rebote. O rebote corresponde à distância em porcentagem percorrida pela massa após o impacto com o pistão (West, 1991; Aydin & Basu, 2005; Aydin, 2009).

O ensaio deve ser realizado com o pistão perpendicular à superfície da amostra de rocha, a fim de evitar remoção de lascas e dissipação da energia (Aydin, 2009). Além disso, Brandi *et al.* (2015) salientam que os resultados obtidos em direções diferentes da horizontal sofrem a ação da gravidade e devem ser normalizados por meio das curvas de correção fornecidas pelos ábacos.

A alteração da rocha e de seus minerais resulta em valores de rebotes geralmente menores e maior dispersão dos resultados, devido ao aumento da heterogeneidade dos minerais da rocha (Aydin, 2009).

Uma das maneiras de correlacionar o valor de rebote e a resistência à compressão uniaxial das rochas é utilizando ábacos e curvas de correlação, que são fornecidos pelos fabricantes dos equipamentos, encontradas nas bibliografias referentes ao tema ou padronizadas pela ISRM (1978). Na Figura 3 pode ser visto um exemplo deste tipo de ábaco de correlação, apresentado por Deere & Miller (1966) e adaptada para as unidades internacionais de medida por Hoek & Bray (1981).

4.1 – Aplicação do ensaio no AHE Simplício

O equipamento utilizado nos ensaios foi o Martelo Schmidt HT225, que possui energia de impacto igual a 2,207J (Martelo tipo N) e escala de registro de rebote variando de 10 a 100 (Figura 4a). O ábaco de correlação entre o rebote e a resistência à compressão uniaxial disponibilizado pelo fabricante do martelo é apresentado na Figura 4b.

4.1.1 – Ensaios em laboratório

Os ensaios em laboratório com Martelo Schmidt foram realizados com o auxílio de uma morsa de bancada para fixação das amostras (Figura 5a). Foram utilizados calços de madeira para ajuste, visando a minimização da dispersão de energia do ensaio que pode ocorrer devido à má fixação das amostras. A perpendicularidade do Martelo Schmidt foi observada em todos os ensaios, porém a direção de impacto variou de horizontal a vertical em função das irregularidades das superfícies das amostras, que interferem no posicionamento inicial do pistão.

Para realização dos ensaios em laboratório foram selecionadas 119 amostras de rocha, sendo que grande parte das amostras pequenas sofreu ruptura durante o processo de fixação ou durante o ensaio. Decidiu-se inicialmente obter, no mínimo, 10 medições de rebote para cada amostra. Porém como muitas amostras romperam, foi realizado o maior número possível de medições em cada amostra intacta, tendo esse valor variado entre 1 e 60, com média de 20 medições por amostra. Observou-se ainda a variação expressiva dos valores de rebote para uma mesma amostra. O alto número de medições teve por objetivo diminuir a dispersão dos resultados após o tratamento estatístico dos dados.

Dispersão média da resistência
para a maioria das rochas (MPa)

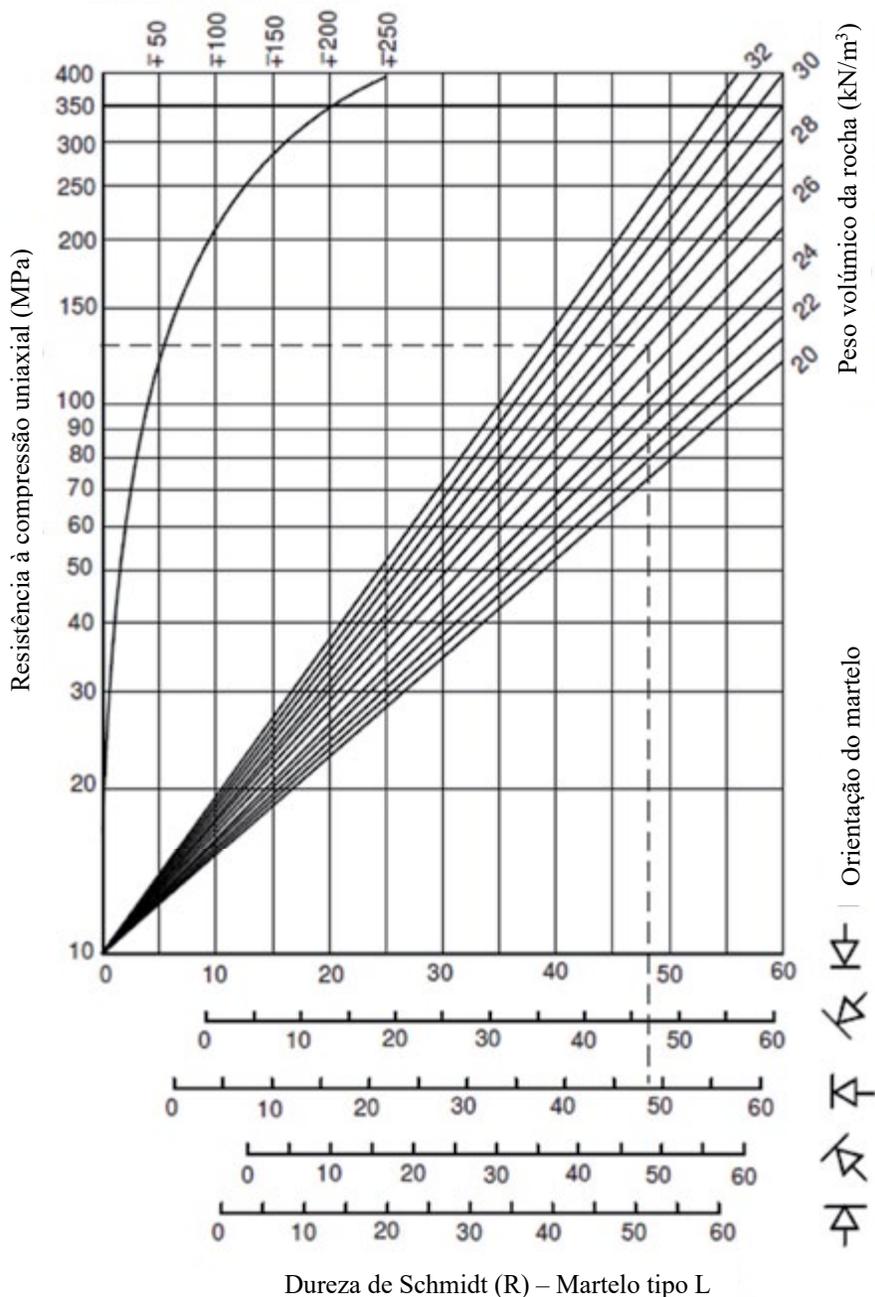


Fig. 3 – Ábaco de correlação entre o valor de rebote (R) e a resistência à compressão uniaxial da rocha (Deere & Miller, 1966; adaptado por Hoek & Bray, 1981).

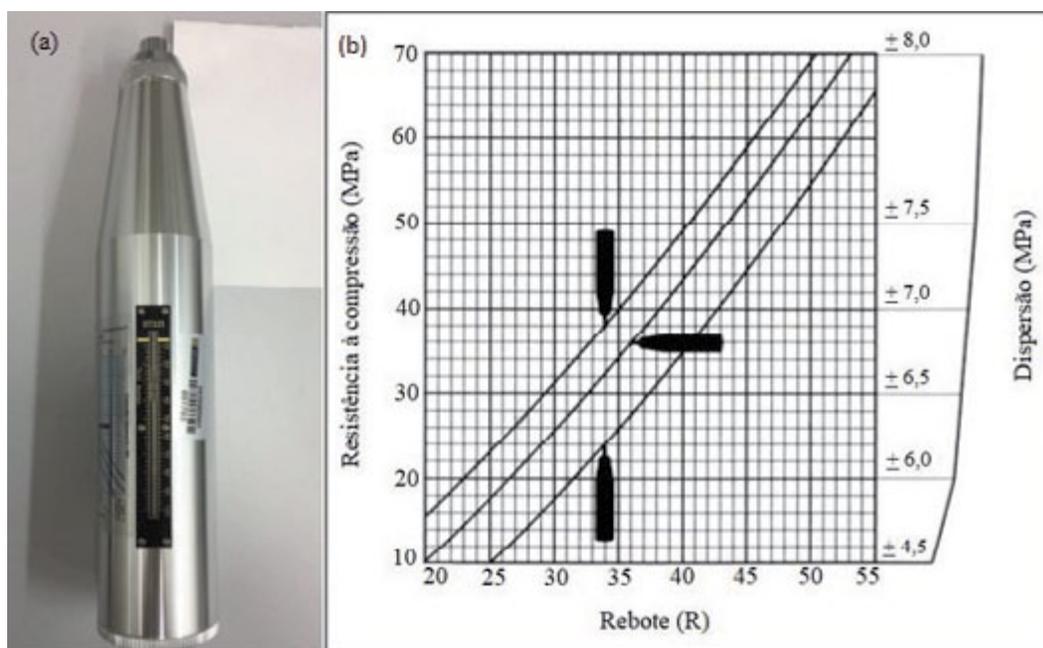


Fig. 4 – Martelo Schmidt: (a) Tipo HT225 e (b) Ábaco de correlação entre rebote e resistência fornecido pelo fabricante (Oliveira et al., 2018).

O grande número de amostras rompidas, principalmente entre as amostras pequenas, pode ser justificado pelo método de fixação e grau de alteração da amostra. O método de fixação com morsa se mostrou eficaz, porém para que o Martelo Schmidt consiga registrar uma leitura de rebote, a amostra deve estar perfeitamente fixa, exigindo maior aperto na morsa, o que pode provocar a ruptura da rocha. Além disso, a alteração da amostra reduz a força de ligação dos minerais e com isto ela se rompe mais facilmente no aperto da morsa.

4.1.2 – Ensaios em campo

Foram escolhidos 14 pontos distintos para realização dos ensaios com Martelo Schmidt em campo, tendo sido 11 pontos em talude próximo à PCH Anta e 3 pontos próximos à casa de força da UHE Simplicio (Figura 5b). Foram realizados em cada ponto, um mínimo de 4 e um máximo de 18 ensaios com as respectivas medidas de rebote. A escolha dos pontos ensaiados buscou garantir a representatividade dos estados de alteração das rochas e das juntas, para posterior comparação dos valores de campo com os valores de laboratório.

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados da caracterização das amostras e dos ensaios com Martelo Schmidt realizados em campo e em laboratório foram analisados e comparados entre si. De forma similar, foram também analisados e comparados os valores de resistência obtidos a partir dos rebotes, adotando-se os ábacos apresentados neste trabalho. Além disso, são apresentadas análises conjuntas dos resultados deste trabalho com os resultados apresentados por Oliveira (2017) e Steffens (2018), a fim de desenvolver uma proposta para a previsão de comportamento ao longo do tempo do gnaiss da região do AHE Simplicio.



(a) Ensaios em laboratório



(b) Ensaios em campo

Fig. 5 – Realização dos ensaios com Martelo Schmidt.

5.1 – Caracterização das amostras

De modo geral, as amostras apresentaram: i. coloração heterogênea predominantemente máfica; ii. dureza variando entre 1 e 5 (amostras riscadas pelo canivete) e entre 6 e 10 (amostras riscam o vidro), conforme Escala de Dureza de Mohs; iii. estrutura foliada, característica do gnaisse; iv. textura cristalina variando entre fanerítica e afanítica; v. granulação variando entre fina e média; e vi. grau de alteração variando entre os níveis A, B e C da classificação apresentada no Quadro 1. O Quadro 2 apresenta a distribuição do número de amostras classificadas para cada nível de alteração.

Os resultados de rebote obtidos nos ensaios com Martelo Schmidt em laboratório foram tratados estatisticamente por meio da eliminação dos valores correspondentes à média \pm desvio padrão, ou seja, foram eliminados os valores extremos da distribuição de rebotes, considerados muito abaixo ou muito acima dos valores médios. Desta forma, após o tratamento estatístico de distribuição normal truncada restaram valores de rebote correspondentes a 68% dos resultados de ensaios.

Quadro 2 – Classificação do grau de alteração das rochas conforme Oliveira (2017).

| Grau de alteração | Número de amostras |
|-------------------|--------------------|
| A | 36 |
| B | 51 |
| C | 32 |
| D | 0 |
| E | 0 |

5.2 – Ensaios com Martelo Schmidt realizados em laboratório

A distribuição dos valores de rebote, após o tratamento, para cada nível de alteração das amostras pequenas e grandes é apresentada na Figura 6. Calculou-se o valor do rebote médio para cada uma das classes de alteração em função do tamanho das amostras e a média truncada, na qual foram aproveitados os valores de rebote das amostras pequenas e grandes. Os resultados são sumariados no Quadro 3.

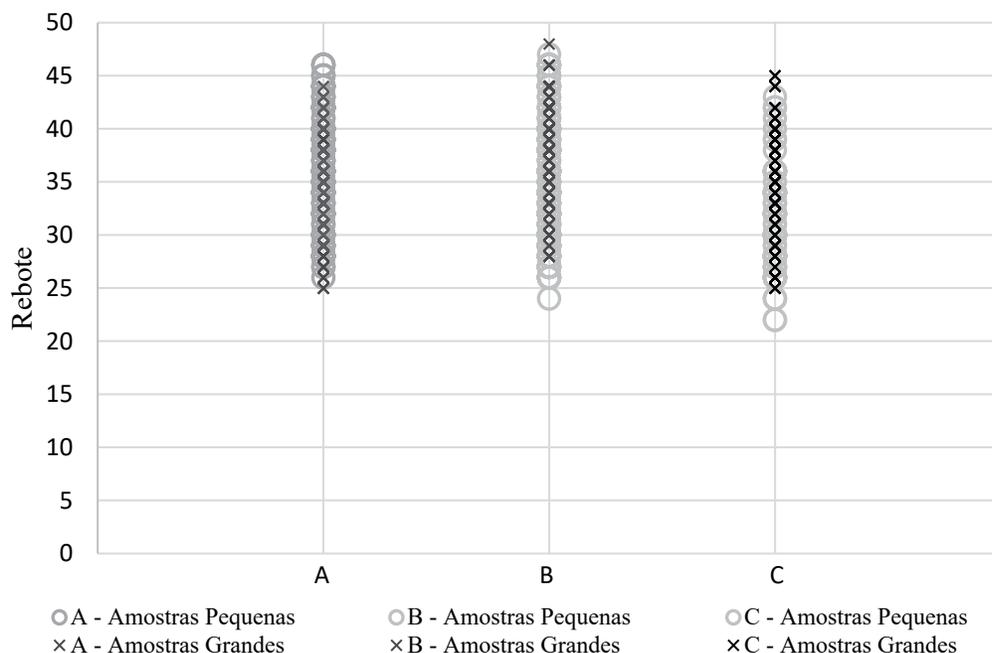


Fig. 6 – Distribuição dos valores de rebote obtidos nos ensaios com Martelo Schmidt tipo N em amostras pequenas e grandes.

Quadro 3 – Valores médios de rebote obtidos para cada nível de alteração das amostras com Martelo Schmidt tipo N.

| Tamanho das amostras | Rebote Nível de alteração - Classe | | |
|----------------------|---------------------------------------|-------------|-------------|
| | A | B | C |
| Pequenas | 36,0 | 33,5 | 28,0 |
| Grandes | 35,0 | 35,5 | 34,0 |
| Média geral | 35,5 | 34,5 | 31,0 |

É possível notar na Figura 6, que os resultados das amostras pequenas e das amostras grandes possuem o mesmo padrão de comportamento, com valores de rebote muito próximos. Nas amostras pequenas os rebotes variam entre 22 e 47 e para as amostras grandes variam de 25 a 48, permitindo concluir que a dimensão da amostra não tem influência significativa no rebote.

As amostras do nível de alteração C apresentam maior diferença entre os valores de rebote, quando comparados aos rebotes dos níveis A e B, menos alterados. Esta diferença pode ser explicada pela redução da resistência das amostras pequenas em decorrência de sua alteração interna. Ao longo do tempo de armazenamento do material, as amostras pequenas sofreram um processo de alteração não somente superficial, mas também interno, diferentemente das amostras grandes com alteração predominantemente superficial. Os sinais de alteração interna foram observados nas amostras pequenas rompidas durante o processo de ensaio, sendo possível notar intensa alteração dos minerais constituintes da rocha, principalmente dos minerais próximos aos planos de foliação.

Os valores de resistência à compressão uniaxial em função dos rebotes das amostras ensaiadas foram determinados com o ábaco de Deere & Miller (1966), já apresentado na Figura 3, em detrimento do ábaco fornecido pelo fabricante. Esta decisão se deve ao fato da resistência à compressão uniaxial máxima do ábaco do fabricante limitar-se a 70MPa. Este valor é muito inferior ao valor de resistência à compressão uniaxial obtido por Salles (2013), os quais correspondem a cerca de 165 MPa para corpos de prova de rocha inalterada.

Além disso, o ábaco do fabricante tem seu uso indicado para ensaios executados em superfícies de concreto, ao contrário do ábaco de Deere & Miller (1966), proposto após uma série de ensaios com Martelo Schmidt tipo L realizados em amostras de 28 tipos diferentes de rochas. A Figura 7 apresenta a distribuição dos valores de resistência à compressão uniaxial obtidos para cada amostra.

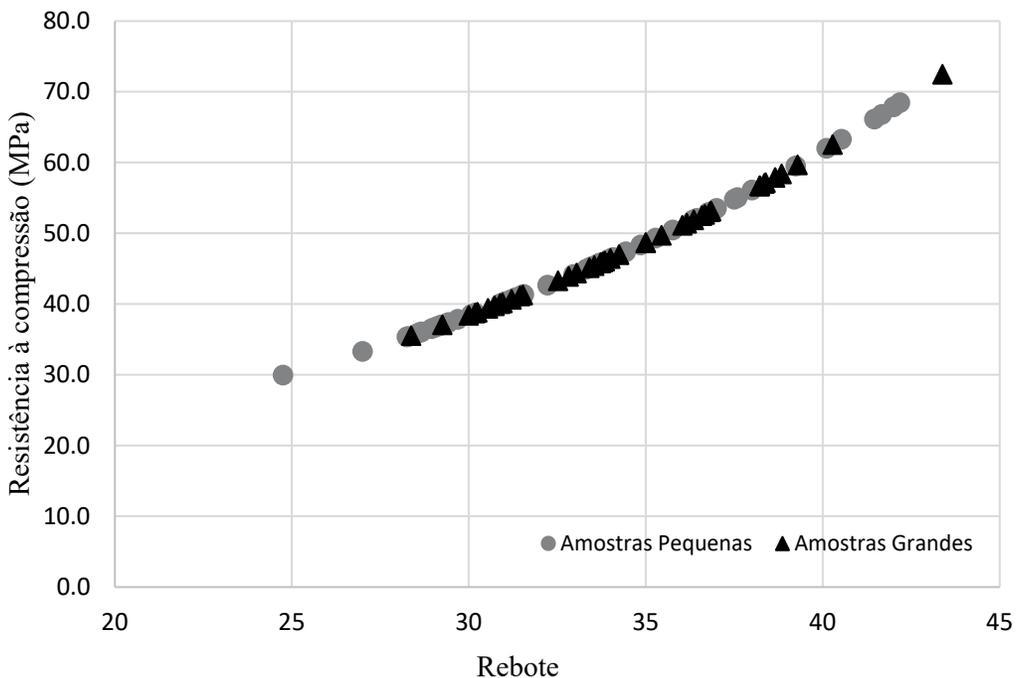


Fig. 7 – Curva de distribuição dos valores de resistência obtidos por meio do ábaco de Deere & Miller (1966).

O emprego do ábaco de Deere & Miller (1996) exigiu a correção dos valores de rebote obtidos nos ensaios com o Martelo Schmidt tipo N para valores de rebote com martelo tipo L. A literatura apresenta algumas correlações entre os martelos tipo L e N. Neste trabalho adotou-se a correlação proposta por Aydin & Basu (2005) para a correção dos valores de rebote, expressa por:

$$R_L = \frac{R_N - 6,3679}{1,0646} \quad (1)$$

onde R_L e R_N são os valores de rebote obtidos por meio do martelo tipo L e N, respectivamente.

5.3 – Ensaios com Martelo Schmidt realizados em campo

Os valores de rebote obtidos nos ensaios realizados em campo foram analisados em função do estado de alteração da rocha e das juntas, possibilitando a estimativa dos valores de rebote médio para cada nível de alteração. Lopes (2019) apresenta os dados de campo referentes a esta pesquisa no Quadro 4.

5.4 – Comparação de resultados obtidos com Oliveira (2017) e Steffens (2018)

Oliveira (2017) realizou ensaios, com Martelo Schmidt tipo N, em amostras de testemunhos de sondagens que foram executadas na área do AHE Simplicio durante a fase de investigação do empreendimento. Foram ensaiadas amostras inalteradas e amostras que sofreram alteração natural ao longo dos anos. Além disso, foram realizados ensaios em rocha sã, correspondente à geratriz do testemunho, e ensaios nas juntas, representadas pelas superfícies das extremidades do testemunho.

Steffens (2018) realizou ensaios, com Martelo Schmidt tipo N, nas juntas de testemunhos de sondagem do AHE Simplicio, que foram alteradas artificialmente em laboratório por Salles (2013) com auxílio de um equipamento de percolação para alteração acelerada. Os níveis de alteração variaram desde o nível natural e são (representado por 0 horas) até os níveis de alteração artificial correspondentes a 600, 1200, 2400, 4800 e 8300 horas de ensaio no equipamento de percolação.

O Quadro 4 resume os valores de rebote médio referentes à cada classe de amostras obtidos por Oliveira (2017), além dos valores de rebote associados a cada tempo de lixiviação em laboratório obtidos por Steffens (2018). Esses valores podem ser comparados aos valores de rebote deste trabalho, correspondentes a cada classe de amostras ensaiadas em campo e em laboratório. Os valores de rebote são associados à classificação do nível ou do tempo de alteração.

Quadro 4 – Comparação de valores de rebote médio com Martelo Schmidt tipo N deste trabalho com rebotes de Oliveira (2017) e Steffens (2018).

| Oliveira (2017) | | Steffens (2018) | | Lopes (2019) | | | |
|--------------------|--------------|-----------------|--------------|--------------------|--------------|------------------------|--------------|
| | | | | Ensaios em campo | | Ensaios em laboratório | |
| Classe | Rebote Médio | Tempo | Rebote Médio | Classe | Rebote Médio | Nível de alteração | Rebote Médio |
| Rocha não alterada | 57,0 | 0h | 47,0 | Rocha não alterada | 57,0 | A | 35,5 |
| Rocha alterada | 41,0 | 600h | 46,0 | Rocha alterada | 41,0 | B | 34,5 |
| | | 1200h | 39,0 | | | | |
| Junta não alterada | 40,0 | 2400h | 33,0 | Junta alterada | 31,0 | C | 31,0 |
| Junta alterada | 34,0 | 4800h | 32,0 | | | | |
| | | 8300h | 31,0 | | | | |

A partir do Quadro 4 observa-se a redução dos valores de rebote com o aumento da alteração das amostras. Além disso, nota-se que os valores de rebote foram iguais a 31,0 para as amostras com 8300h de alteração acelerada em laboratório, para as amostras de junta alterada em campo e para as amostras de nível de alteração C dos ensaios de laboratório.

Os valores médios de rebote sumariados no Quadro 4 foram adotados para estimativa dos valores de resistência à compressão uniaxial por meio do ábaco de Deere & Miller (1966), respeitando-se a direção de ensaio para cada caso. Nos ensaios de Oliveira (2017) e Steffens (2018) a direção de ensaio foi horizontal para as juntas e vertical para as superfícies de rocha do maciço. No atual trabalho, para as rochas e juntas ensaiadas em campo, a direção de ensaio foi horizontal, visto que as faces dos taludes eram verticais. Já no caso das amostras de laboratório, a direção de ensaio variou entre horizontal e vertical devido à irregularidade das superfícies. Desta forma, para os ensaios de laboratório, decidiu-se utilizar a média entre os valores de resistência obtidos do ábaco para ensaio com o martelo na posição vertical e horizontal.

A Figura 8 apresenta a correlação entre valores de resistência à compressão em função dos rebotes desse trabalho, de Oliveira (2017) e de Steffens (2018), incluindo a linha de tendência que apresentou melhor ajuste aos dados. A linha de tendência, representa a variação da resistência à compressão uniaxial do material em função do valor do rebote obtido com martelo tipo N, que por sua vez varia com o grau de alteração das amostras.

Importante salientar que os valores de resistência à compressão uniaxial foram obtidos por meio do ábaco de Deere & Miller (1966), em função dos valores de rebote dos ensaios com martelo tipo N e corrigidos para o martelo tipo L (Equação 1). Contudo, a relação foi construída diretamente com os valores de rebote do martelo tipo N, visando a simplicidade do uso em função do martelo disponível.

