# GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



# Sociedade Portuguesa de Geotecnia

# **GEOTECNIA** Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

# N.º 150 – novembro/noviembre/november 2020

# EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR

António Gomes Correia, UMinho, Portugal

Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil

Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España

# COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD

Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil Nuno Guerra, UNL, Portugal

César Sagaseta, U. Cantabria, España Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil

José Estaire, CEDEX, España 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

# COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD

André P. Assis, U. Brasília, Brasil

Antonio Gens Solé, U P. Cataluña, Barcelona, España

António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal

Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España

António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal

Claudio Olalla Marañón, U P. Madrid, España

Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España

César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España

Daniel Dias, U. Grenoble, França

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España

Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil

Emanuel Maranha das Neves, IST, Lisboa, Portugal

Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil

Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal

Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA

José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España

José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal

Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España

Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España

Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España

Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil

Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal

Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal

Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal

Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil

Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil

Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil



# **SPG**

A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spgeotecnia.pt



Av. Queiroz Filho, 1700 - Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br



# **SEMSIG**

CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500

Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org

# **ÍNDICE CONTENTS**

# novembro 150 noviembre november 2020

3 Editorial

António Gomes Correia

7 Ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas de elevada capacidade resistente Dynamic Load Testing with Increasing Energy for High Bearing Capacity Piles

Sérgio Cançado Paraíso Jaime Alberto dos Santos

27 Ensayos de corte en laboratorio para determinar la resistencia residual de arcillas José Estaire sobreconsolidadas Shear lab tests to determine residual shear strength of overconsolidated clays

Natalia S. Montero-Cubillo

51 Erosão superficial hídrica em um talude de corte em solo residual de basalto Superficial water erosion in a slope of cut in the basalt residual soil

José Luís Rodriguez Brochero Naudieli Baldissera

63 Estudo das tensões sob radier assente em solo Raimundo Francisco Pérez León colapsível reforçado com inclusões rígidas Study of the stresses below a raft founded on José Camapum de Carvalho collapsible soil reinforced with rigid inclusions Fernando Feitosa Monteiro

Juan Félix Rodríguez Rebolledo

87 Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados Evaluation of bearing capacity methods for shallow foundations in unsaturated soils

Marcela M. da R. Almeida Francisco C. da S. Filho Elis Ferreira Lopes Alfran Sampaio Moura

107 Análise simplificada de recalques de um radier estaqueado em Argila de Londres A simplified settlement analysis of a piled raft in London Clay

**Heitor Cardoso Bernardes** Renato Pinto da Cunha

# **Editorial**

# *António Gomes Correia* Editor da Revista Geotecnia

É um grande prazer e honra, em nome do Conselho Editorial, anunciar que, em reconhecimento do trabalho realizado durante o período 2016-2020, a nova Direção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) para o período 2020-2024, nos convidou para novo mandato. Com efeito, trabalhámos empenhadamente com toda a equipa Editorial e revisores nos últimos 4 anos para fortalecer a revista em termos de qualidade e relevância, ajudando-a a enfrentar os desafios do principal paradigma das revistas científicas para alcançar a indexação. Veja-se os meus editoriais anteriores (números 138, 144 e 148).

Por felicidade, este novo mandato começa com esta edição, o número 150 dos 49 anos da revista Geotecnia, o que merece ser celebrado. Contudo, dado que se aproxima, em julho do próximo ano, o 50° aniversário da revista, decidimos guardar para esse momento uma edição especial da revista como parte da comemoração, que será anunciada no próximo número. Ainda assim, optámos por resumir aqui o percurso da revista até este grande número 150.

Desde a sua criação em 1971, a Revista Geotecnia tem publicado continuamente artigos de alta qualidade nos tópicos de investigação relevantes para a engenharia geotécnica, abrangendo a mecânica dos solos, a mecânica das rochas, a geologia de engenharia e ambiente, geossintéticos e infraestruturas de transporte e energia. O sucesso da revista baseia-se em todos os anteriores membros do conselho editorial que dedicaram o seu tempo de forma graciosa e generosa no desenvolvimento da revista. No Quadro 1 é apresentada uma lista de todos os membros do conselho editorial e das sociedades / associações responsáveis pela gestão da revista, propriedade da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), do número 1 ao número 150. É, assim, também devido um agradecimento a vários Presidentes anteriores das Sociedades / Associações, em particular da SPG e do LNEC, que acolheu a revista, disponibilizando instalações para a respectiva produção e distribuição.