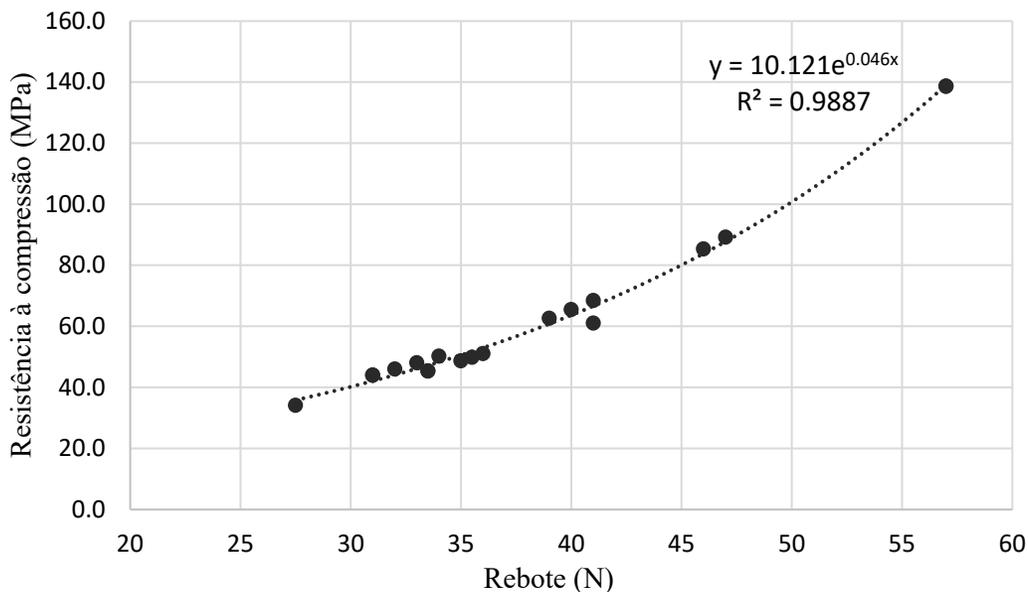


Fig. 8 – Correlação entre resistência à compressão uniaxial e valor de rebote com martelo tipo N para o gnaiss da região de Simplício.

Portanto, os resultados apresentados na Figura 8 possibilitam propor uma expressão para a estimativa da resistência à compressão uniaxial em função do rebote obtido com o martelo tipo N, para o gnaiss Simplício em níveis de alteração distintos, dada por:

$$\sigma_c = 10,121 * e^{0,046 * R_N} \quad (2)$$

onde σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha em MPa e R_N é o valor do rebote obtido com o martelo tipo N.

6 – PREVISÃO DO COMPORTAMENTO COM O TEMPO

A previsão de comportamento do material em função do tempo foi desenvolvida utilizando-se o conceito de índice de alteração ou índice de qualidade. O índice de alteração é empregado para comparar uma determinada característica da rocha no estado intacto em relação ao estado alterado, indicando a sua variação com o aumento do grau de alteração do material. O índice de alteração é geralmente usado na quantificação de propriedades mensuráveis como resistência, absorção, desgaste, porosidade, massa específica, propagação de ondas e granulometria (Maia, 2001; Salles, 2013). O índice de alteração usado nas análises deste trabalho é expresso por:

$$I_R = \frac{R_{inalterada} - R_{alterada}}{R_{inalterada}} * 100 \quad (3)$$

onde I_R é o índice de alteração do rebote dado em percentagem; $R_{inalterada}$ é o valor de rebote para uma amostra que não sofreu alteração e, portanto, é o valor de referência; $R_{alterada}$ é o valor de rebote da amostra alterada que se deseja comparar.

O Quadro 5 apresenta os índices de alteração calculados com os valores de rebote das amostras alteradas por lixiviação no equipamento de percolação em laboratório e ensaiadas por Steffens (2018) e os valores do índice de alteração do rebote das amostras naturais ensaiadas com Martelo Schmidt em laboratório. O valor de referência adotado ($R_{inalterada}$) corresponde ao rebote da rocha intacta obtida em campo neste trabalho e igual a 57. Note-se que o mesmo valor de rebote foi encontrado por Oliveira (2017) nos ensaios de martelo executados na geratriz dos testemunhos de gnaiss de Simplicio, considerada como representativa da rocha não alterada. Do Quadro 5 é possível concluir que houve uma redução de 45,6% do valor de rebote para as amostras que foram submetidas à 8300h de lixiviação em laboratório e que foram ensaiadas por Steffens (2018). A mesma redução de rebote foi encontrada para as amostras pertencentes ao nível de alteração C e que foram ensaiadas no presente trabalho.

Quadro 5 – Índices de alteração do rebote em função do nível e tipo de alteração das amostras.

| Amostras alteradas artificialmente | | Amostras alteradas naturalmente | |
|------------------------------------|-------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Tempo | Índice de alteração (%) | Nível de alteração | Índice de alteração (%) |
| 0h | 17,5 | A | 37,7 |
| 600h | 19,3 | | |
| 1200h | 31,6 | B | 39,5 |
| 2400h | 42,1 | | |
| 4800h | 43,9 | C | 45,6 |
| 8300h | 45,6 | | |

Considerando o índice de alteração das amostras alteradas natural e artificialmente, é possível determinar o tempo equivalente de lixiviação em laboratório. Ele representa o tempo de lixiviação necessário para produzir em laboratório, um nível de alteração equivalente ao produzido naturalmente na rocha *in situ*. Para tanto é necessário desenvolver uma relação de variação do rebote em função do tempo de lixiviação. A curva apresentada na Figura 9 foi obtida por meio dos dados de Steffens (2018), na qual foram plotados os índices de alteração produzidos em laboratório pelo tempo de lixiviação correspondente. Em seguida, os valores dos índices de alteração calculados para os níveis A, B e C (37,7%; 39,5%; 45,6%) foram projetados na curva a fim de obter o tempo de lixiviação equivalente para cada um dos níveis.

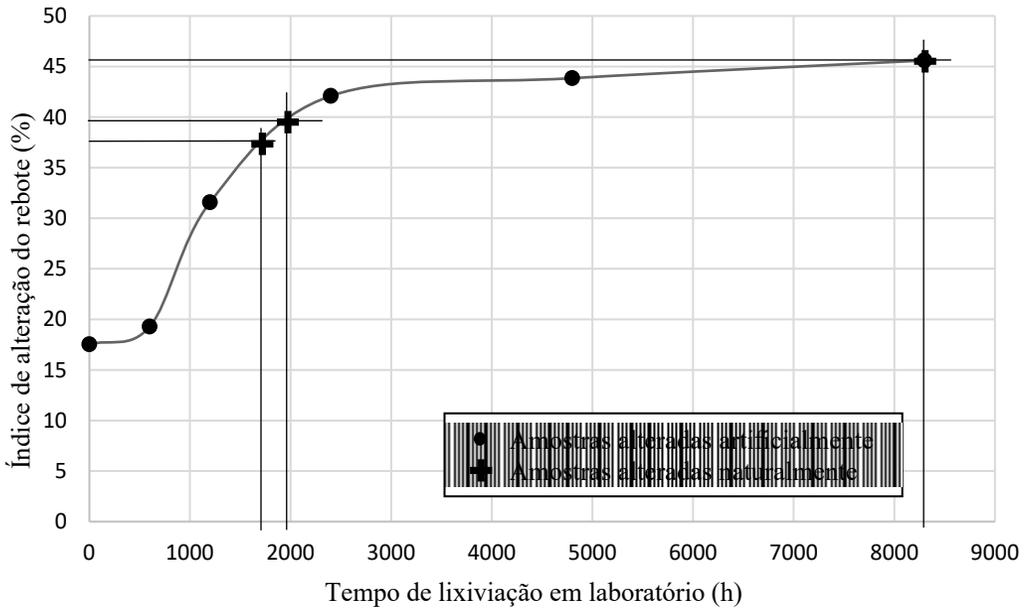


Fig. 9 – Variação do índice de alteração do rebote em função do tempo de lixiviação em laboratório.

Com base na Figura 9, os valores de índice de alteração dos níveis A igual a 37,7% e B igual a 39,5% fornecem tempos de lixiviação equivalentes a 1700h e 1950h, respectivamente. Por sua vez, o valor de índice de alteração do nível C igual a 45,6% é igual ao índice de alteração da amostra que sofreu 8300h de lixiviação em laboratório (Steffens, 2018), portanto, este ponto foi obtido experimentalmente. Com esses valores determinou-se a relação entre rebote e tempo de lixiviação e a linha de tendência que melhor se ajustou aos resultados, apresentada na Figura 10. Esta linha de tendência representa uma proposta preliminar para a previsão do comportamento do gnaiss de Simplicio em função do tempo de alteração do material.

A proposta desenvolvida corresponde a uma curva de tendência traçada através de três pontos somente. O reduzido número de pontos é consequência da forma com que os dados desta pesquisa foram obtidos e analisados. A caracterização dos materiais resultou em amostras representativas de três classes de alteração, amostra não alterada (Nível A), amostra pouco alterada (Nível B) e amostra medianamente alterada (Nível C) e, portanto, esse fator se tornou um condicionante da análise dos resultados e da proposta preliminar de previsão do comportamento ao longo do tempo de alteração.

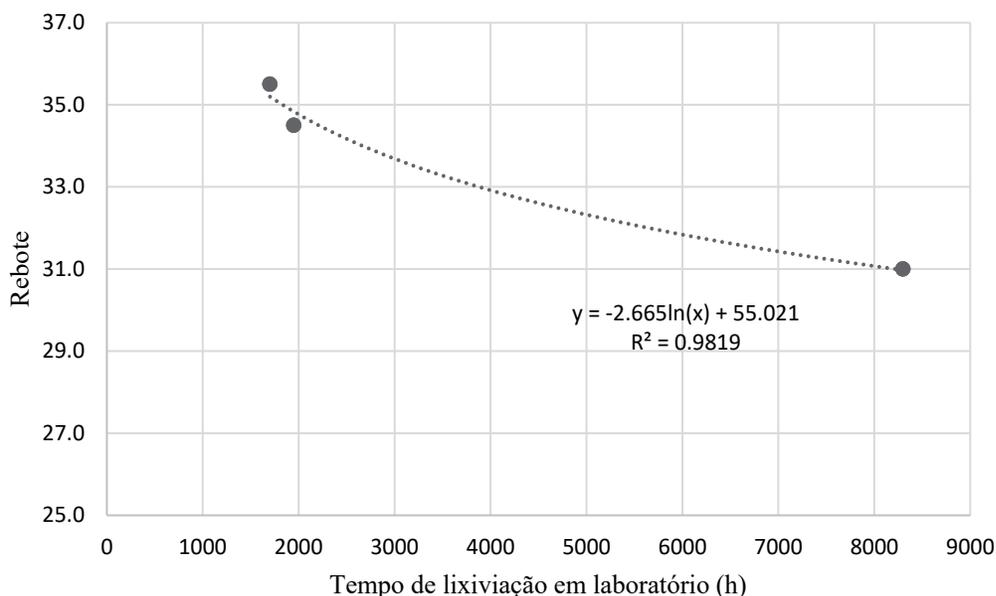


Fig. 10 – Proposta de relação para a previsão da variação do rebote do gnaiss de Simplício em função do tempo de lixiviação em laboratório.

Portanto, a equação proposta para a previsão da variação de rebote para o gnaiss estudado, em função do tempo de lixiviação em laboratório, é dada por:

$$R_N = -2,665 * \ln(t) + 55,021 \quad (4)$$

onde R_N é o valor do rebote obtido com o martelo tipo N e t é o tempo de lixiviação em laboratório, em horas.

Com base nas Equações 2 e 4, e no valor de resistência à compressão uniaxial da rocha não alterada (139,3 MPa), é possível propor ainda, uma equação de variação da resistência à compressão uniaxial do gnaiss Simplício em função do tempo de alteração em campo, sendo ela:

$$\Delta\sigma_C = 139,3 - 10,121 * e^{-0,1226*\ln(t)+2,531} \quad (5)$$

onde $\Delta\sigma_C$ é a redução da resistência à compressão uniaxial da rocha em MPa, e t é o tempo de alteração natural, em horas.

O valor de rebote obtido por Steffens (2018) para a amostra submetida à 8300h de lixiviação em laboratório (cerca de 1 ano), é igual ao valor de rebote encontrado nesta pesquisa para a amostra com nível de alteração C, que sofreu alteração natural durante aproximadamente 10 anos. Sendo assim, em termos de rebote e resistência à compressão uniaxial, foi possível observar que o período de 1 ano de alteração artificial em laboratório conseguiu produzir o mesmo nível de alteração das amostras do nível C, as quais foram submetidas à alteração natural durante 10 anos. Portanto, pode-se assumir que a alteração produzida no período de 1 ano em laboratório equivale a 10 anos de alteração natural. Desta forma, é possível utilizar esta proposta de previsão de comportamento do

material para prever a redução do valor de rebote e da resistência à compressão uniaxial do gnaiss de AHE Simplício ao longo dos anos conforme apresentado no Quadro 6.

Quadro 6 – Proposta de previsão de comportamento do material ao longo do tempo.

| Tempo de alteração em laboratório (anos) | Tempo de alteração em campo (anos) | Rebote | Resistência à compressão uniaxial (MPa) |
|---|---|---------------|--|
| 1 | 10 | 31,0 | 41,8 |
| 2 | 20 | 29,0 | 38,4 |
| 3 | 30 | 27,9 | 36,5 |
| 4 | 40 | 27,1 | 35,3 |
| 5 | 50 | 26,5 | 34,3 |

A resistência à compressão uniaxial das amostras foi calculada por meio da Equação 2. O valor utilizado como referência para a rocha não alterada foi o obtido em campo por esta pesquisa, que corresponde a um rebote igual a 57 e resistência à compressão uniaxial de aproximadamente 139,3 MPa. O rebote previsto para 50 anos de alteração em campo foi de 26,5, correspondendo a uma resistência à compressão uniaxial de cerca de 34,3 MPa. A diminuição da resistência à compressão uniaxial do gnaiss estudado, calculada pelas relações propostas neste trabalho, foi de 105,0 MPa ao longo de 50 anos de alteração natural, ou seja, uma redução de resistência de aproximadamente 75%.

Salles (2013) também avaliou a variação do comportamento do gnaiss Simplício com a alteração promovida pelo equipamento de percolação para alteração artificial. A autora considerou resultados de análises petrográficas, ensaios de absorção e ensaios de compressão uniaxial e diametral de corpos de prova sãos e alterados artificialmente no equipamento de percolação. Destaca-se a proposta de previsão de comportamento do material, baseada nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados pela autora no gnaiss de Simplício e nos resultados apresentados por Ferreira (2004) e Maia e Salles (2006) para um gnaiss de comportamento similar, o gnaiss Pedra Madeira, de Santo Antônio de Pádua/RJ.

Segundo a proposta apresentada por Salles (2013), em 50 anos de alteração natural em campo, a redução da resistência à compressão uniaxial do gnaiss da região de Simplício seria aproximadamente igual a 92 MPa. O valor da resistência à compressão uniaxial da rocha inalterada obtido pela autora foi igual a 164,8 MPa e o da rocha alterada durante 50 anos foi igual a 72,9 MPa, ou seja, redução prevista de 56% no valor da resistência.

A redução da resistência obtida pela proposta de Salles (2013) foi de aproximadamente 92 MPa e a do presente trabalho igual a 105 MPa, o que representa uma diferença de 13MPa (12,4%) entre as duas previsões. A diferença pode ser explicada por diversos fatores. Os valores de resistência à compressão uniaxial obtidos com Martelo Schmidt tipo N são menores que os valores obtidos nos ensaios de compressão uniaxial de corpos de prova realizados por Salles (2013). Isto pode ser relacionado à diferença do carregamento dos dois tipos de ensaios. Note-se que o carregamento é aumentado progressivamente no ensaio de compressão uniaxial, enquanto no ensaio com Martelo Schmidt o carregamento ocorre quase instantaneamente. Além disso, o método utilizado para fixação das amostras pode ter gerado dissipação de energia no ensaio com martelo, causando a redução do rebote e da resistência à compressão uniaxial.

Apesar dos valores de resistência à compressão uniaxial estimados pelas duas propostas serem diferentes, é importante observar que apresentam grandezas similares, o que incentiva o uso de ambas previsões para a avaliação preliminar do comportamento ao longo do tempo do gnaiss de Simplício e de rochas de propriedades similares.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados e análises deste trabalho permitem ressaltar as seguintes considerações: i. o uso do Martelo Schmidt para a estimativa da resistência à compressão uniaxial de amostras de rochas e juntas se mostrou satisfatório; ii. apesar da dispersão dos resultados, o Martelo Schmidt foi sensível ao nível de alteração das amostras, indicando tendências de comportamento; iii. o método de fixação das amostras com morsa de bancada foi eficaz, porém pode causar ruptura, principalmente de amostras pequenas e muito alteradas; iv. os valores de rebote de amostras pequenas e grandes são similares, indicando influência desprezível de tamanho; v. a alteração das amostras pequenas ao longo do tempo de armazenamento é mais invasiva que a das amostras grandes; vi. a comparação dos valores de rebote deste trabalho, de Oliveira (2017) e Steffens (2018) possibilitou o desenvolvimento de uma proposta de previsão do comportamento da resistência à compressão uniaxial do gnaiss Simplício em função do rebote do Martelo Schmidt e da alteração no tempo; vii. a associação dos índices de alteração de rebote com a variação da alteração artificial e natural das amostras possibilitou o desenvolvimento de relação de previsão da redução do valor de rebote em função do tempo de lixiviação em laboratório; viii. a relação indica que o nível de alteração acelerada no equipamento de percolação no período de 1 ano é equivalente ao nível de alteração natural em campo atingido no período de 10 anos; ix. a previsão de comportamento aponta para uma redução da resistência à compressão uniaxial do gnaiss Simplício de aproximadamente 105 MPa (75%) em 50 anos de alteração natural; x. as previsões de redução da resistência à compressão uniaxial do gnaiss Simplício deste trabalho e de Salles (2013) apresentaram resultados similares, com diferença de 12,4% para 50 anos de alteração natural.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Empresa Furnas S.A. pela disponibilização de informação e material do empreendimento da Barragem de Simplício. Agradecem também os apoios financeiros do CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, indispensáveis para o desenvolvimento das pesquisas que originaram este trabalho. Finalmente, os autores agradecem a colaboração dos colegas do Grupo de Pesquisa de Alterabilidade de Rochas da PUC-Rio e COPPE-UFRJ, com especial menção ao Prof. Coordenador Alberto Sayão.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arikan, F.; Aydin, N. (2012). *Influence of Weathering on the Engineering Properties of Dacites in Northeastern Turkey*. ISRN Soil Science, v. 2012, pp. 1–15.
- Aydan, Ö.; Ulusay, R.; Tokashiki, N. (2014). *A new Rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses*. Rock Mechanics and Rock Engineering, v. 47, pp. 1255–1276.
- Aydin, A. (2009). *ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 46, pp. 627–634.
- Aydin, A.; Basu, A. (2005). *The Schmidt hammer in rock material characterization*. Engineering Geology, v. 81, pp. 1–14, 2005.
- Barton, N. (1973). *Review of a new shear-strength criterion for rock joints*. Engineering Geology, v. 7, pp. 287–332.

- Begonha, A. J. S. de. (1989). *Alteração das Rochas Graníticas do Norte e Centro de Portugal*. Universidade Nova de Lisboa, Porto.
- Brady, B. H. G.; Brown, E. T. (2005). *Rock mechanics for underground mining*. 3. ed. New York, Boston, Dordrecht, London, Moscow: Springer Science + Business Media, Inc. v. 279.
- Brandi, I.; Barbosa, M.; Guimarães, R. (2015). *Resistência Geomecânica De Cavidades Naturais Subterrâneas Em Terrenos Ferríferos, Carajás- Pa*. v. 2113, pp. 627–634.
- Buyuksagis, I. S.; Goktan, R. M. (2007). *The effect of Schmidt hammer type on uniaxial compressive strength prediction of rock*. v. 44, pp. 299–307.
- Deere, D. U.; Miller, R. P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock*. Technical report n. AFWL-TR-65-116, New Mexico. pp. 300.
- Dehler, N. M.; Machado, R. (2002). *Geometria e cinemática da aba sul da estrutura divergente do Rio Paraíba do Sul ao longo da seção Areal-Três Rios, Rio de Janeiro*. Revista Brasileira de Geociências, v. 32, n. 4, pp. 481–490.
- Frazão, E. B. (1993). *Metodologia para avaliação da alterabilidade de rochas a partir do estudo experimental em amostras de basaltos da U.H.E. de Três Irmãos – Estado de São Paulo*. pp. 178. Tese (Doutorado em geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP, São Carlos.
- Farjallat, J. E. S.; De Barros, F. P.; Yoshida, R.; De Oliveira, J. A. N. (1972). *Alguns Problemas de Desagregação dos Basaltos da Barragem de Capivara, Rio Paranapanema*. 4ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, vol. II A, pp. 73-102.
- Ferreira, G. S. (2004). *Estudo de estabilidade e tensões in situ na extração de rochas ornamentais no município de Santo Antônio de Pádua – RJ*. Dissertação (mestrado), Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro.
- Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1983). *Estabilidades de taludes naturais e de escavação*. 2. ed. São Paulo: Editora Blucher.
- Gupta, A. S.; Seshagiri Rao, K. (1998). *Index properties of weathered rocks: inter-relationships and applicability*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 57, pp. 161–172.
- Heidari, M.; Momeni, A. A.; Naseri, F. (2013). *New weathering classifications for granitic rocks based on geomechanical parameters*. Engineering Geology, v. 166, n. November, pp. 65–73.
- Hoek, E. & Bray, J. W. (1981). *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 358.
- ISRM. (1978). *Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks*. In: Brown ET editor. Rock characterization, testing and monitoring. ISRM suggested Methods. Oxford: Pergamon. pp. 95–6.
- Katz, O.; Reches, Z.; Roegiers, J. C. (2000). *Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, v. 37, pp. 723–728.
- Lopes, M. C. (2006). *Comportamento geotécnico e mecanismos de ruptura em rochas brandas - Mina Córrego do Sítio*. Pp. 94. Dissertação (Mestrado em engenharia mineral) - Departamento de Engenharia de Minas, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto.

- Lopes, P. M. (2019). *Alterabilidade e comportamento geomecânico de rochas no AHE Simplicio*. Dissertação (mestrado em engenharia civil) - Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Machado, D. L. (2012). *Comportamento Geomecânico de Estruturas Reliquiarias de um Solo Residual de Gnaisse da AHE Simplicio*. Pp. 143. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Maia, P. C. A. (2001). *Avaliação do Comportamento Geomecânico e de Alterabilidade de Enrocamentos*. Pp. 289. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil: geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC, Rio de Janeiro.
- Maia, P. C. de A.; Sayão, A. S. F. J.; Nunes, A. L. L. S.; Caproni JR., N. (2002). *Compressibilidade de enrocamentos basálticos*. XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, pp. 81–92.
- Maia, P. C. de A.; Sayão, A. S. F. J.; Nunes, A. L. L. S. (2003). *Considerações sobre a alteração de enrocamentos*. XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, pp. 1–15, 2003.
- Maia, P. C. A.; Salles, R. O. (2006). *Estudo experimental da durabilidade de rochas ornamentais através de procedimentos especiais de laboratório*. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba/PR.
- Marinho, C. A. S. (2007). *Estudos geológicos-geotécnicos do AHE Simplicio*. Pp. 98. Monografia (Graduação em geologia) - Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, UFRRJ, Seropédica, RJ, Brasil.
- Miščević, P.; Vlastelica, G. (2009). *Shear strength of weathered soft rock – proposal of test method additions*. Regional Symposium of the International Society for Rock Mechanics - Eurock, pp. 303–308.
- Oliveira, J. R. (2017). *Classificação e resistência de juntas rochosas sãs e alteradas*. Pp. 167. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Oliveira, J. R., Steffens, A. H. D, Nunes, A. L. L.S. (2018). *Resistência de juntas rochosas alteradas com Martelo Schmidt*. Em F. Sousa (Presidência), 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) dos Açores & Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Ponta Delgada, Açores, Portugal. Pp. 12.
- Press, F.; Siever, R.; Grotzinger, J.; Jordan, T. H. (2006). *Para entender a Terra*. 4. ed. Porto Alegre: Bookman, 2006.
- Salles, R. O. (2013). *Comportamento geomecânico e de alterabilidade da rocha gnáissica da obra do AHE Simplicio*. Pp. 206. Tese (Doutorado em engenharia civil) - Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Steffens, A. H. D. (2018). *Resistência de juntas de rocha naturais e alteradas artificialmente*. Pp. 222. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Teixeira, W.; Toledo, C.; Fairchild, T. ; Taioli, F. (2000). *Decifrando a Terra*. Reimpressão ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- Valeriano, C. M. (2006). *Reconhecimento Geológico-Estrutural da Área do AHE Simplicio (RJ)*. Relatório técnico.

- Viana, L. L. (2010). *Individualização de orto e paragnaisites que ocorrem no sítio de obras do AHE Simplicio Queda – Única, Rio de Janeiro, RJ*. Pp. 41. Monografia (Graduação em geologia) - Departamento de Geociências, Instituto de Agronomia, UFRRJ, Seropédica, RJ, Brasil.
- West, G. (1991). The field description of engineering soils and rocks. Geological Society of London Professional Handbook, Open University Press. Milton Keynes, Philadelphia.

VALIDAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DO TEMPO DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA

Validation of liquefaction prediction models from geotechnical centrifuge tests results

Sara Rios^a, Maxim Millen^b, António Viana da Fonseca^a, Pedro Santos^c, Giuseppe Mudanò^c

^a CONSTRUCT-GEO, Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

^b Departamento de Engenharia Civil e Recursos Naturais, Faculdade de Engenharia, Universidade de Canterbury, Christchurch, Nova Zelândia

^c Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

RESUMO – Os danos resultantes da ocorrência de sismos podem resultar da combinação da excitação sísmica e/ou de incrementos de pressão neutra no solo (liquefação). Estes dois efeitos estão interligados, uma vez que a redução da rigidez do solo por efeito da diminuição da tensão efetiva altera o comportamento mecânico do solo, nomeadamente a sua resposta sísmica. Assim, o nível e o tipo de danos são dependentes da velocidade de aumento da pressão neutra e do tempo para o qual a liquefação é desencadeada no solo, associada à energia sísmica libertada ao longo do tempo. No entanto, a maioria dos métodos simplificados de previsão da liquefação foca-se na identificação desse desencadeamento e não no tempo para o qual esta se desenvolve. Assim, é fundamental melhorar e desenvolver estes métodos para que possam fornecer estimativas confiáveis do efeito deste processo de aumento de pressão neutra e conseqüente progresso da liquefação nos horizontes sensíveis. Nesse sentido, os ensaios de centrifugadora são uma excelente oportunidade para validar esses métodos. Este artigo apresenta dois métodos simplificados de previsão da liquefação, e valida-os através da sua utilização para prever o aumento da pressão neutra numa série de ensaios de centrifugadora.

SYNOPSIS – The damage resulting from earthquakes can result from the combination of seismic excitation and/or due to a build-up of excess pore pressure in the soil (liquefaction). These two effects are related, since the reduction in soil stiffness due to a decrease in effective stress changes the mechanical behaviour of the soil namely its seismic response. Therefore the expected level and type of damage is dependent on the rate of pore pressure build-up and time of liquefaction triggering in the soil, with respect to the release of seismic energy with time. However, most simplified liquefaction assessment methods are focused on liquefaction triggering and not on the time at which it occurs. Therefore, the improvement and development of these methods is essential so that they can provide reliable estimates of the effect of pore pressure increase and consequent liquefaction of sensitive layers. In that sense, centrifuge tests are an excellent opportunity to validate these methods. This paper presents two simplified liquefaction assessment methods, which are used to predict the pore pressure build up in a series of centrifuge tests.

Palavras Chave – liquefação, ensaios de centrifugadora, métodos simplificados, métodos baseados na energia.

Keywords – liquefaction, centrifuge tests, simplified methods, energy based methods.

E-mails: sara.rios@fe.up.pt (S. Rios), maxim.milen@canterbury.ac.nz (M. Millen), viana@fe.up.pt (A. Fonseca), psantiago.santos8.8@gmail.com (P. Santos), peppe.mdm@gmail.com (G. Mudanò)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2625-1452 (S. Rios), orcid.org/0000-0001-6731-2584 (M. Millen), orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A. Fonseca), orcid.org/0000-0002-0546-9938 (P. Santos), orcid.org/0000-0002-8863-8660 (G. Mudanò)

1 – INTRODUÇÃO

A liquefação induzida por sismos pode provocar danos significativos nas estruturas e infraestruturas neles assentes, como verificado em 1999 em Adapazari na Turquia, como resultado do sismo de Kocaeli (Bray et al., 2004), nos eventos sísmicos de 2010/2011 em Christchurch na Nova Zelândia (Cubrinovski et al., 2011; Bray et al., 2017) ou no sismo Tohuko no Japão em 2011 (Yamaguchi et al., 2012). Estes fenómenos tornam-se mais visíveis pelas deformações que provocam à superfície em termos de assentamentos em fundações diretas (muitas vezes diferenciais provocando a rotação dos edifícios); deslocamentos laterais, cuja grandeza pode ser significativa em superfícies inclinadas, seja em taludes ou estruturas de contenção e diques nas proximidades das linhas de água, mas também em fundações com carregamentos transversais; ou ainda, erupções de areia (muitas vezes levando ao levantamento e consequente rotura de tubagens das infraestruturas de água, saneamento, telecomunicações).

No âmbito do projeto LIQUEFACT (www.liquefact.eu) foi desenvolvida uma metodologia racional para a estimativa dos danos em edifícios assentes em maciços terrosos com suscetibilidade à liquefação em condições sísmicas, baseada na abordagem de um sistema com interação solo-estrutura, considerando o solo como parte do modelo, em vez de considerar a liquefação como uma ação que a estrutura tem que suportar. Como ilustrado na Figura 1, este procedimento consiste numa abordagem sub-estruturada que foi desenvolvida para ser uma ferramenta eficiente para avaliar o impacto da liquefação no comportamento dos edifícios.

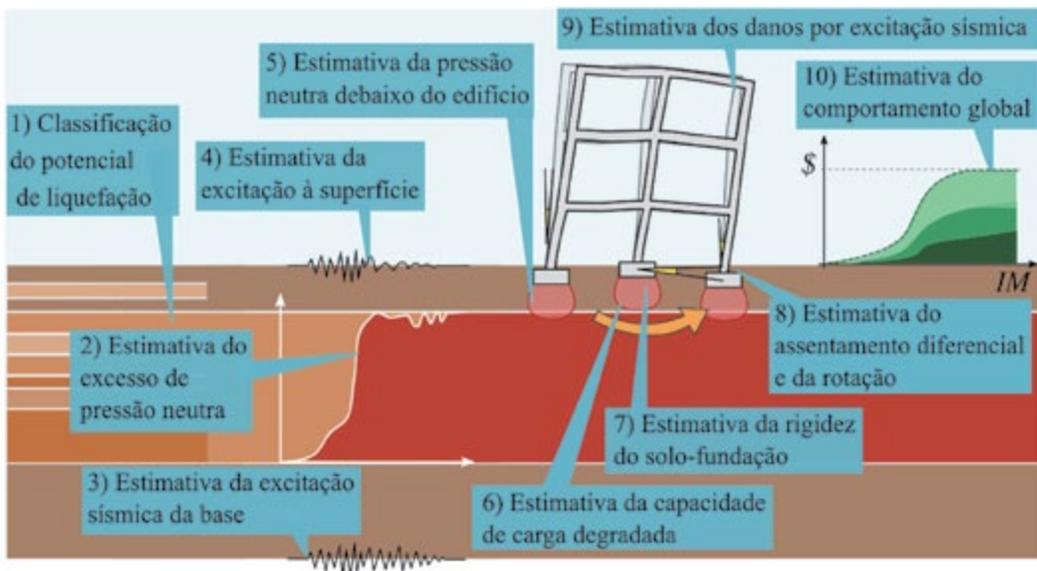


Fig. 1 – Abordagem sub-estruturada para avaliar o impacto da liquefação no comportamento dos edifícios através da consideração dos vários mecanismos envolvidos (Viana da Fonseca et al., 2018)

Esta abordagem tem como base os seguintes pressupostos: i) a magnitude da excitação sísmica depende da extensão e da profundidade da liquefação (a liquefação pode reduzir significativamente ou nalguns casos amplificar a excitação sísmica); ii) a extensão da liquefação depende da presença do edifício (a elevada tensão vertical estática debaixo da fundação dos edifícios pode inibir a ocorrência da liquefação total); iii) tanto a excitação sísmica como a liquefação causam a deformação não linear dos edifícios (nomeadamente, assentamentos diferenciais que causam plastificação prematura, modificando a resposta dinâmica e a extensão dos danos); iv) a

manifestação da liquefação perto de um edifício pode modificar as propriedades dinâmicas do sistema solo-fundação-edifício.

Pelo exposto se percebe que os danos referidos acima resultam de dois fatores complementares que atuam de forma associada: a liquefação do solo e a excitação sísmica. Conceptualmente, a redução da rigidez do solo até pode funcionar como uma proteção do edifício semelhante às técnicas de isolamento da base usadas na engenharia de estruturas, sendo usualmente designada como isolamento sísmico natural (Figura 2). A redução da rigidez aumenta o período característico do local, o que significa que as ondas de corte dissipam mais energia numa mesma distância, uma vez que a velocidade de propagação reduziu. Isto é particularmente evidente para ondas de elevada frequência. Por outro lado, a dissipação da energia por ciclo aumenta porque o amolecimento do solo conduz a elevadas deformações não lineares e, consequentemente, a camada que liquefaz pode funcionar como um filtro passa alto. Embora este efeito possa ser benéfico é normalmente pouco credível e por isso não é desejado. No entanto, Karatzia et al. (2019) propuseram recentemente uma forma de estabilizar um edifício utilizando uma espécie de laje de cascalho compacto imediatamente por baixo do edifício, mas deixando o solo liquefazer em profundidade, beneficiando assim da dissipação de energia associada à liquefação.

A importância do tempo para o qual a liquefação é desencadeada foi recentemente salientada no trabalho de Millen et al. (2019a) mostrando que a resposta sísmica de um local com depósitos liquidificáveis pode ser aproximada usando propriedades lineares equivalentes que representem as propriedades do solo antes e depois da ocorrência de liquefação. A resposta à superfície pode ser estimada através de uma série de funções de transferência aplicadas no domínio do tempo, usando a transformada de Stockwell, que pode ser ajustada com base no incremento de pressão neutra, e em que se assume um valor elevado para o amortecimento do solo pós liquefação (25%) e uma redução do módulo de rigidez do solo de 0.01 relativamente ao valor antes da ocorrência da liquefação de acordo com Bouckovalas et al. (2017).

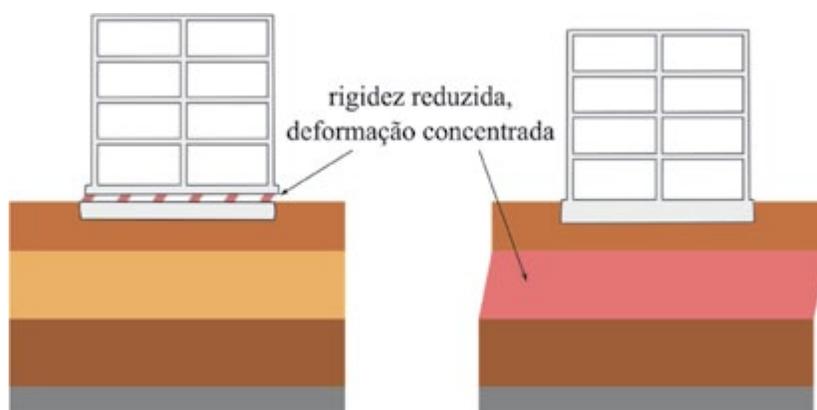


Fig. 2 – Isolamento sísmico natural devido à liquefação

2 – MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DO TEMPO DE LIQUEFAÇÃO

2.1 – Enquadramento dos métodos adotados e sua validação

Pelo exposto acima se percebe que o tempo para o qual a liquefação é desencadeada (designado neste trabalho de tempo de liquefação) pode ter uma influência muito significativa nos danos observados à superfície. Por exemplo, se a liquefação ocorrer muito tarde (i.e, se o tempo de liquefação for por hipótese mais de metade da duração do sismo), a excitação sísmica pode provocar danos significativos antes do solo liquefazer. Por outro lado, uma liquefação parcial do solo, e

consequente redução da sua rigidez, pode ser suficiente para afetar significativamente a sua resposta dinâmica.

Nesse sentido, a estimativa da evolução da pressão neutra durante um evento sísmico é muito importante para identificar o tempo de desencadeamento do incremento de pressão neutra e a sua progressão e, quantificar a extensão da liquefação (parcial ou completa).

As análises numéricas acopladas, não lineares em tensões efetivas, são uma boa forma de obter essa estimativa. No entanto, este tipo de abordagem requer a calibração de um número importante de parâmetros geotécnicos, bem como fazer opções sobre as restrições do domínio da análise (por exemplo, a altura do modelo). Por outro lado, os métodos simplificados que têm sido desenvolvidos com vista à avaliação do fator de segurança relativamente ao desencadeamento da liquefação, muitas vezes têm simplificações que, podendo ser adequadas para a avaliação do fator de segurança, podem não o ser para a análise mais sensível da identificação do tempo de desencadeamento e evolução dos incrementos de pressão neutra, indutores de liquefação parcial ou total. Por esse motivo, é importante o desenvolvimento dos métodos simplificados com vista a melhorar a estimativa do “tempo de liquefação”. Os ensaios em centrífugadora podem ser uma boa oportunidade para validar esses métodos de previsão. No entanto, é preciso ter em conta que os ensaios em centrífugadora não traduzem integralmente a realidade, pelo que são necessários alguns ajustes para que estes possam ser comparáveis com as condições *in situ*.

Este trabalho apresenta os resultados de dois métodos de previsão da liquefação, um clássico, baseado na estimativa da tensão de corte cíclica equivalente, assumindo um comportamento de corpo rígido, e outro inovador, baseado em princípios da conservação da energia, em particular da energia de deformação, que foram usados para estimar o tempo de liquefação numa série de ensaios de centrífugadora, discutindo-se a sua aplicabilidade.

2.2 – Método baseado na tensão inicialmente proposto por Seed et al. (1975)

O método baseado na tensão foi inicialmente proposto por Seed et al. (1975) mas sofreu vários desenvolvimentos ao longo do tempo (ex., Boulanger e Idriss, 2012, 2016), sendo por isso o método simplificado mais usado para avaliação da suscetibilidade à liquefação induzida por sismos. O cálculo do fator de segurança resulta da razão entre a resistência cíclica do solo e a tensão cíclica aplicada pela ação do sismo. Para a definição da resistência cíclica do solo usa-se o parâmetro *CRR* (do inglês, *cyclic resistance ratio*) que pode ser obtido diretamente a partir de ensaios de laboratório, como ensaios triaxiais cíclicos ou ensaios de corte simples cíclico, ou através de correlações empíricas com parâmetros de ensaios *in situ*, como o SPT ou o CPTU. Para a tensão cíclica aplicada pelo sismo usa-se o parâmetro *CSR* (do inglês, *cyclic stress ratio*) que não é mais que a razão entre a tensão de corte cíclica e a tensão efetiva vertical de repouso. Naturalmente que sendo um sismo caracterizado por um carregamento cíclico irregular, este tem que ser convertido num carregamento uniforme equivalente, tanto para avaliação do *CRR*, através de ensaios de laboratório, como para a definição do *CSR*. Para este último, este método admite que o carregamento uniforme equivalente corresponde a uma solicitação sísmica uniforme, cuja razão de tensões cíclica é igual a 0,65 da aceleração máxima de pico à superfície do terreno (comumente designada por *PGA*, do inglês, *peak ground acceleration*), tal como se indica na equação:

$$CSR_{M=7.5} = 0,65 \cdot PGA \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF} \quad (1)$$

em que σ_{v0} e σ'_{v0} representam respetivamente a tensão total e a tensão efetiva de repouso, r_d é um coeficiente para redução das tensões de corte e, *MSF* é um fator de escala da magnitude.

No entanto, como referido anteriormente, este trabalho pretende estimar a evolução dos excessos de pressão neutra ao longo do tempo, com vista à determinação do tempo de liquefação. Esta análise é geralmente feita através da razão de excesso de pressão neutra (r_u) definida pela razão

entre o excesso de pressão neutra gerado e a tensão efetiva vertical de repouso. Para esse efeito, este método usa a expressão seguinte proposta por Booker et al. (1976):

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\beta} \right] \quad (2)$$

em que N é o número de ciclos uniformes equivalentes, N_L é o número de ciclos necessários para haver liquefação e β é um parâmetro empírico que pode ser determinado pela equação seguinte proposta por Polito et al. (2008):

$$\beta = c_1 FC + c_2 Dr + c_3 CSR + c_4 \quad (3)$$

em que FC é a percentagem de finos, Dr é a densidade relativa e c_1 , c_2 , c_3 e c_4 são constantes de regressão que variam consoante a percentagem de finos. Para $FC < 35\%$: $c_1=0,01166$; $c_2=0,007397$; $c_3=0,01034$; e $c_4=0,5058$; enquanto que para $FC \geq 35\%$: $c_1=0,002149$; $c_2=-0,0009398$; $c_3=1,667$; e $c_4=0,4285$.

O número de ciclos uniformes equivalentes pode ser obtido através da relação seguinte proposta por Seed et al. (1975) usada posteriormente por Idriss (1999), Boulanger e Idriss (2006), Kishida e Tsai (2014):

$$CSR = a \cdot N^{-b} \quad (4)$$

em que a e b são parâmetros de ajuste. Assim, para dois ciclos com CSR_A e CSR_B , o número relativo de ciclos que causam liquefação pode ser facilmente obtido pela expressão seguinte:

$$\frac{N_A}{N_B} = \left(\frac{CSR_B}{CSR_A} \right)^{1/b} \Leftrightarrow MSF = \frac{CSR_M}{CSR_{M=7,5}} = \left(\frac{N_{M=7,5}}{N_M} \right)^b \quad (5)$$

Assumindo um valor de referência para o número de ciclos equivalentes correspondente a uma magnitude de 7,5 ($M=7,5$), a razão dos CSR corresponde à definição do fator de correção da magnitude (designado por MSF do inglês, *magnitude scaling factor*) usado por este método para calcular a ação sísmica que gera um potencial de liquefação – equação 1.

Neste trabalho, este método foi implementado considerando que a razão N/N_L da equação 2 pode ser calculada através da equação:

$$\frac{N_L}{N} = \sum N_{ref} * \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{1/b} \quad (6)$$

usando um N_{ref} igual a 15 ciclos, que foi o valor que Idriss (1999) indica para a magnitude de 7,5. O valor de CSR foi calculado através da equação:

$$CSR = |acc_{picos}| * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d \quad (7)$$

em que um método de contagem dos picos (contando o pico máximo entre dois pontos de cruzamento do eixo das abcissas) é utilizado para identificar os picos de aceleração (acc_{picos}).

Nesta expressão r_d foi calculado através das expressões seguintes em função da magnitude (M) e da profundidade (z):

$$r_d = e^{[f(z)+g(z)*M]} \quad (8)$$

$$f(z) = -1,012 - 1,126 * \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (9)$$

$$g(z) = 0,106 + 0,118 * \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (10)$$

2.3 – Método baseado na energia de deformação proposto por Millen et al. (2019b)

De forma a minimizar algumas das limitações do método baseado na tensão, têm sido desenvolvidos vários métodos baseados na energia (Davis e Berril, 1982; Green et al., 2000; Kokusho, 2013; Millen et al., 2019b). Estes métodos integram todo o espectro do sismo, através de variáveis como a energia dissipada ou a energia de deformação, evitando:

- parâmetros instantâneos como o *PGA* e privilegiando medidas de intensidade do sismo cumulativas (normalmente com menor dispersão, e que permitem avaliar o que acontece ao longo do tempo);

- a conversão num carregamento cíclico uniforme, uma vez que os métodos baseados na energia são independentes da amplitude das cargas. Note-se que, para cargas cíclicas de amplitude constante, as tensões decrescem e a pressão neutra aumenta, enquanto que a energia é conservada, o que é uma vantagem adicional dos métodos baseados na energia.

Neste trabalho foi avaliado o método recente apresentado por Millen et al. (2019b) baseado nos princípios da conservação da energia. A resistência à liquefação é medida em termos de energia de deformação absoluta acumulada (*CASE*, ou *NCASE* quando normalizada pela tensão efetiva de repouso), que mostra ser constante com a amplitude das cargas, mas sensível às propriedades do solo. O *CASE* define-se como o somatório do valor absoluto da variação da energia de deformação:

$$CASE = \sum_{j=0}^{n_{picos}} |\tau_{medio,j}| \cdot |\gamma_{j+1} - \gamma_j| \quad (11)$$

podendo ser obtido graficamente pelo somatório dos valores absolutos da variação da energia de deformação entre dois picos da resposta representados pelas áreas a sombreado indicadas no gráfico tensão de corte (τ) versus deformação distorcional (γ) (Figura 3).

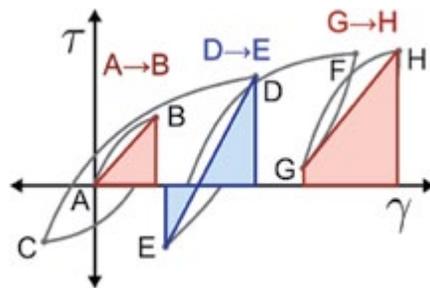


Fig. 3 – Obtenção do CASE graficamente

Na estimativa da ação sísmica solicitante, a medida de intensidade sísmica selecionada foi a energia cinética absoluta acumulada (*CAKE*) que fornece uma solução exata do *NCASE* em profundidade para um maciço puramente elástico linear, através do espectro nodal de energia de superfície (NSES). O *CAKE* é a energia cinética total recebida por um elemento de solo e é calculada através

do somatório da variação absoluta da energia cinética, como se indica na equação seguinte, em que ρ é a massa volúmica do solo, e \dot{u} a velocidade das partículas numa onda sísmica:

$$CAKE = \rho \cdot \sum_{i=1}^n \Delta(\dot{u}_i \cdot |\dot{u}_i|) = \rho \int \left| \frac{d\dot{u}_i^2}{dt} \right| dt \quad (12)$$

Para aplicação deste conceito à previsão da evolução da pressão neutra foi usada a expressão simples proposta por Millen et al. (2019b), embora tendo em conta que esta relação é dependente do tipo de solo:

$$r_{u,i} = \min \left(\sqrt{\frac{NCASE_i}{NCASE_{liq}}} \cdot r_{u,lim}; 1, 0 \right) \quad (13)$$

em que $NCASE_{liq}$ corresponde ao $NCASE$ necessário para liquefazer o solo, sendo por isso a medida da resistência do solo, enquanto $NCASE_i$ corresponde ao $NCASE$ que chega a uma dada camada proveniente da ação induzida pelo sismo. O primeiro pode ser obtido através de ensaios laboratoriais (ensaios triaxiais cíclicos ou ensaios de corte simples cíclico, por exemplo) ou, neste caso, não estando disponíveis, optou-se pela expressão seguinte indicada em Viana da Fonseca et al. (2018):

$$NCASE_{liq} = \frac{2 \cdot CSR^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot n_{liq}}{G_i \cdot \left(1 - \frac{CSR \cdot s_{r,ru=0}}{\tan(\phi)} \cdot (1 + s_{r,ru=0}) \right)} \cdot \kappa \quad (14)$$

em que, n_{liq} é o valor de referência para o número de ciclos até à liquefação, para um dado CSR , pelo que se tomou $n_{liq}=15$ e $CSR=CRR_{15}$, sendo este último a razão de resistência cíclica para 15 ciclos. k é um parâmetro de calibração; S_r é um factor de deformação que pode ser tomado igual a 40 (Millen et al., 2019b); ϕ é o ângulo de resistência ao corte e G é o módulo de distorção do solo. O parâmetro $r_{u,lim}$ corresponde ao critério definido para o desencadeamento da liquefação.

3 – ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA DO ISMGEO

3.1 – Descrição dos ensaios

Neste trabalho utilizaram-se os dados dos ensaios de centrifugadora realizados no âmbito do projeto LIQUEFACT (www.liquefact.eu) realizados pelo laboratório ISMGEO (Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici, anteriormente ISMES, em Itália). No âmbito do projeto, estes ensaios tinham como objetivo servir de referência à análise das respostas sísmicas, utilizando ações sísmicas tipo e escalando-as de forma a levar os solos à liquefação, para depois testar diferentes técnicas de mitigação. Assim, 37 ensaios foram realizados variando-se o sismo introduzido, o perfil de solo, a presença ou não de um edifício, e a existência ou não de medidas de mitigação, em especial, drenos (verticais ou horizontais) ou indução de saturação parcial através da injeção de ar. Os perfis de solo têm cerca de 15 m de solo arenoso solto, saturado e homogéneo, por vezes sobreposto de uma camada de argila sobreconsolidada. Nesses perfis são colocados sensores de aceleração (acc), pressão neutra (ppt), deslocamento (d) em diferentes posições consoante o perfil de solo (ver exemplo na Figura 4).

A centrifugadora geotécnica da ISMGEO é uma centrifugadora com um braço metálico simétrico rotatório com 6 m de diâmetro, uma altura de 2 m e largura de 1 m. O aparelho possui um raio nominal de 2,2 m relativamente à base do modelo. A centrifugadora também é acompanhada por uma mesa vibratória fixa no seu braço, para simular o sismo, e proteção para reduzir o efeito da

resistência do ar e perturbações durante o funcionamento. Durante o funcionamento, o recipiente com o modelo roda 90°, da sua posição inicial, pelo que o eixo do modelo se torna perpendicular ao eixo de rotação do aparelho. Após atingir a aceleração desejada, o modelo entra em contacto com a mesa vibratória e o sismo é simulado.

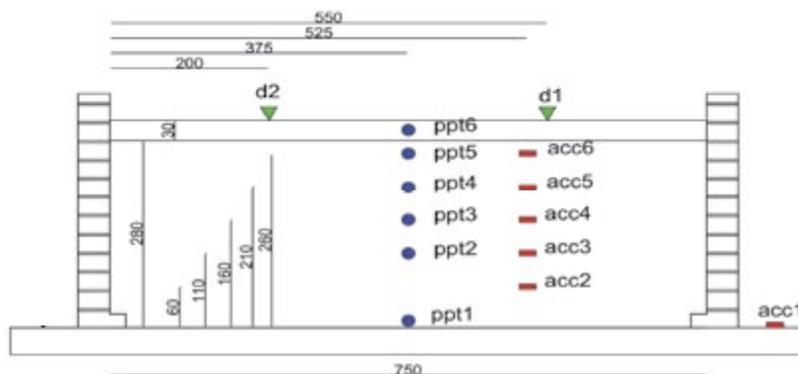


Fig. 4 – Exemplo de um modelo para ensaio na centrífugadora (ensaio 11). Note que as distâncias indicadas são à escala do modelo em mm (Airolidi et al., 2018)

No que diz respeito à caixa onde o modelo é colocado utilizou-se uma “Equivalent Shear Beam (ESB)” composta por elementos rígidos e leves ligados por camadas de borracha, de forma que o solo e a caixa tenham uma rigidez semelhante (Brennan, 2003). Ao contrário da caixa laminar usada para reproduzir as grandes deformações geradas pelo solo completamente liquefeito, o ESB é adotado para testar solo saturado em sismos de menor intensidade ou para avaliar o desencadeamento da liquefação (Zeng e Schofield, 1996, Steedman et al., 2000, Lee et al., 2013 e Brennan, 2003). Embora, a caixa laminar tenha as condições de fronteira ótimas para um solo completamente liquefeito, a sua resposta numa fase pré-liquefação não era realista e podia afetar o desencadeamento da liquefação no modelo de solo. Como o objetivo era a identificação do desencadeamento da liquefação, esperando-se que as deformações laterais fossem reduzidas, optou-se pela ESB (Airolidi et al., 2018).

A maioria dos ensaios foi realizada com a areia de Ticino, uma areia uniforme, de granulometria média a grossa, com partículas angulares a parcialmente arredondadas, composta por 30% quartzo, 65% feldspato e 5% mica (Fioravante e Giretti, 2016). A preparação da camada de areia foi realizada através da pluviação seca para o recipiente ESB a uma altura constante muito pequena (3 cm). A altura da queda foi calibrada de forma a obter uma densidade relativa de 40%, que aumentaria com os processos posteriores. Para simular o comportamento de uma camada superficial de argila foi utilizada a argila de Pontida previamente sobreconsolidada de acordo com a descrição em Airolidi et al., (2018).

No final da deposição da areia, os modelos foram saturados com um fluido viscoso. A necessidade de um fluido de maior viscosidade que a água em ensaios de centrífugadora dinâmicos deve-se aos diferentes fatores de escala para o tempo. Em fenómenos dinâmicos (como a geração dos excessos de pressão neutra) a razão de escala é N , enquanto que em processos de consolidação/percolação (como a dissipação dos excessos de pressão neutra) o fator é N^2 . Como a redução de escala do modelo é de 50 vezes ($N=50$), foi necessário adotar um fluido poroso com viscosidade 50 vezes superior à viscosidade da água. Para esse efeito, foi utilizada uma solução de água e hidroxipropilmetilcelulose (HPMC) com uma concentração de 2%, que tem a viscosidade requerida à temperatura de 20°C. Misturando a água com 2% do produto comercial Ashland Culminal MHPC 50 em pó, a viscosidade era assegurada ao mesmo tempo que o peso volúmico (9.84 kN/m³) era semelhante ao da água. A caixa ESB com o modelo seco era colocada no cesto da

centrifugadora, a ESB era coberta com uma placa de metal, selada e, ligada a uma bomba de vácuo. O recipiente com o fluido era então colocado a um nível superior ao da ESB e ligado a esta por dois tubos: um ligado à base do modelo para o fluido entrar e outro ligado ao topo do modelo para garantir que todo o modelo estava sob a mesma pressão de sucção. Esta configuração criava um escoamento vertical de fluido cuja velocidade era mantida contante até que o volume de fluido percolado fosse pelo menos igual ao volume de vazios estimado no solo. Após esse processo de saturação, que durava aproximadamente 7 horas, o assentamento da superfície era cuidadosamente medido.

Os sismos simulados nestes ensaios tiveram por base os sismos representativos da região de Pieve di Cento (Emilia Romagna, Itália) onde o projeto realizou um ensaio de indução da liquefação à escala real. No entanto, diversos sismos foram simulados de forma a reproduzir diversos níveis de intensidade sísmica, consoante o período de retorno considerado (474, 975, 2475 anos) e obtidos para uma profundidade de 15 m (correspondente à altura do modelo da centrifugadora à escala do protótipo).

3.2 – Tratamento dos dados

Os dados brutos dos ensaios de centrifugadora publicamente disponíveis em <https://www.zenodo.org/record/1281598#.W-mWVOhKjIU> foram tratados de forma a:

- converter as unidades do modelo para o protótipo;
- filtrar os resultados da aceleração.

A razão de escala utilizada para a conversão das unidades do modelo para o protótipo foi de $N=50$ de acordo com a aceleração da centrifugadora. Dada a existência de um fluido mais viscoso que a água na saturação do modelo como referido anteriormente, pode-se aplicar uma única razão de escala ao tempo. Isto significa que 1 segundo no modelo corresponde a 50 segundos no protótipo. No Quadro 1 é possível visualizar os parâmetros que foram convertidos, assim como a correlação entre modelo e protótipo. Durante a conversão, os valores destes parâmetros foram também convertidos para as suas respetivas unidades SI.

Quadro 1 – Resumo das características dos sismos

| Parâmetro | Modelo | Protótipo |
|------------------------|----------|--------------|
| Tempo (s) | t | $t \times N$ |
| Aceleração (m/s^2) | a | a/N |
| Tensão (kPa) | σ | σ |
| Deslocamento (m) | d | $d \times N$ |

No registo da aceleração foi necessário remover a média dos primeiros 5 segundos, de forma a corrigir erros relacionados com pequenas falhas de calibração do equipamento e a possível inclinação dos sensores antes do evento sísmico. Além disso, foram utilizados um filtro passa-alto a 0,1 Hz e um filtro passa-baixo a 20 Hz. O primeiro visa remover problemas causados pela inclinação dos sensores durante o processo e o segundo remove qualquer ruído de alta frequência relacionado com o aparelho de registo. Os registos também foram cortados de forma a deixar apenas a parte mais significativa do evento, assim como 10 segundos antes e 20 segundos depois. Como o registo tinha uma pequena aceleração de fundo oscilante, este corte no início causa uma irregularidade na aceleração inicial, resultando numa velocidade média diferente de zero. Isto foi removido calculando a aceleração e removendo-a num intervalo de 2 segundos no início do registo.

Assim, todos os gráficos apresentados de seguida neste artigo se referem aos dados já tratados com as unidades convertidas para o protótipo.

3.3 – Análise dos resultados dos ensaios

3.3.1 – Análise da excitação sísmica

3.3.1.1 – Transformada de Fourier

A influência do tipo de solo, e em especial do seu módulo de distorção e coeficiente de amortecimento, na resposta do solo em condições cíclicas está bem documentada (Kramer, 1996). Por esse motivo, dois maciços diferentes sujeitos à mesma excitação sísmica na base poderão registar à superfície ações sísmicas muito diferentes. Tendo em conta que o sismo induz um aumento da pressão neutra e da deformação por corte que levam a uma redução do módulo de distorção do solo, fica claro que a resposta sísmica de um dado maciço vai mudando mesmo durante o tempo de duração do sismo. Se alguma camada de solo liquefazer, esta alteração será ainda mais significativa. De acordo com Kramer et al. (2011) o aumento da pressão neutra altera os modos de vibração naturais do sistema afetando o conteúdo de frequência do sinal, aumentando a amplitude das componentes de frequências mais altas e aumentando a amplitude das componentes de período mais elevado.

Esta influência é especialmente notória na translação dos picos da função de amplificação de Fourier de frequências mais altas para frequências mais baixas, devido à proporcionalidade entre as frequências de pico da função e a velocidade das ondas de corte, que por sua vez é proporcional ao módulo de distorção máximo (G_0). Portanto, quanto mais deformável o solo, maior será essa translação.

Neste caso, isto foi observado comparando o ensaio 11 e 20. Em ambos os ensaios, os modelos são compostos por uma camada de areia de Ticino com 14 m de espessura, à qual se sobrepõe uma camada de argila de Pontida com 1,5 m de espessura, tendo sido aplicado o mesmo sismo na base. A Figura 5 apresenta os resultados obtidos nos dois ensaios em termos de aceleração, razão de excesso de pressão neutra, e espectro de Fourier correspondente aos acelerogramas apresentados. Note-se que por simplicidade apenas se apresenta a evolução da razão do excesso de pressão neutra para o transdutor que forneceu valores mais elevados, sendo este situado na parte superior da camada de areia.

No ensaio 11 (Figura 5a) verifica-se uma clara diferença entre a aceleração no topo e na base especialmente a partir dos 25 s, altura em que o valor de r_u era máximo. O mesmo não se verifica no ensaio 20 (Figura 5b). No ensaio 11, não existe qualquer técnica de mitigação, e o r_u atingiu o valor máximo de 0,86, enquanto que no ensaio 20 a presença de drenos verticais impediu que o r_u subisse além de 0,27 (Figura 5c e d). Comparando os espectros de Fourier (Figura 5e e f), em ambos os ensaios houve uma alteração do conteúdo de frequências da base para o topo, devido à resposta sísmica do solo. No entanto, no ensaio 11 o conteúdo de frequências ficou condensado nas frequências mais baixas, ao contrário do que aconteceu no ensaio 20 onde as frequências intermédias (entre os 2Hz e os 4Hz) sofreram uma amplificação.

Foi ainda calculada a função de amplificação de Fourier (FAF) – Figura 6 - através da razão ponto a ponto entre os espectros suavizados de Fourier na superfície e na base apresentados na Figura 5e) e f). O algoritmo utilizado para suavização dos espectros de Fourier foi o de Konno e Ohmachi (1998). Verifica-se que tanto a amplitude da FAF como o conteúdo em frequência são substancialmente diferentes entre os dois ensaios. No solo que desenvolveu elevados valores de r_u (ensaio 11), os picos da FAF têm menor amplitude e estão em frequências menores do que no ensaio 20 onde o r_u , não foi além de 0,27.

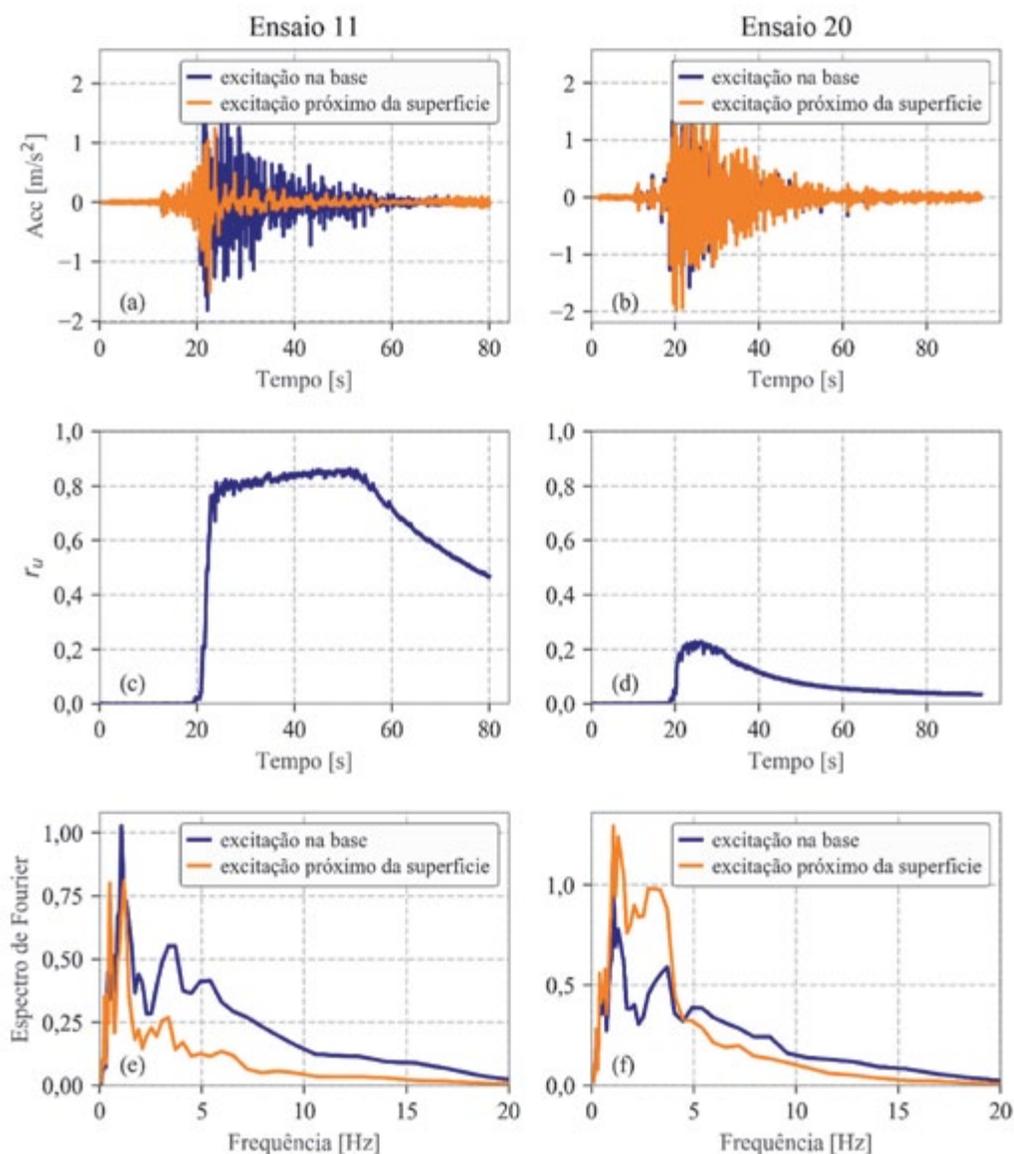


Fig. 5 – Aceleração no topo e na base para os ensaios 11 (a) e 20 (b), razão de excesso de pressão neutra no transdutor localizado na parte superior da camada de areia para os ensaios 11 (c) e 20 (d), bem como os espectros de Fourier correspondentes (e) e (f)

3.3.1.2 – Transformada de Stockwell

Como a transformada de Fourier é baseada na hipótese de uma única onda harmónica caracterizada por amplitude, período e frequência constantes, a transformada de Stockwell é mais adequada para análise de sinais sísmicos, tipicamente irregulares. A transformada de Stockwell fornece o espectro local de um sinal sendo consistente num sistema não estacionário, o que permite a avaliação dinâmica do comportamento do sistema no domínio tempo-frequência.

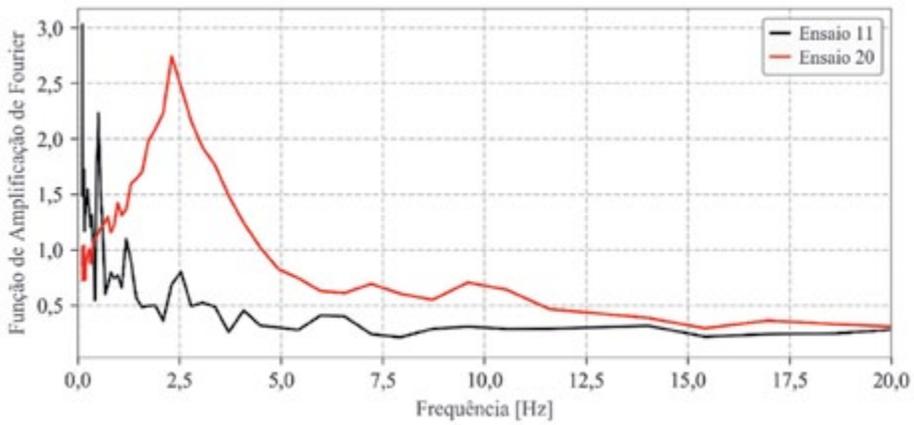


Fig. 6 – Funções de amplificação de Fourier obtidas para o ensaio 11 e ensaio 20.

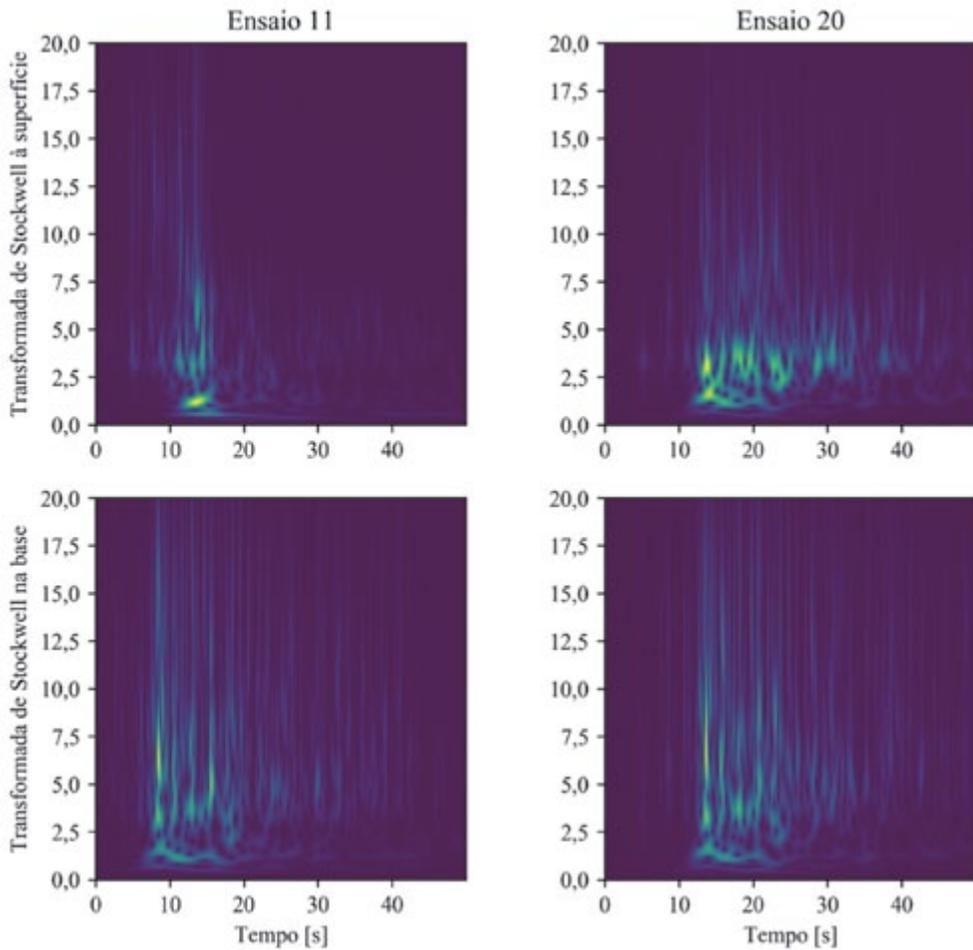


Fig. 7 – Transformada de Stockwell no topo e na base para os ensaios 11 e 20

Na Figura 7 observa-se a transformada de Stockwell no topo e na base para os ensaios 11 e 20, verificando-se que, apesar das transformadas da base serem idênticas nos dois ensaios, as transformadas à superfície são substancialmente diferentes. Enquanto que no ensaio 11, a transformada de Stockwell registada à superfície contém picos elevados (confirmados pela presença de sombras azuis claras a frequências elevadas) e o sismo passa a conter apenas componentes de baixa frequência, no ensaio 20 os conteúdos de frequências elevadas estão presentes durante toda a excitação sísmica.

3.3.2 – Análise da pressão neutra

A análise dos vários ensaios mostrou ainda que a pressão neutra máxima se verificava maioritariamente nos sensores localizados na zona superior do modelo, como se pode ver no exemplo apresentado na Figura 8 para o ensaio 3. O ensaio 3 corresponde a um modelo simples com 14 m de areia de Ticino sem camada de argila, e sem medidas de mitigação ou edifícios. Os resultados apresentados na Figura 8 referem-se a 4 sensores de pressão neutra localizados sobre o

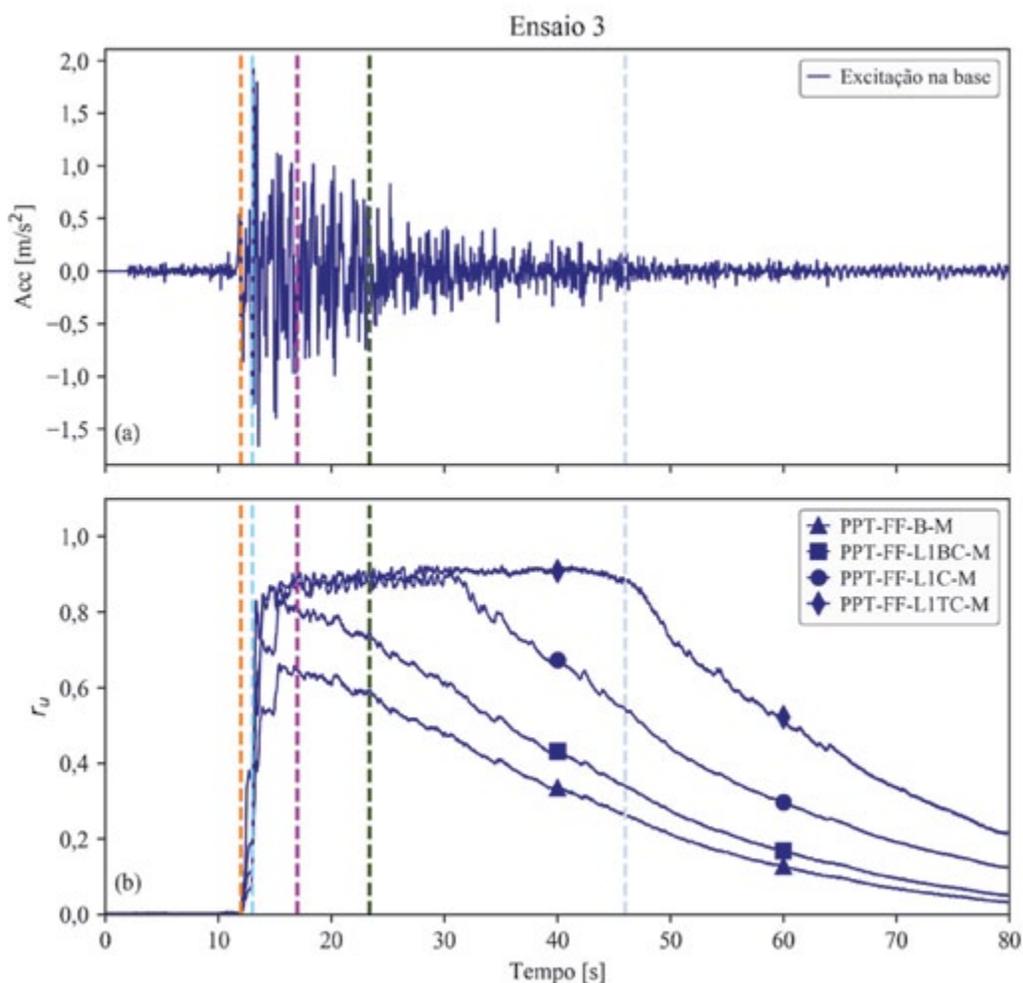


Fig. 8 – Aceleração na base (a) e evolução de r_u para os vários sensores localizados na mesma vertical do modelo (b) do ensaio 3. As linhas verticais dizem respeito aos tempos seleccionados para a análise seguinte: 12 s, 13 s, 17 s, 23 s e 46 s.

mesmo eixo vertical e para os quais se adotou a seguinte nomenclatura: B-M significa que o sensor está na base do modelo, L1BC significa que o sensor está na parte inferior da camada de areia, L1C significa que o sensor está a meio da camada de areia, e L1TC significa que o sensor está na parte superior da camada de areia.

Para perceber melhor a razão pela qual o $r_{u,max}$ é no topo do modelo e não a meio, foi representada na Figura 9 a evolução em profundidade dos excessos de pressão neutra (Figura 9b) bem como estes normalizados pela tensão efetiva de repouso (ou seja, o parâmetro r_u - Figura 9a), para os vários instantes. Os instantes selecionados foram os que se identificam na Figura 8 e que correspondem aos seguintes momentos:

- 12 s: início da excitação sísmica (condição hidrostática);
- 13 s: ponto de máxima aceleração;
- 17 s: ponto de máxima pressão neutra;
- 23 s: ponto de máximo r_u ;
- 46 s: fim da excitação sísmica.

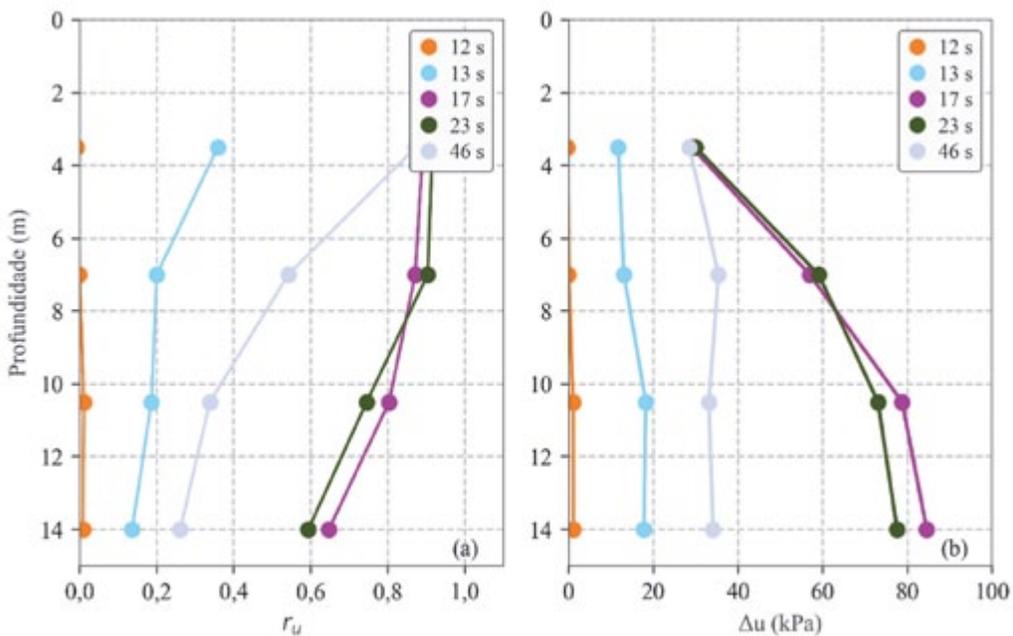


Fig. 9 – Evolução em profundidade do parâmetro r_u (a) e dos excessos de pressão neutra (b) para o ensaio 3.

Comparando as Figuras 9a) e b) é interessante notar que enquanto o r_u diminui em profundidade os excessos de pressão neutra aumentam. Essa diferença pode ser explicada pelo menor aumento da pressão neutra em profundidade em comparação com o aumento da tensão efetiva.

A Figura 9a) mostra que para 17 s a taxa de crescimento do excesso de pressão neutra em profundidade é maior na metade superior do modelo do que na metade inferior, uma vez que o gráfico segue na metade superior uma tendência de crescimento quase linear e depois a pressão neutra mantém-se aproximadamente constante. Esta diferença pode ser explicada pela percolação ascendente no modelo. Isso foi analisado calculando o gradiente hidráulico. Verificou-se que a diferença entre a carga hidráulica no topo e na base é superior à diferença de cotas entre os dois pontos, i.e., o gradiente hidráulico é positivo, pelo que há percolação (neste caso, ascendente). Se

esse mesmo cálculo for feito entre profundidades intermédias, continua a verificar-se uma percolação ascendente, mas na parte inferior do modelo o gradiente é ligeiramente menor.

Por outro lado, verifica-se nas Figuras 9a e b) que aos 46 s o excesso de pressão neutra e , conseqüentemente o r_u , já diminuiu na metade inferior do modelo, mas mantém-se elevado na metade superior. Este facto, tanto pode resultar da percolação ascendente já referida, como também pode resultar da reflexão das ondas sísmicas à superfície, o que aumenta o período de tempo em que o solo superficial sente a energia induzida pelo sismo. Note-se que a análise da percolação foi possível uma vez que foi utilizado um fluido mais viscoso que a água para a saturação do modelo, como mencionado atrás.

4 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CENTRIFUGADORA COM MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DA LIQUEFAÇÃO

4.1 – Seleção dos sensores a usar na análise comparativa

Nesta secção pretende-se comparar os resultados da evolução de pressão neutra previstos pelos métodos simplificados descritos na secção 2, com os resultados obtidos nos ensaios da centrifugadora do ISMGEO apresentados na secção 3. Note-se que os métodos simplificados foram desenvolvidos para situações em que não existem edifícios ou medidas de mitigação da liquefação, sendo a avaliação da pressão neutra normalmente feita a meio da camada mais suscetível de liquefazer, evitando assim as dificuldades inerentes à previsão da pressão neutra perto da superfície, onde a reflexão das ondas sísmicas torna o problema mais complexo. Por outro lado, estes métodos simplificados assumem condições não drenadas quando fazem a análise da liquefação, pelo que não consideram qualquer fluxo de água entre camadas, ao contrário do que demonstram os resultados dos ensaios de centrifugadora em que se verificou que existe uma drenagem da água da base do modelo para o topo.

Como neste trabalho se pretendia incluir o maior número possível de sensores de pressão neutra nestas condições, de forma a permitir uma comparação mais ampla dos dois métodos, foram apenas retirados os seguintes:

- sensores colocados a uma distância mínima da base do modelo;
- sensores colocados a uma profundidade correspondente a $\sigma'_v < 15$ kPa;
- sensores colocados na camada de argila;
- sensores colocados imediatamente abaixo de edifícios ou muito perto de medidas de mitigação;
- sensores que registaram um $r_{u,max} < 0,2$;
- sensores que por qualquer avaria não registaram qualquer pressão.

Restaram assim 56 sensores que serão analisados de seguida.

4.2 – Parâmetros usados nos métodos simplificados

Um dos parâmetros usados nos métodos simplificados descritos acima é o CSR_{15} , definido como a razão de tensão cíclica para a qual o solo liquefaz com 15 ciclos. O valor deste parâmetro para a areia de Ticino, na gama de densidades relativas usadas nos ensaios de centrifugadora (46-57%), foi simplifadamente tomado igual a 0,24, de acordo com os trabalhos de Fioravante e Giretti (2016).

No caso da equação 14, do método baseado na energia de deformação (MBED), foi ainda considerado um valor de 34° para o ângulo de atrito da areia de Ticino (Mele et al., 2019) e um valor de 94,4 MPa para o módulo de distorção (Airoidi et al., 2018). Nesta expressão é ainda necessário um parâmetro k , dependente do solo, que relaciona o aumento da pressão neutra com a redução da rigidez. Embora Viana da Fonseca et al. (2018) tenham considerado que um valor de $k=3$ era

adequado para a simulação do modelo constitutivo PM4Sand, neste estudo foi considerado mais apropriado a utilização de um valor de $k=0,6$. Por fim, considerou-se o ponto de desencadeamento da liquefação para uma tensão vertical efetiva de 5kPa, pelo que na expressão (13) $r_{u,lim}$ é definido da seguinte forma:

$$r_{u,lim} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{v,liq}}{\sigma'_v} \quad (15)$$

em que $\sigma'_{v,liq}$ é a tensão vertical efetiva atingida no ponto de desencadeamento da liquefação e neste caso considerada 5 kPa. Em 12 dos 56 sensores indicados acima, o r_u foi igual ou superior ao $r_{u,lim}$ assumindo-se nesses casos a ocorrência de liquefação.

Para o método baseado na tensão (MBT), o parâmetro b das equações (4), (5) e (6) foi assumido igual a 0,34, de acordo com Idriss (1999). Para o cálculo do parâmetro β de acordo com a equação (3) foi admitido que o teor de finos era zero, por se tratar de uma areia limpa.

O MBT original usa a excitação sísmica à superfície, estimando, as tensões de cima para baixo, assumindo um comportamento de corpo rígido, sendo essa excitação sísmica também baseada no comportamento do solo em tensões totais (i.e., sem liquefação). No entanto, como em muitos dos ensaios não se registou a aceleração à superfície e muitos deles têm significativa geração de pressão neutra, a aceleração à superfície não pode ser usada nesses ensaios. Assim, a excitação sísmica na base foi assumida igual à aceleração na superfície. Esta hipótese foi validada usando os ensaios 4 a 9, onde havia registo da aceleração no topo e na base e onde não ocorreu liquefação. O CSR para uma magnitude de 7,5 (CSR_{15}) desses seis ensaios foi calculado para a excitação sísmica da base e do topo, verificando-se que a razão entre esses valores era de 0,87, 1,25, 1,23, 0,91, 1,19 e 1,02 respetivamente. O parâmetro CSR_{15} (equações 1 a 7) é um parâmetro comum para a magnitude de 7,5, sendo usado para comparar as ações sísmicas desencadeadoras de liquefação (e.g., Idriss Boulanger, 2006).

O método baseado na energia de deformação (MBED), desenvolvido por Millen et al. (2019b), usa a excitação sísmica tanto na base como na superfície do maciço terroso, mas foi desenvolvido para perfis de solo que tenham apenas variações pouco significativas nos módulos de distorção entre camadas. No entanto, os ensaios de centrifugadora tinham uma base metálica (essencialmente uma base rígida). Assim, a influência do contraste de impedâncias entre o solo e a base metálica teve que ser limitada. Os ensaios 4 a 9 referidos acima foram usados para determinar um fator limitativo de 2 para a influência da variação do módulo de distorção. Isto foi obtido equacionando a ação calculada pela aceleração no topo com a ação calculada pela excitação na base. Usando esse fator limitativo de 2 a razão entre a energia no topo e na base para esses seis ensaios foi de 1,00, 1,63, 1,26, 0,83, 1,39 e 0,91 respetivamente. Assim, um fator limitativo de 2 foi usado nas análises subsequentes.

4.3 – Comparação da evolução da pressão neutra

As Figuras 10a) e b) apresentam, a título de exemplo, a comparação entre o resultado obtido na centrifugadora e a estimativa dos métodos simplificados para os ensaios 3 e 11. Estes ensaios foram escolhidos por não terem edifícios ou medidas de mitigação. Para este exemplo, os sensores escolhidos em cada ensaio são sensores localizados na parte superior da camada de areia, onde os valores da pressão são geralmente superiores. Nas Figuras 10c) e d) apresenta-se a excitação sísmica da base, medida pelos sensores de aceleração colocados na base de cada modelo.

No ensaio 3, a densidade relativa da areia era 48%, enquanto que no caso do ensaio 11, a densidade relativa da areia era 51%, sendo este último modelo constituído por uma camada superior de argila. Para o ensaio 3, o método baseado na tensão (MBT) não prevê liquefação, estimando um $r_{u,max}$ bastante baixo comparativamente com o resultado obtido na centrifugadora, ao contrário do método baseado na energia (MBED), que se aproxima mais do resultado do ensaio. Para o ensaio 11, as previsões dos métodos simplificados são mais próximas entre si e mais próximas do resultado

do ensaio de centrífugadora. Note-se que o objetivo dos métodos simplificados é somente o ajuste da parte inicial da curva da pressão neutra até ao ponto de liquefação ou de máximo r_u . A partir desse ponto, a evolução da pressão neutra depende da percolação da água e outros fenómenos que os métodos simplificados não consideram.

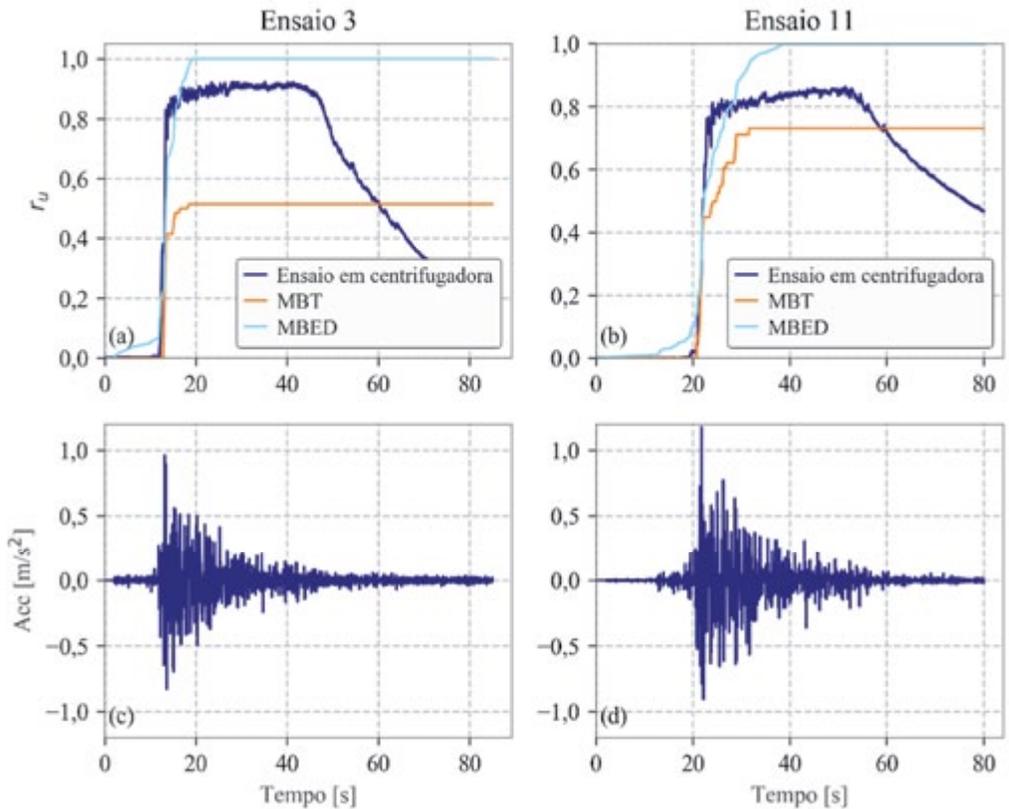


Fig. 10 – Evolução da razão dos excessos de pressão neutra com o tempo para os vários métodos: a) e c) ensaio 3; b) e d) ensaio 11

4.4 – Análise em detalhe do método baseado na energia de deformação

Como consta da equação (13), o método baseado na energia considera uma expressão para a previsão de r_u função da raiz quadrada da razão dos valores de NCASE. Ora, uma das questões que importa analisar é se de facto o solo dos ensaios da centrífugadora segue esta lei ou não. Na Figura 11, os resultados obtidos pelos sensores indicados na secção 4.1.1, são comparados com uma lei não linear (de raiz quadrada) e uma lei linear entre o r_u e a razão dos valores de NCASE. Como se pode ver nesta figura, muitos dos resultados obtidos aproximam-se mais de uma lei linear. Millen et al. (2019b) já tinham sugerido que esta relação é dependente do tipo de solo, pelo que neste trabalho a relação linear foi adotada, sendo usada nas análises seguintes.

Por outro lado, outra questão que vale a pena analisar é a validade da expressão (14) para a avaliação do $NCASE_{liq}$. Nesse sentido, a calibração direta do $NCASE_{liq}$ foi realizada por retro-análise, calculando os valores de $NCASE_{liq}$ que ajustam o valor de $r_{u,max}$ obtido para cada um dos sensores dos vários ensaios, através da expressão:

$$NCASE_{liq_lin} = NCASE_{max} \cdot \frac{r_{u,lim}}{r_{u,max}} \quad (16)$$

em que $NCASE_{max}$ e $r_{u,max}$ são, respetivamente, os valores de $NCASE$ e r_u obtidos no ensaio para o ponto de liquefação, no caso de esta ocorrer, ou para o ponto de $r_{u,max}$, caso contrário. $r_{u,lim}$ é obtido pela expressão (15).

Como este parâmetro é função do tipo de solo, neste caso da areia de Ticino, foi tomada a média dos valores de $NCASE_{liq}$ assim obtidos, o que deu 0,0035.

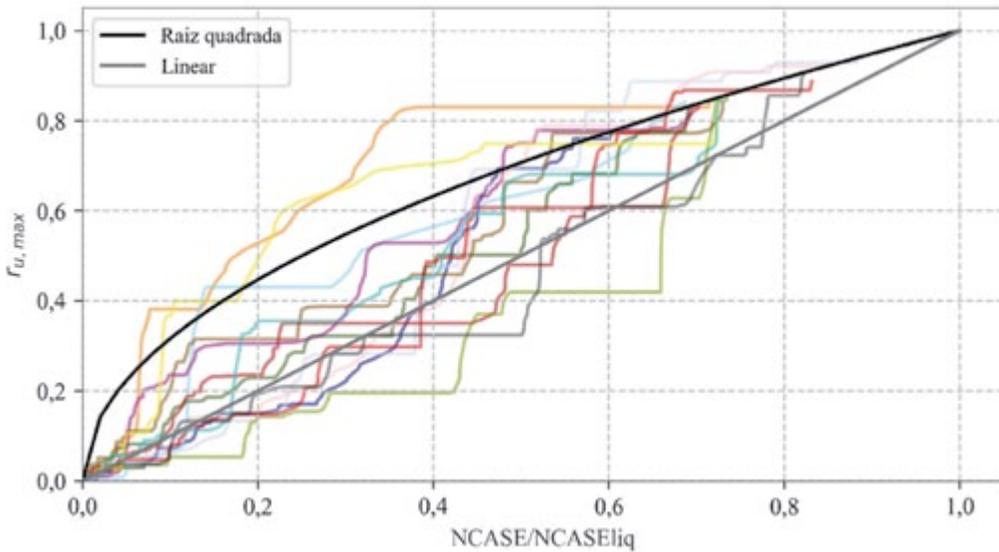


Fig. 11 – Relação entre $r_{u,max}$ e $NCASE/NCASE_{liq}$ para os resultados da centrífugadora

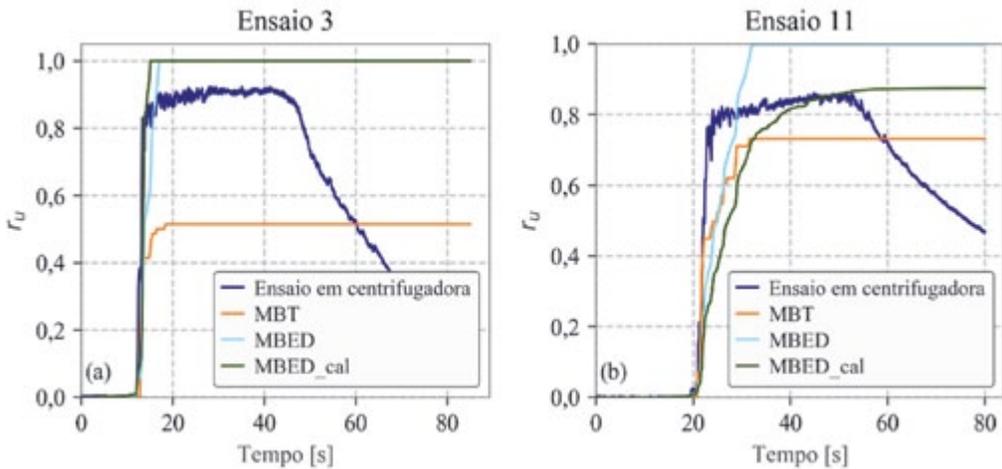


Fig. 12 – Evolução da razão dos excessos de pressão neutra com o tempo para os vários métodos, incluindo os métodos calibrados: a) ensaio 3; b) ensaio 11.

Estes valores foram usados novamente na expressão (13), para a obtenção do r_u previsto, tendo estes valores sido comparados com os valores do ensaio. A Figura 12 mostra essa comparação para um dos sensores dos ensaios 3 e 11 já apresentados na Figura 11, em que MBED_cal corresponde ao método baseado na energia de deformação apresentado por Millen et al. (2019b), agora calibrado com a expressão (16), como indicado acima. Para o ensaio 3 o MBED_cal apresenta-se muito próximo do MBED, enquanto no ensaio 11 o MBED_cal tende a prever mais corretamente o valor máximo r_u do que o MBED.

4.5 – Comparação do tempo de liquefação

Para comparar os métodos em todos os 56 sensores seleccionados, de forma a fazer uma análise global dos métodos, os resultados foram separados da seguinte forma:

- casos em que o sensor dos ensaios da centrífugadora em questão registou liquefação, isto é, quando o $r_{u,centrif} > r_{u,lim}$ ($r_{u,lim}$ identificado na expressão (15)). Para esses casos determina-se o tempo de liquefação do ensaio e compara-se com o tempo de liquefação associado aos vários métodos ou no caso de nesses métodos o r_u ser inferior ao $r_{u,lim}$, determina-se o tempo máximo (por simplicidade em ambos os casos estes tempos designam-se por t_{liq}). A Figura 13a) exemplifica como se identifica o t_{liq} . Como referido acima existem 12 sensores nestas condições.

- casos em que o sensor dos ensaios da centrífugadora em questão não registou liquefação, isto é, quando o $r_{u,centrif} < r_{u,lim}$. Nesses casos, determina-se o r_u máximo do ensaio e compara-se com o r_u dos vários métodos no mesmo instante. A Figura 13b) exemplifica como se identifica o $r_{u,max}$. Existem 46 sensores nestas condições.

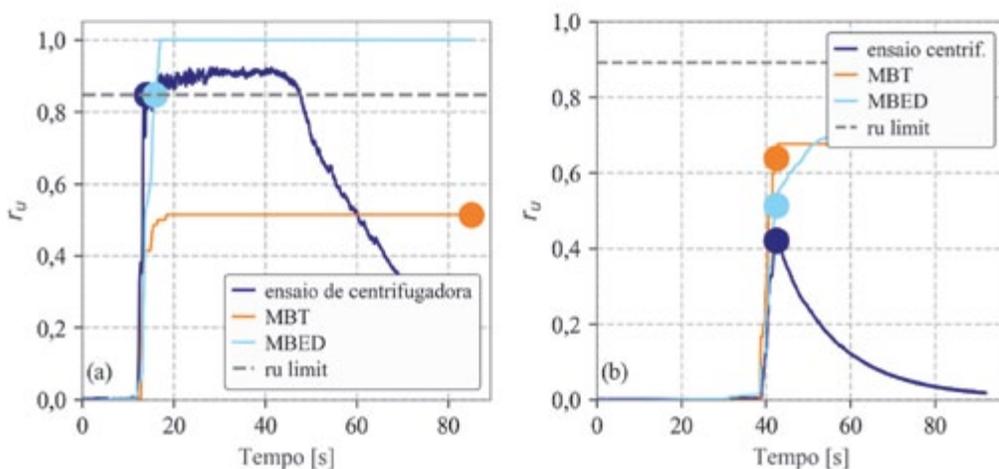


Fig. 13 – Figura exemplificativa da forma de obter o tempo de liquefação (a) ou o r_u máximo (b).

Nas Figuras 14 e 15 apresenta-se a comparação dos resultados dos ensaios da centrífugadora com os métodos simplificados, para os dois casos indicados atrás (quando ocorre liquefação através do t_{liq} e para os casos em que não ocorre liquefação através do $r_{u,max}$). Para simplificar a figura, nos casos em que o t_{liq} corresponde ao t_{max} , foi assumido um tempo de 100 s. No que se refere ao MBED (Millen et al., 2019b), apresenta-se ainda os resultados da calibração efetuada (MBED_cal).

No Quadro 2 apresenta-se a comparação da percentagem de estimativas corretas, i.e., o número de casos em que a diferença entre o resultado estimado e o resultado do ensaio foi inferior a 20%, dividido pelo número de casos. Verifica-se que o método baseado na energia de deformação

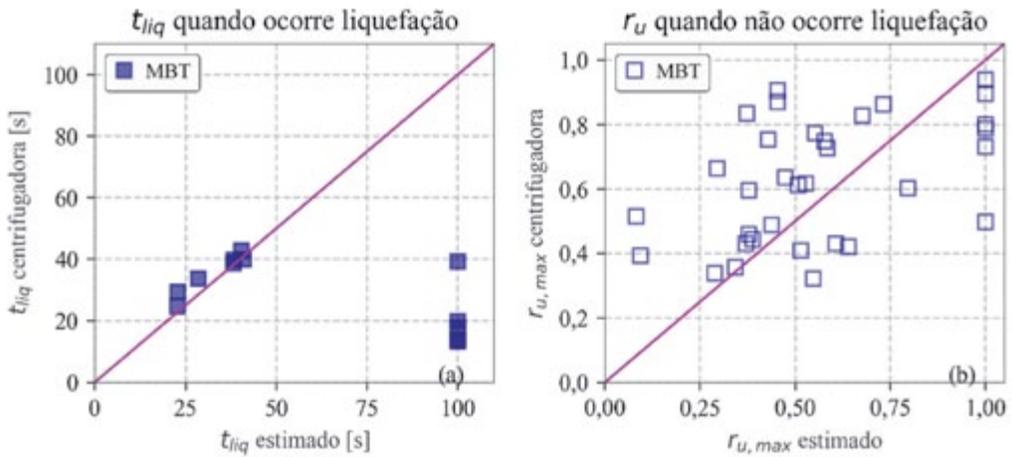


Fig. 14 – Comparação do método baseado na tensão (MBT) com os resultados dos ensaios da centrífugadora para os casos em que ocorre liquefação (a) e para os casos em que não ocorre (b)

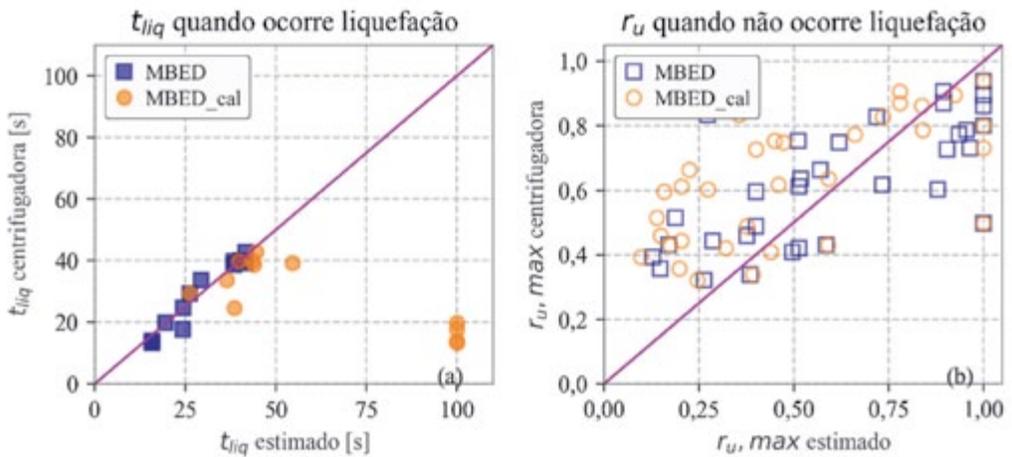


Fig. 15 – Comparação do método baseado na energia de deformação (MBED) de Millen et al. (2019b) com os resultados dos ensaios da centrífugadora para os casos em que ocorre liquefação (a) e para os casos em que não ocorre (b)

apresenta muito bons resultados, especialmente quando ocorre liquefação, sendo até melhores que a própria calibração (MBED_cal).

Quadro 2 – Percentagem das estimativas corretas

| % | MBT | MBED | MBED_cal |
|--------------------|-----|------|----------|
| t _{liq} | 50 | 92 | 50 |
| r _{u,max} | 39 | 45 | 33 |

Isto pode ser explicado pelo facto da equação (14) ter em conta a variação de rigidez e a tensão efetiva, o que não acontece na calibração direta por retro análise. Como a MBED obtida pela equação (14) obteve melhores resultados, é provável que a rigidez e a tensão efetiva tenham modificado a energia correspondente à resistência do solo à liquefação. No entanto, mais estudos são necessários para obter valores de k e uma relação entre o parâmetro da pressão neutra e a energia de deformação normalizada para diferentes tipos de solos.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os danos verificados nas estruturas por ação de um sismo são muito dependentes da ocorrência de liquefação nas camadas subjacentes e do tempo para o qual a liquefação é desencadeada. Isto ocorre porque a degradação da rigidez do solo, associada ao aumento da pressão neutra (ainda que haja liquefação parcial), altera a resposta sísmica do maciço e, conseqüentemente, a excitação sísmica que chega às estruturas. Por outro lado, havendo liquefação total do maciço de fundação, há perda de capacidade de carga a partir do momento em que essa liquefação ocorre. Por esse motivo, é fundamental o desenvolvimento de métodos simplificados de previsão do tempo de liquefação.

Neste trabalho, dois métodos de previsão do tempo de liquefação são validados através da estimativa do tempo de liquefação de uma série de ensaios de centrífugadora realizados no ISMGEO em Itália. Apesar de muitos desses ensaios terem sido feitos com a presença de edifícios ou medidas de mitigação da liquefação (como drenos ou injeção de ar), foi possível selecionar um conjunto de 56 sensores de pressão neutra para comparação com os métodos simplificados desenvolvidos para condições não drenadas e sem a presença de edifícios ou drenos. Os métodos abordados foram: uma adaptação do método baseado na tensão de Boulanger e Idriss (2016), bem como o método recente proposto por Millen et al. (2019b) baseado na energia de deformação. Note-se que a vantagem dos métodos baseados na energia consiste na possibilidade de integrarem todo o espectro sísmico, evitando a conversão para um carregamento cíclico uniforme, e a utilização de parâmetros representativos como o PGA (peak ground acceleration). Ambos os métodos se mostraram adequados para a estimativa do tempo de liquefação. Em particular, o número de estimativas corretas do tempo de liquefação (casos em que diferença entre o tempo estimado e registado no ensaio não difere mais de 20%) corresponde a 50% no método baseado na tensão e a 92% no método baseado na energia de deformação. No entanto, apesar destes resultados muito promissores do método baseado na energia de deformação, mais estudos são necessários para validar e melhorar este último método ainda bastante recente.

6 – AGRADECIMENTOS



O Projecto LIQUEFACT (www.liquefact.eu) recebeu financiamento do programa de investigação e inovação Horizonte 2020 da União Europeia através do contrato GAP-700748. Este trabalho foi também financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores agradecem a disponibilização dos resultados dos ensaios de centrífugadora realizados no ISMGEO, nas pessoas do Professor Vincenzo Fioravante e do Engenheiro Sergio Airoidi, que lideraram a equipa responsável.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Airoidi, S.; Fioravante, V.; Giretti, D.; Moglie, J. (2018). *Deliverable D 4.2 - Report on validation of retrofitting techniques from small scale models*. LIQUEFACT Project, Horizon 2020 European Union funding for Research & Innovation, GA. N°: 700748 (www.liquefact.eu)

- Booker, J. R.; Rahman, M. S.; Seed, H. B. (1976). *GADFLEA— A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*. Rep. No. EERC 76-24
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1413–1426. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:11\(1413\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413))
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2012). Probabilistic Standard Penetration Test–Based Liquefaction–Triggering Procedure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(10), 1185–1195. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000700](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000700)
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2016). *CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 142(2), 04015065. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388)
- Bouckovalas, G. D.; Tsiapas, Y. Z.; Zontanou, V. A.; Kalogeraki, C. G. (2017). *Equivalent Linear Computation of Response Spectra for Liquefiable Sites: The Spectral Envelope Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143(4), 04016115–12. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001625](http://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001625)
- Bray, J. D.; Sancio, R. B.; Durgunoglu, T.; Onalp, A.; Youd, T. L.; Stewart, J. P.; Seed, R. B.; Cetin, O. K.; Bol, E.; Baturay, M. B.; Christensen, C.; Karadayilar T. (2004). *Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130(7): 673-685
- Bray, J. D.; Markham, C. S.; Cubrinovski, M. (2017). *Liquefaction assessments at shallow foundation building sites in the Central Business District of Christchurch, New Zealand*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92(10), 153–164. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.049>
- Brennan, A. J. (2003). *Vertical drains as a countermeasure to earthquake induced soil liquefaction*. Ph.D. Thesis, Cambridge University, United Kingdom
- Cubrinovski, M.; Bray, J.; Taylor, M.; Giorgini, S.; Bradley, B.; Wotherspoon, L.; Zupan, J. (2011). *Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake*. Seismol. Res. Lett., 82(6), 893–904
- Davis, R.; Berril, J. (1982). *Energy dissipation and seismic liquefaction in sands*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10(1), 59–68. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100105>
- Fioravante, V.; Giretti, D. (2016). *Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests*. Acta Geotech. 11: 953. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0419-3>
- Green, R. A.; Mitchell, J. K.; Polito, C. P. (2000). *An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils*. Proceeding of the John Booker Memorial Symposium, 1–9
- Idriss, I. M. (1999). *An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. In TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Publication No. FHWARD-99-165. Federal Highway Administration
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2006). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(2-4), 115–130 <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.023>

- Karatzia, X.; Mylonakis, G.; Bouckovalas, G. (2019). *Seismic isolation of surface foundations exploiting the properties of natural liquefiable soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 121, 233–251 <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.009>
- Kishida, T.; Tsai, C.-C. (2014). *Seismic Demand of the Liquefaction Potential with Equivalent Number of Cycles for Probabilistic Seismic Hazard Analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(3), 04013023 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001033](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001033)
- Kokusho, T. (2013). *Liquefaction potential evaluations: energy-based method versus stress-based method*. Canadian Geotechnical Journal, 50(10), 1088–1099 <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0456>
- Konno, K.; Ohmachi, T. (1998). *Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor*. Bulletin of the Seismological Society of America, 88(1), 228–241
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc
- Kramer, S.; Hartvigsen, A. J.; Sideras, S. S.; Ozener, P. T. (2011). *Site response modelling in liquefiable soil deposits*. In 4th IASPEI - Effects of surface geology on seismic motion (pp. 1–12)
- Lee, S. H.; Choo, Y. W.; Kim, D. S. (2013). *Performance of an equivalent shear beam (ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 44, 102-114
- Mele L.; Lirer S.; Flora A. (2019). *The effect of densification on Pieve di Cento sands in cyclic simple shear tests*. VII Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica (CNRIG), Lecco (Italy)
- Millen, M.; Azerêdo, C.; Viana da Fonseca, A. (2019). *Time-frequency filter for Computation of Surface Acceleration for 2Liquefiable Sites: The Equivalent Linear Stockwell Analysis Method*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), GTENG-8177 submetido 27Jun2019, resubmetido 19Dec2019
- Millen, M.; Rios, S.; Quintero, J.; Viana da Fonseca, A. (2019b). *Prediction of time of liquefaction using kinetic and strain energy*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105898>
- Polito, C. P.; Green, R. A.; Lee, J. (2008). *Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(10), 1490–1500 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:10\(1490\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1490))
- Seed, H.; Idriss, I.; Makdidi, F.; Nanerjee, N. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses* Report No. EERC 75–29. Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley
- Steedman, R. S.; Ledbetter, R. H.; Hynes, M. E. (2000). *The influence of high confining stress on the cyclic behavior of saturated sand*. ASCE Geotechnical Special Publication No.107, 35-57
- Viana da Fonseca, A.; Millen, M.; Romão, X.; Quintero, J.; Rios, S.; Ferreira, C.; Panico, F.; Azeredo, C.; Pereira, N.; Logar, J.; Oblak, M.; Dolsek, M.; Kosic, M.; Kuder, S.; Logar, M.; Oztoprak, S.; Kelesoglu, M.; Sargin, S.; Oser, C.; Bozbey, I.; Flora, A.; Billota, E.; Protta, A.; Ludovico, M.; Chiaradonna, A.; Modoni, G.; Paoletta, L.; Spacagna, R.; Lai, C.; Shinde, S.; Bozzoni, F. (2018). *Deliverable D 3.2 - Methodology for the liquefaction fragility analysis of*

critical structures and infrastructures: description and case studies. LIQUEFACT project, Horizon 2020 European Union funding for Research & Innovation, GA n°. 700748 (www.liquefact.eu)

Yamaguchi, Y.; M. Kondo; T. Kobori (2012). *Safety inspections and seismic behavior of embankment dams during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake*. *Soils and Foundations* 52(5): 945-955

Zeng, X.; Schofield, A. N. (1996). *Design and performance of an Equivalent Shear Beam (ESB) model container for earthquake centrifuge modelling*. *Geotechnique*, 46(1), 83-102

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI EM AREIA

Geotechnical characterization of the Araquari testing site in sand

José Luis Rodriguez Brochero^a, Fernando Schnaid^b

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidad Pontificia Bolivariana-Bucaramanga, Colombia.

^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

RESUMO – Contribuir ao entendimento dos mecanismos que controlam o comportamento da interação estaca-solo, em estacas de grande diâmetro executadas em perfil arenoso, foi a principal motivação que levou a propor a criação de um campo experimental, concebido para realização de um programa de ensaios de provas de carga instrumentadas. Em esta etapa inicial do projeto, descreve-se a caracterização geotécnica da área de estudo. As investigações geotécnicas foram compostas por ensaios de campo: ensaios de penetração padrão (SPT), ensaios dilatométricos (DMT) e ensaios de piezocone (CPTu). Uma revisão de aspectos geológicos foi realizada, caracterizando-se o contexto regional e a gênese das planícies costeiras do estado de Santa Catarina, área onde é localizado o campo experimental. Os ensaios de campo junto à descrição geológica, permitiram revelar características pertinentes ao projeto de pesquisa.

ABSTRACT – To contribute to the understanding of the mechanisms that control the behavior of the pile-soil interaction, executed in large diameter pile in sandy profile, was the main motivation that led to propose the creation of an experimental field, designed to carry out a program of instrumented load tests. In this initial stage of the project, the geotechnical characterization of the study area is described. The geotechnical investigations were composed by insitu tests: standard penetration test (SPT), dilatometric test (DMT) and piezocone test (CPTu). A review of geological aspects was carried out, characterizing the regional context and the genesis of the coastal plains of the state of Santa Catarina, where the experimental field is located. The insitu tests together with the geological description allowed revealing characteristics pertinent to the research project.

Palavras Chave – caracterização geotécnica; depósito arenoso; SPT, CPTu e sDMT

Keywords – geotechnical characterization, sandy deposit, SPT, CPTu and sDMT

1 – INTRODUÇÃO

O trabalho é o começo de um projeto global que compreende a execução e análises de um programa de provas de carga instrumentada em estacas de grande diâmetro em perfil arenoso. O projeto de investigação foi executado por um grupo de empresas parceiras à Universidade do Rio Grande do Sul (UFRGS), e que colaboraram na presente pesquisa. A execução das estacas e provas de carga também foram realizadas por empresas parceiras, embora com procedimentos e acompanhamento definidos na dissertação de mestrado de Rodriguez (2014). Este estudo procura subsidiar as futuras pesquisas projetadas nesta área que busquem avançar no entendimento dos mecanismos que controlam o comportamento da interação estaca-solo num perfil tipicamente arenoso. Para isto, é realizada a caracterização geológico-geotécnica da área que compreende o campo experimental de Araquari. Os resultados e interpretação de uma campanha extensiva de ensaios de campo são apresentados.

E-mails: joseluis.rb85@gmail.com (J. Brochero), fschnaid@gmail.com (F. Schnaid)

2 – LOCALIZAÇÃO

O projeto é desenvolvido no Brasil, na planície costeira no norte do estado de Santa Catarina, município de Araquari (Figura 1). O município de Araquari localiza-se a latitude $26^{\circ} 22' 12''$ sul e a longitude $48^{\circ} 43' 19''$ oeste, estando a uma altitude de 9 metros em relação ao nível do mar. A distância até a capital, Florianópolis, é de 182 km.

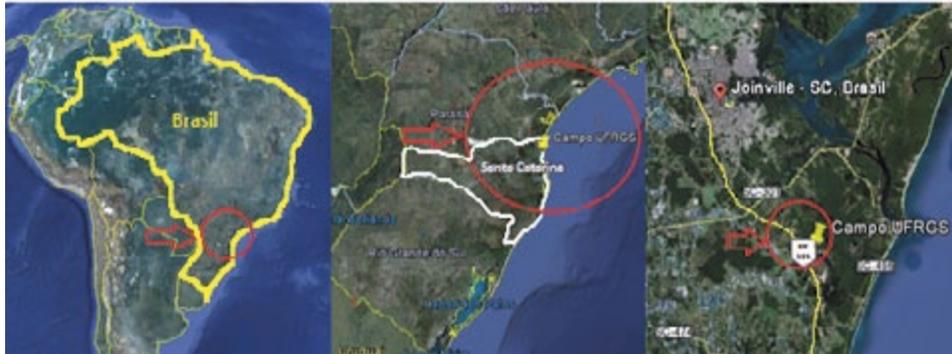


Fig. 1- Mapa de localização do campo experimental da UFRGS (Google Maps).

3 – GEOLOGIA DA ÁREA

O estudo da evolução geológica da planície costeira do setor norte do estado de Santa Catarina fornece subsídios necessários à compreensão do comportamento geotécnico dos solos da área estudada. Características físicas dos materiais encontrados podem ser associadas à sua gênese e aos fenômenos erosivos e deposicionais que se desenvolveram ao longo de sua história.

As planícies costeiras brasileiras foram formadas em fases transgressivas e regressivas do Quaternário (Branner, 1904; Freitas, 1951; Bigarella e Marques, 1961; Bigarella, 1965; Suguio et al., 1985). Segundo Horn Filho, (1997, 2003); Possamai et al. (2010) e Zular (2011), as planícies são produtos da evolução Quaternária de sistemas deposicionais costeiros, que devido a sua origem variada inclui elementos fisiográficos diversos, de procedência aluvial, eólica, marinho-praial, lagunar, fluvio-lagunar, estuarina, distribuídos ao longo da planície costeira, nos principais cursos de água, ao longo de antigas lagunas ou nas proximidades das encostas. Segundo Horn Filho (1997) e Bigarella e Marques (1961), estes locais são constituídos por depósitos inconsolidados ou fracamente consolidados.

Suguio et al. (1986) apresentou um mapa da geologia da região de Barra Velha-SC a qual se enquadra à área de interesse desta pesquisa (Figura 2). Nesta figura, mostra-se a evolução geológica das planícies do Quaternário para uma área em particular, pertencente aos estados de Paraná e Santa Catarina. Segundo os autores, a evolução das planícies do litoral dos estados mencionados pode ser dividida em oito etapas principais. Para área de estudo, duas etapas são identificadas como de maior relevância na construção dos depósitos existentes na zona de influência ao campo experimental, sendo elas a etapa quatro e cinco. Os acontecimentos ocorridos na etapa quatro foram a principal causa, marcada pela penúltima transgressão que aconteceu há 120 000 anos (Pleistoceno superior) e, que levou o mar 8 m acima do nível atual. Esta inundação trouxe material proveniente dos depósitos continentais, além de atingir o sopé das escarpas rochosas pré-cambrianas, subsidiando a sua erosão e posterior deposição do material nas planícies (Suguio et al., 1986; Chodur, 1997; Horn Filho, 2003). Na etapa cinco, descreve-se como a construção dos terraços arenosos marinhos do Pleistoceno formou-se após o máximo da penúltima transgressão ao longo das zonas litorais dos estados do Paraná e Santa Catarina. Logo, estes depósitos foram retrabalhados superficialmente por ventos, sendo este fenômeno, após a penúltima transgressão quando o nível do mar passara a oscilar

próximo aos valores presentes, um dos principais causantes da formação das planícies costeiras atuais. Este evento trouxe material para a área, ajudando à instalação de redes de drenagem das regiões elevadas (Caruso, 1987).

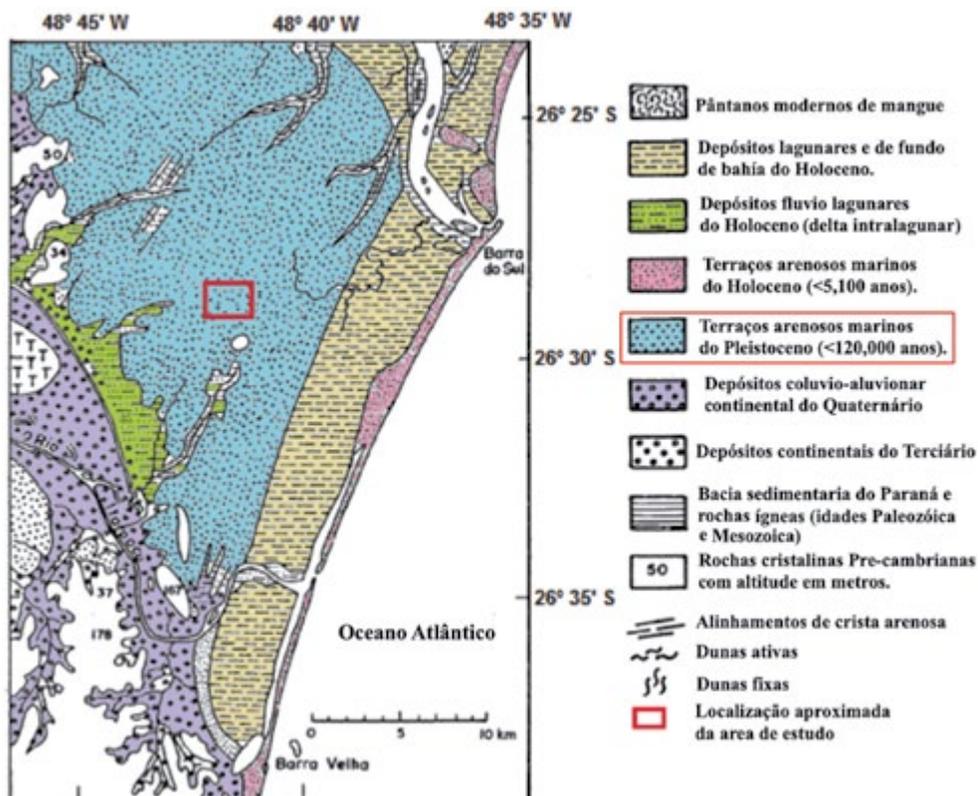


Fig. 2- Mapa geológico da região de barra velha - SC (adaptado de Suguio et al, 1986).

Suguio (2009) acredita que os materiais que constituem a maior parte do litoral brasileiro, onde prevalecem condições de quiescência tectônica, são causados principalmente pela glacioeustasia, relacionada às variações do nível relativo do mar devido aos fenômenos glaciais durante o quaternário. O autor descreve que, na atualidade, estes terraços arenosos são esbranquiçados na superfície e marrom a negra em profundidade e que as cores escuras podem ser atribuídas à presença de matéria orgânica epigenética que impregna os grãos. Esta descrição coincide com amostras tiradas do amostrador de um ensaio de SPT executado na área de estudo, onde são encontrados materiais em cores esbranquiçadas até 10 m de profundidade e material escuro até 17 m.

4 – IMPLANTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Para a seleção da área de estudo foram realizados dez ensaios de CPTu, dos quais quatro foram sondagens de reconhecimento, cuja finalidade era determinar a espessura do depósito arenoso e verificação de lentes argilosas ou siltosas no subsolo. A situação ideal era identificar locais com camadas de areia de espessura superior a 20 m. As outras seis sondagens CPTu com até 32 m de profundidade foram empregadas para caracterização da área escolhida. Adicionalmente executou-se uma sondagem com 32 m de comprimento acompanhada de ensaios e uma sondagem de DMT; com 28 m de profundidade. O Quadro 1 mostra informação detalhada sobre os ensaios de campo

executados. Em geral, a área esta composta por solos sedimentares arenosos a areno-siltosos, com camadas de argila de pequena espessura.

Quadro 1- Resumo dos ensaios de campo executados

| FURO | COORDENADAS* | | COTA* (m) | Profundidade (m) | Nível d' água | Data |
|---------------------|---------------|---------------|-----------|------------------|---------------|---------------|
| | Latitude | Longitude | | | | |
| CPTU-01 | 26°28'57.67"S | 48°43'20.91"O | 10,00 | -30,4 | -2,0 | 11/03/2014 |
| CPTU-02 | 26°28'58.12"S | 48°43'20.58"O | 10,00 | -31,0 | -2,0 | 12/03/2014 |
| CPTU-03 | 26°28'57.87"S | 48°43'21.24"O | 10,00 | -30,1 | -2,0 | 12/03/2014 |
| CPTU-04 | 26°28'58.26"S | 48°43'21.08"O | 10,00 | -29,1 | -4,0 | 12/03/2014 |
| CPTU-05 | 26°28'59.31"S | 48°43'21.35"O | 10,00 | -28,5 | -1,0 | 13/03/2014 |
| CPTU-06 | 26°28'59.71"S | 48°43'21.96"O | 10,00 | -27,9 | -0,8 | 13/03/2014 |
| CPTU-07/S.R. Área 4 | 26°28'58.22"S | 48°43'20.76"O | 10,00 | -30,3 | -1,8 | 18/10/2013 |
| S.R. Área 1 | 26°28'56.38"S | 48°43'11.23"O | 8,16 | -32,27 | -1,2 | 13/08/2013 |
| S.R. Área 2 | 26°29'8.33"S | 48°42'25.07"O | 10,00 | -26,31 | -1,6 | 17/10/2013 |
| S.R. Área 3 | 26°29'10.91"S | 48°42'46.08"O | 10,00 | -15,59 | -1,8 | 18/10/2013 |
| DMT-01 (Área 1) | 26°28'56.38"S | 48°43'11.23"O | 8,16 | -27,4 | -1,5 | 20/08/2013 |
| SPT-01 (Área 1) | 26°28'57.52"S | 48°43'11.39"O | 9,77 | -32,0 | -1,7 | 11-14/02/2013 |

OBS: * Coordenadas e cotas aproximadas
S.R.: "Sondagem de Reconhecimento"

O campo experimental foi estabelecido na área 4 mostrada e delimitada na Figura 3. Este local possui uma área aproximada de 3600 m², com uma estrada de acesso que facilitará o deslocamento dos equipamentos necessários à execução das estacas. Além disso, pode-se acessar facilmente à energia elétrica.



Fig. 3- Delimitação do campo experimental (Área 4)

5 – ENSAIOS DE CPT_u EXECUTADOS NO CAMPO EXPERIMENTAL

Os resultados dos ensaios de CPT_u foram sobrepostos para definir parâmetros representativos do depósito estudado (Figura 4). Estes gráficos mostram a variação da resistência de ponta, atrito lateral, poropressão e razão de atrito, ao longo da profundidade.

Foi possível delimitar tentativamente cinco horizontes. Estes horizontes são o resultado da aproximação quanto ao comportamento dos solos analisados. O primeiro horizonte; entre 0 e 11 m de profundidade, com uma camada de solo arenoso fofo entre 0 e 3m e entre 3 e 11 m de profundidade; uma camada de solo arenoso denso, que apresenta resistências de ponta (q_t) entre 10 e 20 MPa. O segundo horizonte; entre 11 e 19 m de profundidade, verifica-se uma queda nos valores tanto da resistência de ponta (q_t) como do atrito lateral (f_s), com condição de drenagem parcial, caracterizados pela pouca diferença ou nula entre a pressão hidrostática (U_0) e o excesso de poropressão (U). Neste trecho, se tem valores de resistência de ponta (q_t) de 3 MPa em média, identificando-se solo areno-siltoso. O terceiro horizonte; com uma camada de solo coesivo variando entre 2 e 3 m de espessura, caracterizada pela geração de excesso poropressão (U). O quarto horizonte; localizado entre 22 e 26 m de profundidade, com uma camada de solo arenoso de resistência de ponta média a alta, variando de 3 MPa a 10 MPa. Finalmente o quinto horizonte em profundidade superior a 26 m, apresentado um pequeno ganho nos valores de resistência de ponta e de atrito lateral, porém, existindo algumas lentes que mostram poropressões altas, podendo considerar o comportamento do solo do trecho como areno-siltoso com pequenas lentes de solos coesivos.

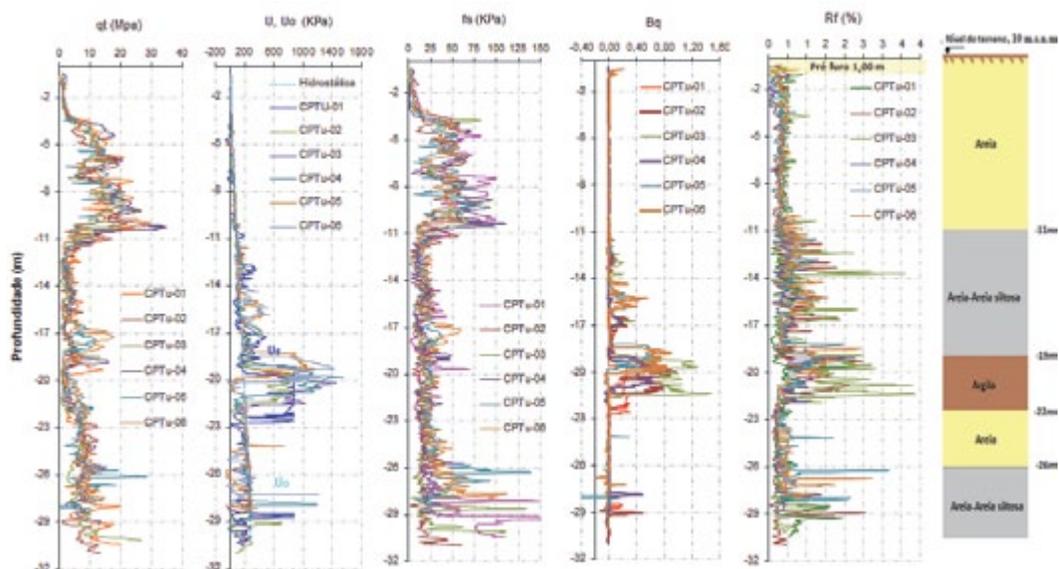


Fig. 4- Horizontes médios a partir dos resultados das sondagens de CPT_u.

Traçou-se um perfil longitudinal com o resultado de cinco sondagens executadas no campo experimental (Figura 5). O perfil ajuda a definir e entender melhor como são as variações dos horizontes que conformam o local de implantação do campo experimental. Em geral, este perfil mostra um primeiro trecho até 11 m de profundidade onde é identificada uma camada de areia limpa de espessura constante, seguido por material arenoso a areno-siltoso com pouca presença de solo coesivo.

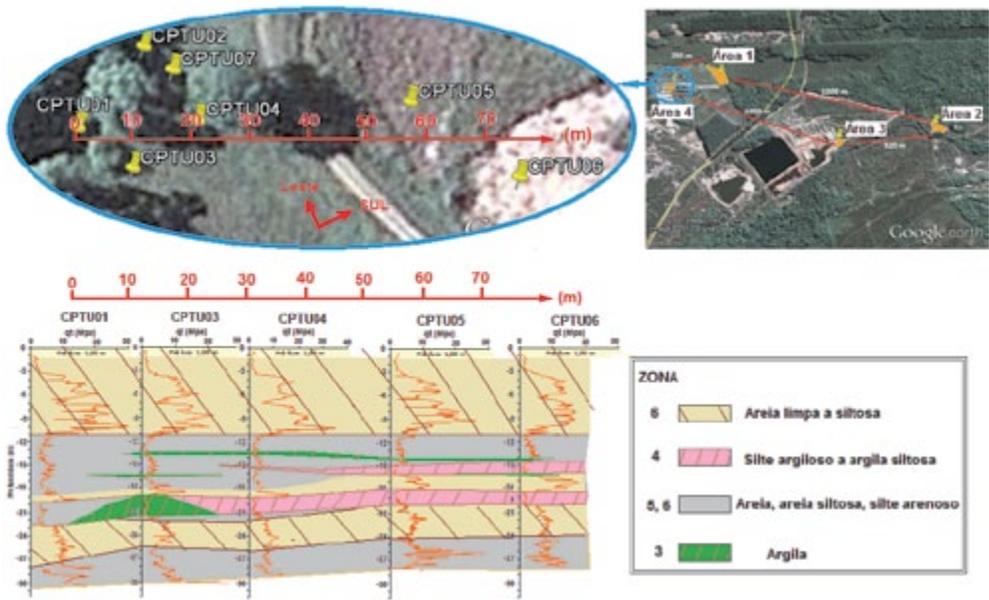


Fig. 5- Perfil longitudinal do campo experimental (Área 4)

6 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SOLO

O cálculo e análises dos parâmetros característicos do campo experimental subsidiou ao entendimento do comportamento do depósito estudado.

6.1 – Classificação do solo

Baseado nos horizontes delimitados acima são propostas análises de classificação do solo para o local de estudo (Figura 6 e 7). Neste sentido, foi utilizado o ábaco proposto por Robertson (1990) no qual podem-se identificar nove comportamento do solo com base nos parâmetros de CPT normalizados. O autor recomenda que para depósitos “onshore”, os resultados devam ser preferivelmente enquadrados no ábaco que relaciona $Q_t - F_r$ (%).

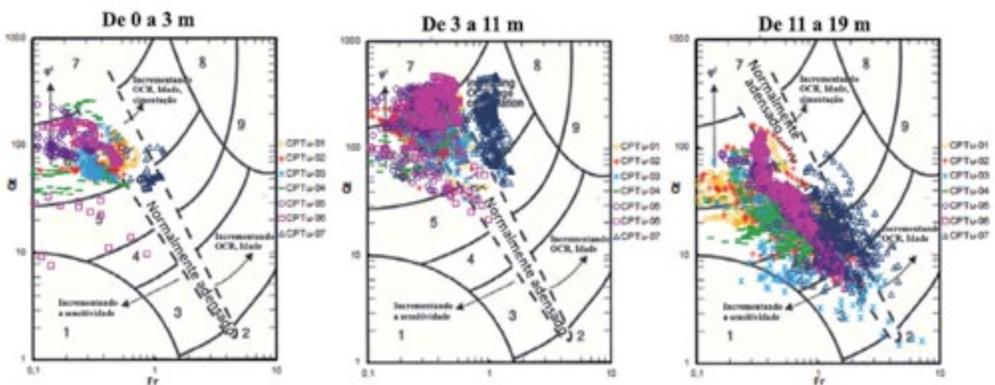


Fig. 6- Classificação do solo por horizontes

O primeiro horizonte foi dividido em dois. De 0 a 3 m de profundidade o solo localiza-se na zona 6, composto por areias a areias siltsosas, normalmente adensadas. De 3 a 11 m de profundidade, o solo se enquadra na zona 6 e 7, caracterizadas por areias com pedregulhos, areias limpas e areias siltsosas. Entre 11 e 19 m de profundidade, tem-se uma maior dispersão dos dados, sendo os solos enquadrados nas zonas 4, 5 e 6, caracterizadas por areias limpas, areias siltsosas, siltes arenosos, siltes argilosos e argilas siltsosas. Ressalta-se que a presença de solos da zona 4; argilo-siltosos e silte-argilosos, são devidos às pequenas intercalações encontradas nesta camada.

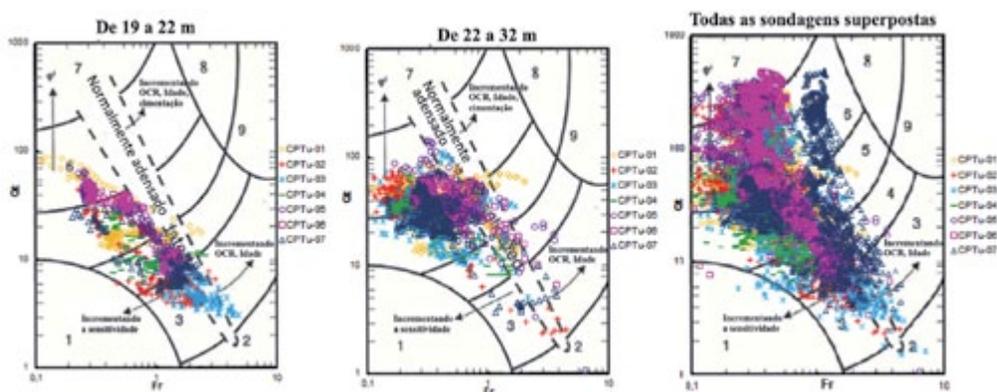


Fig. 7- Classificação do solo por horizontes.

Foi encontrado alta dispersão quanto ao tipo de solo no segmento entre 19 e 22 m de profundidade. Devido à variabilidade de solos localizados neste trecho, os resultados são enquadrados nas zonas 3, 4, 5, com algumas incidências na zona 6. Os resultados no trecho entre 22 e 32 m de profundidade foram enquadrados numa mesma figura, tratando-se de solos basicamente arenosos. Os dados são localizados maioritariamente nas zonas 5 e 6 do ábaco. Neste trecho do perfil é encontrado material não coesivo principalmente, solo silte-arenosos, areias siltsosas e areias limpas. Verifica-se que a dispersão observada na medida de resistência por atrito são devidas a pequenas lentes de solos caracterizados na zona 4; solos argilo-siltosos a silto-argilosos.

A dispersão mostrada na superposição dos dados das sete sondagens demonstra a variabilidade do estrato ao longo do perfil estudado. Nesta, pode-se perceber que a maior parte dos pontos concentra-se no limite entre as zonas 4, 5, 6 com algumas incidências na zona 7 e zona 3, normalmente adensados, sem cimentação nem envelhecimento. Segundo os diferentes estudos geológicos pesquisados (Rocha, 1989; Freitas, 1951; Bigarella, 1965; Suguio et al., 1985; Horn Filho, 1997, 2003; Zular 2011; Chodur, 1997; Bigarella et al., 1961, Caruso 1987), essa classificação é compatível com os materiais predominantes na área.

6.2 – Módulo de cisalhamento máximo (G_0)

É difícil estimar o estado de tensões atuais de depósitos granulares através das abordagens baseadas em testes de penetração “in situ” (Kullhawy e Mayne, 1990; Schnaid, 2009). Apesar disto, existem diversas abordagens na literatura que relacionam este parâmetro com os resultados de ensaios como o DMT, o PMT e o CPT. É apresentada uma abordagem utilizada para o cálculo deste parâmetro no local estudado. Robertson (2009) propõe uma relação de módulo de Young com o módulo cisalhante as pequenas deformações (G_0) conforme a equação seguinte:

$$E' = 0,8 G_0 \quad (1)$$

As estimativas de Robertson (2009) para o módulo cisalhante foram enquadradas na faixa de valores limites proposta por Schnaid et al. (2004). Os autores apresentaram uma metodologia para previsão do módulo cisalhante (G_0) em areias limpas, sem envelhecimento, demonstrando que existem limites que diferenciam o comportamento de depósitos de areias cimentadas e não cimentadas, com envelhecimento ou recém-depositadas, dados pelas equações seguintes:

limite inferior para solos cimentados e limite superior para solos não cimentados:

$$G_0 = 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} P_a} \quad (2)$$

limite inferior para solos não cimentados:

$$G_0 = 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} P_a} \quad (3)$$

onde q_c é a resistência de ponta do cone; σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva e P_a é a pressão atmosférica.

Na metodologia proposta por Schnaid et al. (2004), constrói-se um gráfico que expressa a razão entre o módulo cisalhante e a resistência à penetração do cone contra a resistência do cone normalizada ($G_0/q_c \times q_{c1}$), onde q_{c1} é calculado conforme a equação seguinte:

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}} \quad (4)$$

Observando a Figura 8, em geral, pode-se perceber que as estimativas do módulo G_0 tem comportamento crescente com a profundidade, com valores que oscilam entre 30 e 100 MPa.

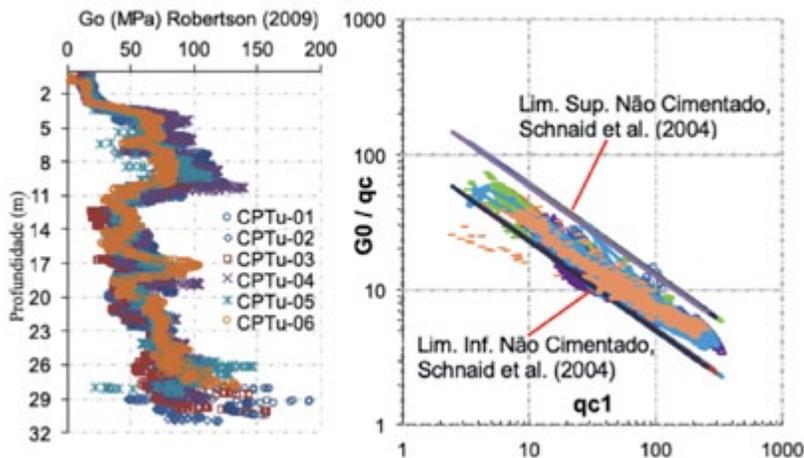


Fig. 8 - Módulo de cisalhamento máximo (G_0) e limites de solos não cimentados, não envelhecidos.

Percebe-se também que uma grande percentagem dos dados estimados do módulo cisalhante se encaixam satisfatoriamente nos limites estabelecidos na proposta de Schnaid et al. (2004), apoiando o resultado da classificação do solo mostrada previamente, a qual considera o solo da área estudada como recém-depositado, sem envelhecimento nem cimentação. Observa-se que uma pequena percentagem dos dados fica abaixo do limite inferior de solos arenosos não cimentados, fato que provavelmente se deva a solos localizados perto da superfície, portanto, se tratando de deposições mais recentes.

7 – INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO SPT

Considerou-se o número de golpes correspondentes a 76% de eficiência – N_{76} . Uma vez que não se dispõe de medições de energia nas sondagens, os valores de N_{SPT} foram corrigidos multiplicando-se por um fator igual a 1,20, definido a partir dos dados de Décourt (1989). Com base em procedimento adotado por Politano et al. (2001), também foi introduzida uma correção referente ao comprimento das hastes, utilizando-se os coeficientes propostos por Skempton (1986). O número de golpes é multiplicado por fatores que variam de 0,75 a 1,00, dependendo da profundidade da sondagem.

Segundo o resultado do ensaio (Figura 9), o perfil pode ser descrito como um depósito tipicamente arenoso apresentado uma camada de solo coesivo entre 20 m e 22 m de profundidade, sendo evidenciada no ensaio de umidade natural com valores em torno de 80%. A sondagem foi executada até 32 m de profundidade, onde se encontrou uma camada de areia grossa com pedregulhos, da qual não houve recuperação. O nível freático foi encontrado a 1,75 m da superfície do terreno.

O número de golpes até 4 m manteve-se pela unidade, variando em torno dos 10 golpes até 28 m de profundidade. Após 22 m de profundidade, o número de golpes do SPT é da ordem de 10, alcançando o rechaço e o término do ensaio com 40 golpes a 32 m de profundidade. O número de golpes foi corrigido quanto à energia de cravação e ao nível geostático de tensões in situ.

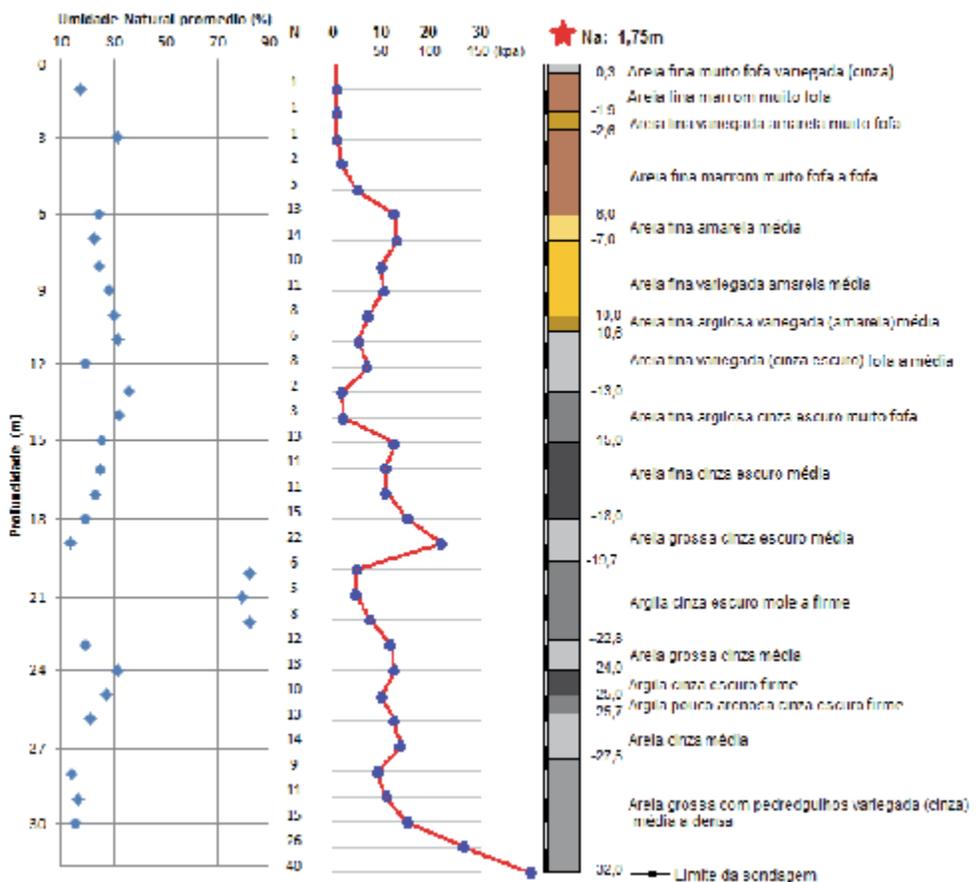


Fig. 9- Ensaio de SPT (Área 1)

8 – INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE sDMT

Também na fase preliminar foi executado um ensaio sísmico dilatométrico. Os resultados do ensaio são mostrados na Figura 10. O gráfico de I_D vs Profundidade mostra a classificação dos solos atravessados, diferenciados pelos limites estabelecidos por Marchetti (1980). Os resultados do perfil evidenciam que o Índice de Material (I_D) coincide com a classificação dada nos ensaios de CPTu e SPT, identificando solos arenosos a areno-siltosos com duas intercalações principais de material coesivo, com 3 m e 1 m de espessura respectivamente.

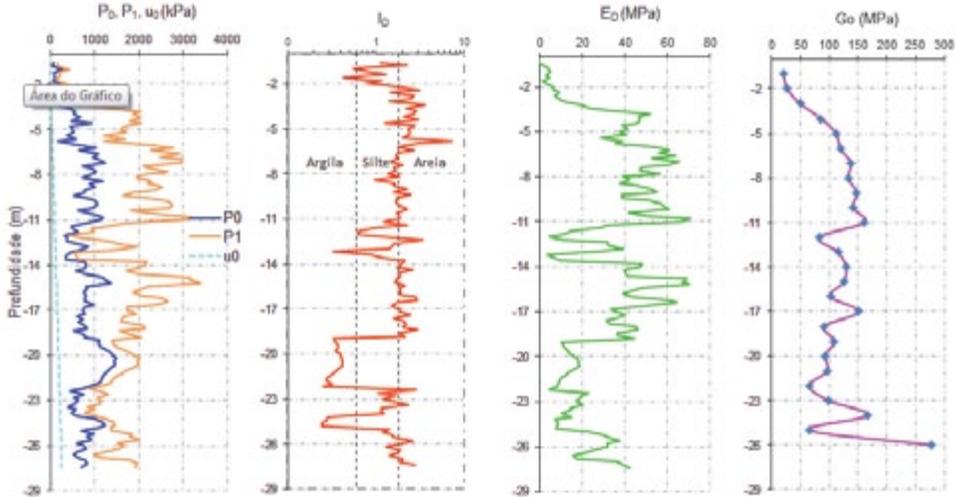


Fig. 10- Ensaios de DMT-01 (Área 1)

Um ensaio de reconhecimento de CPTu foi executado muito próximo à sondagem de DMT. Correlacionou-se resistência de cisalhamento máxima (G_0) calculada no ensaio de DMT com a resistência de ponta do ensaio de piezocone. A ideia foi usar a metodologia de Schnaid et al. (2004) para identificar possíveis efeitos de cimentação, sob adensamento ou envelhecimento. O resultado é mostrado na Figura 11.

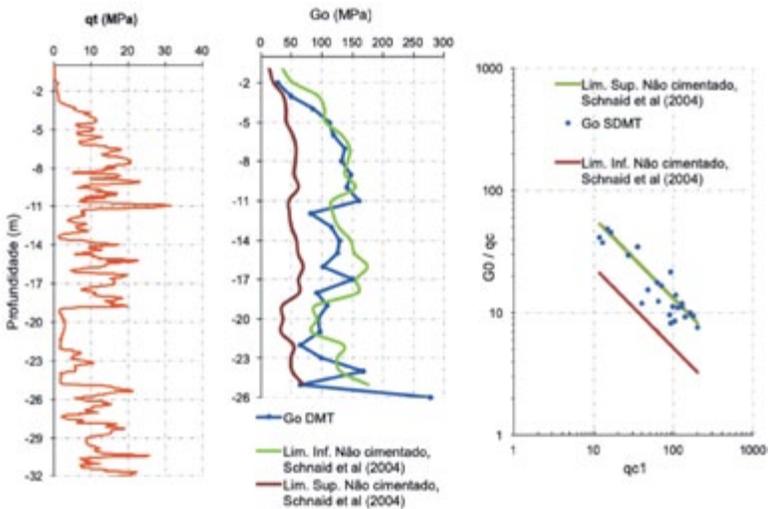


Fig. 11- Cimentação do solo (Área 1)

Observa-se que quase todos os dados se enquadram entre os limites estabelecidos para solos sem envelhecimento e não cimentados, coincidindo, em geral com valores das estimativas de Robertson (2009) para o módulo cisalhante mostrados na Figura 8. Um dos pontos que ficaram fora do limite coincide com um valor de pico de resistência de ponta (q_t) localizado a 11 m de profundidade. Outros três pontos são localizados na camada de argila entre 19 e 22 m de profundidade. Em geral, baseados nos resultados analisados pode-se concluir que o solo é normalmente adensado a ligeiramente pré-adensado, sem cimentação. Este resultado concorda com a estimativa da classificação dos solos, assim como com a descrição geológica das características da área de estudo, referenciado por diversos autores como Suguio et al. (1986); Horn Filho (1997); Bigarella (1961); Chodur (1997); Caruso (1987), os quais sugerem ser uma área de solos depositados há 120 000 anos no período do Pleistoceno superior.

9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As principais conclusões deste trabalho são mostradas a seguir:

Grande parte dos solos que conformam a área estudada é de origem sedimentar, depositados na plataforma continental, provenientes do complexo granulítico de Santa Catarina e trazidos durante o penúltimo período de transgressão, ocorrido há 120 000 anos, sendo classificados como da idade do Pleistoceno superior a Pleistoceno médio.

Os materiais identificados no perfil da área estudada, ordenados de maior a menor presença no depósito, foram interpretados como: solos arenosos; areno-siltosos; silto-arenosos; silto-argilosos; argilo-siltosos; areia com pedregulho e em menor presença, solos argilosos.

O perfil médio da área foi determinado a partir de ensaios de CPTu, SPT e sDMT. Estes ensaios fornecem resultados semelhantes em variação de resistência com a profundidade. Entretanto, o ensaio de CPTu fornece informações mais detalhadas das variações de resistência e da transição de propriedades do perfil.

Baseado nos estudos geológicos consultados na área de influência, e nos resultados dos ensaios de campo e laboratório analisados nesta pesquisa, pode-se inferir que o depósito da área de estudo é composto de material normalmente adensado.

O solo que compõe o depósito estudado apresenta porcentagens variáveis de material siltooso. Porém, estes solos têm rápida dissipação da poropressão, sendo possível, na maior parte do perfil, estimar parâmetros que o caracterizam mediante, correlações típicas de solos arenosos.

10 – REFERÊNCIAS

- Bigarella, J.; Marques F. (1961). *Ocorrência de pedimentos nas faldas da serra do iquerim (garuva, sc) curitiba*. pp. 82-93.
- Bigarella, J. (1965). *Subsídios para o estudo das variações do nível oceânico no Quaternário Brasileiro*. Anais da Academia Brasileira de Ciências.
- Branner, J.C. (1904). *The stone reefs of Brazil, their geological and geographical relations*. Bulletin of Museum of Comparative Zoology, 44: geological series 7.
- Caruso, F.G. JR. (1987). *Geologia do cenozóico do Estado de Santa Catarina*. In: Silva, L.C.; Bortuluzzi, G.A. Texto explicativo para o mapa geológico do Estado de Santa Catarina.
- Chodur, N. (1997). *Mineralogia e geologia dos depósitos de rubi e safira da região de Barra Velha, Santa Catarina*. Tese de doutoramento programa de pós-graduação em mineralogia e petrologia; Universidade de São Paulo - Instituto de Geociências. p.30-33.
- Decourt, L. (1989). *The standard penetration test. State-of-the-art report*. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Rio de Janeiro, 4, AA Balkema Publishers, The Netherlands.

- Freitas, R.O. (1951). *Ensaio sobre a tectônica moderna do Brasil*. Boletim da Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, série Geologia, 130: 120p.
- Google maps; <https://maps.google.com.br>
- Horn Filho, N.O. (1997). *O quaternário costeiro da ilha de São Francisco do Sul e arredores, nordeste do estado de Santa Catarina - aspectos geológicos, evolutivos e ambientais*. Tese de doutorado, Instituto de Geociências Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 283p.
- Horn Filho, N.O. (2003). *Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos*. Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98.
- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.H. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI.
- Marchetti, S. (1980). *In situ tests by flat dilatometer*. Journal of the Geotechn. Engineering Division, ASCE, vol. 106, no. GT3, proc. paper 15290, p. 299-321.
- Politano, C.F.; Danziger, F.A.B.; Danziger, B.R. (2001). *Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais*. Solos e Rochas, Vol. 24, n.1, p. 55-71.
- Possamai T.; Voos V. C.; De Oliveira F.; Horn Filho N. (2010). *Geologia costeira da ilha de São Francisco do Sul, Santa Catarina*. Revista de Geografia. Recife: UFPE – DCG/NAPA, v. especial VIII SINAGEO, n. 2.
- Robertson, P. K. (1990). *Soil classification using cone the penetration test*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 27, No.1. p.151-158.
- Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests — a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 46, No.11. p.1337-1355.
- Rocha, G.J. (1989). *Aspectos sedimentares da plataforma continental de Santa Catarina – Brasil*. GEOSUL, nº8 - Ano IV.
- Rodriguez, B. J. L. (2014). *Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- Schnaid, F.; Lehane, B.M.; Fahey, M. (2004). *In situ test characterisation of unusual geomaterials*. Proc. 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 1:49–74.
- Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in Geomechanics, the main tests*. Taylor & Francis; London and New York.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard Penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Géotechnique, pp.425-447.
- Suguio, K.; Martin, L.; Bittencourt A.C.; Domingues J.M.; Flexor J.M.; Azevedo A.E.G. (1985). *Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira*. Revista Brasileira de Geociências.
- Suguio, K.; Martin, L.; Flexor J.M.; Azevedo A.E.G. (1986). *The Quaternary sedimentary deposits in the States of Paraná and Santa Catarina coastal plains*. 064 GEOQUA.
- Suguio, K. (2009). *Tópicos de geociências para o desenvolvimento sustentável: as regiões litorâneas*. Revista do Instituto de Geociências – USP.

Zular, A. (2011). *Sedimentologia e cronologia por luminescência da ilha de São Francisco do Sul (sc): considerações sobre a evolução holocênica de barreiras arenosas da costa sul e sudeste do brasil*. Dissertação de mestrado; Universidade de São Paulo; Instituto de Geociências.

DISCUSSÃO / DISCUSIÓN
DISCUSSION



DISCUSSÃO DE “ANÁLISE NUMÉRICA DE SOLOS NÃO SATURADOS COLAPSÍVEIS: APLICAÇÃO EM UMA PEQUENA BARRAGEM DE TERRA EXPERIMENTAL”*

Discussion on “Numerical analysis of collapsible unsaturated soils: application to a small experimental dam”*

E. Maranha das Neves^a

^a Professor Catedrático Jubilado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.

Os autores apresentam uma análise numérica do comportamento estrutural, durante e após o primeiro enchimento, de uma barragem de terra experimental com dimensões muitíssimo reduzidas (4,6 m de altura, desenvolvimento de 73,5 m, volume 1900 m³ e inclinação de ambos os paramentos igual 1,5H:1V). Foram calculadas deformações de colapso dos solos devido ao aumento do grau de saturação resultante do enchimento do reservatório. Não obstante, como o título indica, o estudo se debruçar sobre modelação numérica, o objetivo principal é o de justificar uma solução estrutural original para pequenas barragens de aterro, em regiões semiáridas, com menores custos, mas segura.

Com esta finalidade, comparam os resultados de análises numéricas, aplicadas com base nos conceitos da hidromecânica dos solos não saturados (conceitos sobre os quais os autores se debruçam, já que os consideram indispensáveis para demonstrar a segurança da solução estrutural que propõem), com o comportamento que teria sido observado na barragem experimental desde o início do enchimento do reservatório até ao estabelecimento de um regime de percolação permanente correspondente ao pleno armazenamento.

Finalmente concluem, com base nessa comparação, que, em regiões semiáridas, a construção de pequenas barragens de terra adotando a solução estrutural proposta, pode proporcionar economias na construção sem comprometer a segurança da obra.

A ESTRUTURA EXPERIMENTAL E A QUANTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS USADOS

Como já se disse, o objetivo dos autores é o da comprovação de que os procedimentos propostos por Miranda (1988), há mais de 30 anos, para o projeto de pequenas barragens de aterro, são uma solução económica e que confere à barragem a segurança adequada. Os referidos procedimentos consistem basicamente em, usando o mesmo tipo de solo em todo o corpo da barragem, recorrer, no solo do núcleo, a uma energia de compactação leve (Proctor Normal) com um teor em água ótimo e compactar o dos espaldares (zonas estabilizadoras) com a mesma energia específica de compactação mas com um teor em água correspondente a um desvio substancial no sentido do ramo seco da curva de compactação.

* Por/by: José Neto, Francisco Silva Filho, Caio Lopes (Geotecnia 144, Nov. 2018, pp. 5-19, <http://doi.org/10.24849/j.geot.2018.144.02>)

Quantificando as condições de compactação do aterro experimental, o núcleo foi construído de modo obter-se $\gamma_d=18,4 \text{ kN/m}^3$ e $w=14,7\%$, valores correspondentes, respetivamente, ao peso volumico seco máximo e teor em água ótimo obtido do ensaio de compactação leve (Proctor normal). Já para os aterros estabilizadores de montante e jusante, as condições de compactação foram $\gamma_d=15,5 \text{ kN/m}^3$, $w=9,6\%$.

Tal significa que a compactação no lado seco corresponde a uma compactação relativa de 84% (!) e a um desvio para o lado seco do teor em água em relação ao ótimo igual a 5,1% (!). Em resumo, o núcleo é bem compactado e os aterros estabilizadores, como é mencionado em 4.2 do artigo, são mal compactados.

Ora em toda a literatura relativa a regulamentos de segurança de pequenas barragens de terra é estritamente recomendado que todos os aterros devem ser bem compactados (podiam citar-se dezenas de regulamentos de vários países, mas refere-se apenas a publicação da ICOLD (2010) sobre as pequenas barragens, já que esta organização internacional reflète a opinião da generalidade dos países, bem como a publicação da FAO, de Stephens (2010), por se debruçar sobre a experiência mundial com barragens de aterro de pequena altura, em regiões climáticas as mais diversas.

Ainda de acordo com a generalidade das normas internacionais sobre a segurança de pequenas barragens (USBR, 1987; ICOLD, 2015, entre muitos outros), estas podem ser dimensionadas através de medidas prescritivas, sobretudo com base no conhecimento da classificação dos solos (ASTM D2487-11, 2011) a usar na construção do aterro e no tipo de terreno de fundação. Pode, por exemplo, encontrar-se a justificação de muitas dessas medidas prescritivas em Maranha das Neves *et al.*, (2015). Estranha-se não haver sequer menção da classificação do solo da barragem experimental, pelo menos para poder comparar o que resultaria da aplicação de medidas prescritivas ao dimensionamento da barragem experimental. Mas, em caso algum, as inclinações prescritas para os taludes de montante e jusante das pequenas barragens atingem valores como os usados na barragem experimental, isto é, 1,5H:1V.

Os autores limitam-se portanto a concluir que os resultados dos cálculos suportam a observação visual da estrutura (para o que apresentam, na figura 16, uma fotografia do aterro ao fim de 8 meses), não se descortinando qualquer justificação para esta conclusão já que não se efetuaram (ou não foram apresentadas) nenhuma medições que permitissem comparar as deformações calculadas, com as verificadas na barragem experimental.

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO ATERRO

Para determinar o comportamento tensão-deformação com vista à previsão do colapso do solo não saturado, foi usado o código académico UNSTRUCT e foi admitido que o material tinha uma resposta elástica linear, com o argumento de que os níveis de tensão são muito reduzidos. Esta simplificação contrasta com a preocupação sugerida em recorrer a conceitos e formulações que se aproximam mais da realidade, não podendo deixar de salientar-se que o colapso, como há muito é sabido, está associado fundamentalmente a deformações plásticas (Leonards, 1962) e que o problema da modelação do colapso só foi adequadamente tratado quando o solo não saturado foi tratado como um material elastoplástico com endurecimento (Alonso *et al.*, 1990). Mas esta observação não deve ser entendida como uma sugestão nossa para o uso destes modelos numa barragem experimental com estas características.

A consideração do estado não saturado do solo na modelação da percolação e do comportamento tensão-deformação do corpo da barragem experimental, parece mais motivada pela necessidade de dispor de um caso experimental para realizar um trabalho académico de modelação numérica, tirando partido de programas que envolvem a consideração do estado de não saturação no estudo da percolação e do comportamento deformacional do corpo da barragem. Mas não se revelam uma opção ajustada ao objetivo do trabalho: validar a solução estrutural preconizada.

Presumir que, por uma aplicação de formulações que têm em atenção o grau de saturação inicial e a saturação, se está a usar uma modelação mais próxima da realidade, é contrariada, nesse objetivo,

pela não consideração da fundação da barragem nas análises efetuadas (comparar as figuras 4 e 5). É assumida uma fronteira rígida e impermeável. Este aspeto descredibiliza fortemente o resultado da modelação e contrasta com a preocupação numa aproximação à realidade ao considerar o aterro como um solo não saturado.

Na modelação da percolação transitória no aterro não saturado associada ao enchimento, foi usado um programa comercial (Slide 6.0, da Rocscience). Com base na literatura, a relação admitida entre a condutividade hidráulica dos aterros do núcleo e dos espaldares, poderia variar entre 0,1 e 0,01 tendo os autores arbitrado 0,1. Esta opção não justificada, tem significativa influência nos tempos da análise da percolação transitória.

Não pode deixar de salientar-se que o colapso, como há muito é sabido, está associado fundamentalmente a deformações plásticas (Leonards, 1962) e que a modelação do comportamento deformacional dos solos não saturados teve grandes avanços quando foi tratado como um material elastoplástico com endurecimento (Alonso *et al.*, 1990). Esta observação não deve ser entendida como uma sugestão para o uso destes modelos na pequena barragem experimental em causa.

A ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Como é sabido, no que respeita à segurança, as estatísticas mostram que os estados limite últimos relevantes nas pequenas barragens de terra correspondem à rotura por galgamento (não relevante no caso deste trabalho) e por erosão interna afetando o corpo da barragem e/ou a sua fundação (ICOLD, 2015).

Se as barragens não forem adequadamente projetadas e construídas para controlar a erosão interna, esta pode ocorrer devido à percolação através de fendas resultantes de assentamento do aterro e da fundação. As partículas de solo da barragem ou da sua fundação são transportadas para jusante pelo escoamento da água e tal transporte pode iniciar-se por um escoamento concentrado, por erosão regressiva, por sufusão, e por erosão paralela de contacto. A erosão interna pode assim dar início à formação de uma brecha no corpo da barragem de que resulta uma libertação descontrolada da água do reservatório (rotura da barragem).

A percolação no espaldar de jusante, independentemente das condições postuladas para as fronteiras e para a relação das permeabilidades, vai sempre ocorrer e como “a barragem experimental não tem nenhum sistema de drenagem interna” estão criadas condições para a ocorrência de erosão interna. Como se disse, o solo do espaldar, mal compactado, vai fissurar e proporcionar, num prazo mais ou menos longo, erosão interna do núcleo e possibilidade de ocorrência de um estado limite último da estrutura (rotura).

No caso da barragem experimental, como é dito no próprio artigo que “a barragem construída não tem nenhum sistema de drenagem interna, pois o intuito da pesquisa era apenas estudar o problema de colapso do solo mal compactado”, é grande a probabilidade da erosão se iniciar no contacto do núcleo com o espaldar de jusante, dadas as fissuras que nesta zona ocorrem em virtude do muito baixo grau de compactação usado na sua construção. Ora dada a importância da erosão interna na segurança das pequenas barragens de terra, pode concluir-se que a não consideração deste requisito implica que o trabalho em análise não pode na verdade ter tido o intuito de validar a segurança da solução estrutural proposta.

Acontece ainda que, embora a rotura por ausência de condições de estabilidade da estrutura para a situação de projeto, a longo prazo, correspondente ao pleno enchimento do reservatório, não seja, estatisticamente, tão relevante em matéria de segurança quanto o galgamento e a erosão interna, tal situação de projeto, bem como o papel resistente do aterro do espaldar de jusante, não podem ser ignorados. É por isso estranho que este trabalho, bem como todas citações apresentadas, se centrem unicamente na zona do espaldar de montante. A menos que haja uma explicação plausível, não se descortinam razões pelas quais a zona de jusante não seja considerada. É indubitável que as consequências resultantes de uma rotura afetando o espaldar de montante associada ao esvaziamento

do reservatório, não são comparáveis com os efeitos a jusante de uma rotura com o reservatório cheio.

Saliente-se antes que o trabalho trata de uma análise de deformações, mais ligada portanto à funcionalidade. Mas a segurança tem que ver com a estabilidade, o que é muito relevante para a recomendação do recurso a esta solução estrutural. No entanto, a única referência a este aspeto está nas duas últimas linhas do trabalho: “*Vale ressaltar, que Melo Neto apresenta em seu trabalho análise de resistência do maciço estudado, mostrando resultados que apontam a sua estabilidade*”. Pergunta-se: quais as características de resistência adotadas? A jusante foi tida em conta a componente devida à sucção e em que condições? Como os paramentos inclinam 1,5H:1V, considerando um coeficiente global de segurança igual a 1,5 (ICOLD, 2010), tal implicaria um ângulo de resistência ao corte efetivo, ϕ' , $\approx 45^\circ$ (!).

Pode argumentar-se que o estado de não saturação, conducente à instalação de sucções, tem uma contribuição para a resistência ao corte. Mas é igualmente verdade que esta contribuição não é proporcional ao valor da sucção e, muito mais importante, esta contribuição, qualquer que seja, desaparece com a saturação. E a saturação verifica-se a montante logo que ocorre o enchimento e a jusante devido à percolação no corpo do aterro e fundação. É por este motivo que se não for garantida a permanência do estado de não saturação, não deve ter em conta a sucção numa análise da resistência ao corte. E daí que se verifique um reduzido interesse prático do estudo do comportamento resistente dos solos não saturados, verificando-se precisamente o contrário com o seu comportamento deformacional.

Acontece ainda que as dimensões da barragem experimental são muito condicionantes da possibilidade de se tirarem conclusões aplicáveis ao conhecimento do comportamento de pequenas barragens de terra (que se admite poderem ter uma altura de 15 m). Como é sabido, o comportamento mecânico dos solos depende muito do estado de tensão, o qual, no aterro experimental é muito reduzido. A figura 2 mostra que no ensaio de adensamento se atingiram tensões de 400 kPa, quando as tensões máximas verticais no maciço estabilizador de montante são da ordem de 10 kPa (ver Quadro 2, elemento 42). Por alguma razão os modelos físicos reduzidos não podem ser usados na mecânica dos meios particulados. Mas poderiam sê-lo, se o seu comportamento fosse elástico.

Não se pode pois afirmar que a análise efetuada valida a solução estrutural proposta.

NOTA FINAL

Os nossos comentários incidem sobretudo na solução estrutural que é proposta. Para além de certas incongruências que foram atrás apontadas, também não é possível descortinar a contribuição específica deste estudo para a credibilização da solução estrutural sugerida. Como é sabido, a aceitação pela comunidade internacional das práticas resultantes de progressos no domínio do projeto e construção das barragens, dada a perigosidade destas obras, reveste-se sempre de grande prudência. E tratando-se de uma solução estrutural sugerida há mais de 30 anos, esta não é abordada nos documentos de regulamentação e normalização que tratam da segurança aceites pela comunidade internacional, nem o artigo refere barragens em que estas ideias tenham sido aplicadas com sucesso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E. E., A. Gens & A. Josa (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*, *Geotechnique*, 40, 3, pp. 405-430.
- ASTM D2487-11 (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Classification System)*, ASTM, International, West Consholocken, PA, 2011, www.astm.org.

- ICOLD (2010). *Small Dams – Design, Surveillance and Rehabilitation*, Ad hoc Committee on Small Dams.
- ICOLD (2015). *Internal erosion of existing dams, levees and dikes and their foundations*, Bulletin 164, vol. 1: Internal erosion processes and engineering assessment.
- Leonards, G. A. (1962), *Correspondance*, Géotechnique, 12, pp. 354-355.
- Miranda, A. N. (1988), *Behavior of small dams during initial filling*, Ph. D. Thesis, Colorado State University, Fort Collins, USA.
- Maranha das Neves, E., Caldeira, L., Pinheiro, A., (2015). *Projeto, Construção e Observação de Pequenas Barragens de Aterro*. IST Press, IST, Universidade de Lisboa.
- Stephens, T. (2010). *Manual on small earth dams – a guide to siting, design and construction*. Food and Agriculture Organization (FAO), United Nations, Rome.
- USBR, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1987). *Design of Small Dams*.



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

Certificado ISO 9001 por



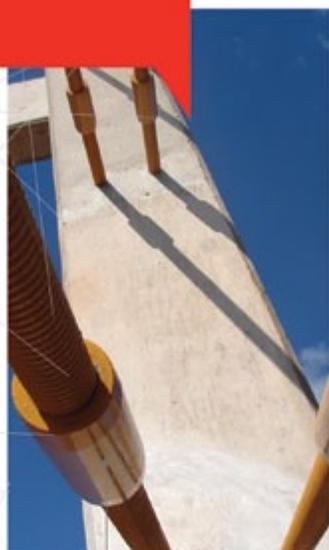
Geocontrole



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



Geotécnica 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 – Rue A, N°136 - 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 Julyus 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 grampos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

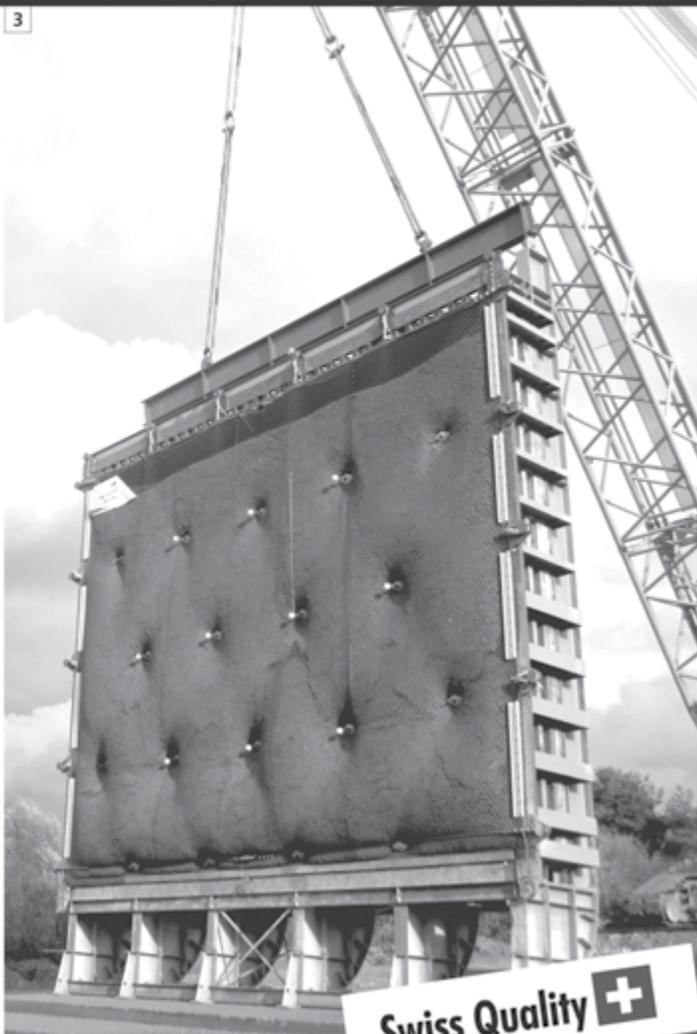
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



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

GEOBRUGG®
BRUGG

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



Swiss Quality 

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

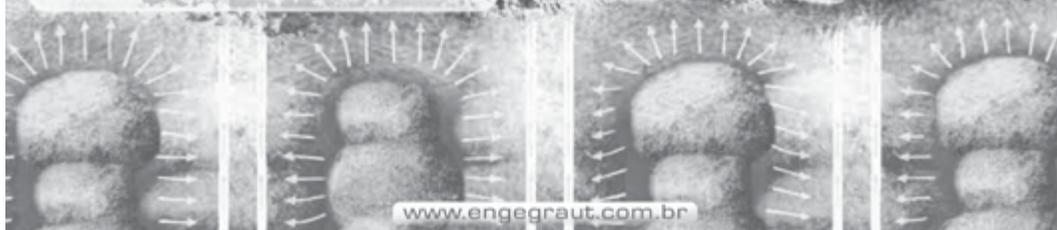
**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

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 ENEGRAUT.

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
freatico contaminado; construção de filtros e
captação de material; contenção de poluentes.

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





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.*



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.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 Dia
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 de Se nº114, 4.^o Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

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

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25.^o
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
E-mail: 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

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

Whatever your geotechnical challenge

Reinforced soil slopes with
Green Terramesh®

Dynamic Rockfall barriers

we can engineer a better solution

Rock slope protection with SteelGrid®

Reinforced Soil Walls with
Terramesh® System

Engineering a better solution



[/maccaferri](#)



[/maccaferri](#)



[@maccaferri](#)



[/maccaferri](#)



[/maccaferri](#)

Follow us:

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

MACCAFERRI

CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR



TPF

PLANEGE CENOR



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

TPF

www.tpfplanegecenor.pt

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 **Agradecimento / Agradecimiento**
Acknowledgement

7 **Editorial**
A. Gomes Correia

9 **Alterabilidade e comportamento geomecânico de rochas no AHE Simplicio**
Alterability and geomechanical behavior of rocks at Simplicio Hydroelectric Complex
Patricia Martins Lopes, Eduardo Coutinho Saliba, Anna Laura Lopes da Silva Nunes

31 **Validação de modelos simplificados de previsão do tempo de liquefação através de ensaios de centrifugadora**
Validation of liquefaction prediction models from geotechnical centrifuge tests results
Sara Rios, Maxim Millen, António Viana da Fonseca, Pedro Santos, Giuseppe Mudanò

55 **Caracterização geotécnica do campo experimental de Araquari em areia**
Geotechnical characterization of the Araquari testing site in sand
José Luis Rodriguez Brochero, Fernando Schnaid

DISCUSSÃO / DISCUSIÓN
DISCUSSION

71 **Discussão de “Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental”**
Discussion on “Numerical analysis of collapsible unsaturated soils: application to a small experimental dam”
E. Maranhã das Neves