Gostaria de destacar três momentos importantes na história da Revista. O primeiro foi a sua fundação pelo Grupo Português de Mecânica dos Solos e Rochas, rebatizado em 1972 para Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), nome e sigla que mantém até hoje. O segundo foi em março de 2006, quando foi feito um acordo entre a SPG (Presidente: António Gomes Correia), a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS, Presidente: Alberto Sayão) e a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE, Presidente: Maria Heloisa Fracá), decidindo que a Geotecnia seria administrada pelas três Sociedades. Nesse acordo, a Geotecnia passou a ser uma revista com publicações em português. No mesmo momento, a ABMS acordou com a SPG que um periódico internacional em inglês seria gerido por ambas as sociedades, renomeando a Revista Solos e Rochas como revista internacional Soils and Rocks. Apesar deste último acordo se ter mantido até agora, o acordo para a Geotecnia foi alterado em 2011, passando a gestão desta revista apenas para as SPG e ABMS. No terceiro momento, em 2014, a gestão da Geotecnia passou a ser assegurada pela SPG (Presidente: José Luís Machado Vale), pela ABMS (Presidente: André Assis) e pela Sociedade Espanhola de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (SEMSIG, Presidente: César Sagaseta Millán), em acordo que se mantém até hoje, aceitando trabalhos em português e espanhol. Em todas estes momentos o compromisso foi sempre para com a manutenção da qualidade e reputação da revista pelo papel de liderança do Conselho Editorial da Geotecnia e dos Presidentes das Sociedades / Associações no apoio e na tomada de decisões para atingir esses objetivos.

Mais uma vez, gostaria de aproveitar esta ocasião do número 150 da Geotecnia, para agradecer a todos os intervenientes, autores, revisores e leitores, bem como patrocinadores, pelo apoio contínuo à nossa revista nestes tempos desafiadores, mas emocionantes - parabéns a todos.

Es un gran placer y honor, en nombre del Comité Editorial, anunciar que, en reconocimiento al trabajo realizado durante el período 2016-2020, la nueva Dirección de la Sociedad Portuguesa de Geotecnia (SPG) para el período 2020-2024, nos invitó a un nuevo mandato. De hecho, hemos trabajado intensamente con todo el equipo Editorial y revisores durante los últimos 4 años para fortalecer la revista en términos de calidad y relevancia, ayudándola a enfrentar los desafíos del principal paradigma de las revistas científicas y lograr la indexación. Véanse mis editoriales anteriores (números 138, 144 y 148).

Afortunadamente, este nuevo mandato comienza con esta edición, la número 150 de los 49 años de la revista Geotecnia, que merece ser celebrada. Sin embargo, dado que se aproxima el 50º aniversario de la revista, en julio del próximo año, decidimos reservar para ese momento el lanzamiento de una edición especial, como parte de la celebración de la revista, que se dará a conocer en el próximo número. Aun así, decidimos resumir aquí el recorrido de la revista hasta este señalado número 150.

Desde su creación en 1971, Revista Geotecnia ha publicado continuamente artículos de alta calidad sobre temas de investigación relevantes para la ingeniería geotécnica, cubriendo la mecánica del suelo, la mecánica de rocas, la ingeniería y geología ambiental, los geosintéticos y las infraestructuras del transporte y de la energía. El éxito de la revista se debe a todos los miembros anteriores del consejo editorial que dedicaron su tiempo gentil y generosamente a su desarrollo. En la tabla 1 se muestra un listado de todos los miembros del consejo de redacción y de las sociedades/asociaciones responsables de la gestión de la revista, propiedad de la Sociedad Portuguesa de Geotecnia (SPG), desde el número 1 hasta el número 150. Debe agradecerse también a los varios presidentes de las sociedades/asociaciones anteriores, en particular de la SPG, y del LNEC, que acogió la revista, proporcionando instalaciones para su producción y distribución.

Me gustaría destacar tres momentos importantes en la historia de la Revista. El primero fue su fundación por el Grupo Portugués de Mecánica de Suelos y Rocas, rebautizado en 1972 como Sociedad Geotécnica Portuguesa (SPG), nombre y acrónimo que mantiene en la actualidad. El segundo fue en marzo de 2006, cuando se llegó a un acuerdo entre la SPG (Presidente: António Gomes Correia), la Asociación Brasileña de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ABMS, Presidente: Alberto Sayão) y la Asociación Brasileña de Ingeniería Geológica y Ambiental (ABGE, Presidenta: Maria Heloisa Fracá), decidiendo que la Geotecnia sería administrada por las tres Sociedades. En este acuerdo, Geotecnia se convirtió en una revista con publicaciones en portugués. Al mismo tiempo, ABMS acordó con SPG que ambas sociedades gestionarían una revista internacional en inglés, rebautizando la revista "Solos e Rochas" como revista internacional Soils and Rocks. Aunque este último acuerdo se ha mantenido hasta ahora, el acuerdo de Geotecnia se cambió en 2011, pasando la gestión de esta revista únicamente a la SPG y la ABMS. En el tercer momento, en 2014, la gestión de Geotecnia pasó a estar a cargo de la SPG (Presidente: José Luís Machado Vale), la ABMS (Presidente: André Assis) y la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG, Presidente: César Sagaseta Millán), con un acuerdo que continúa hoy en día, aceptándose trabajos en portugués y español. En todos estos momentos, el compromiso fue siempre mantener la calidad y reputación de la revista bajo el liderazgo de su Comité Editorial y de los Presidentes de sociedades/asociaciones en el apoyo y toma de decisiones para lograr estos objetivos.

Una vez más, me gustaría aprovechar esta ocasión del número 150 de Geotecnia, para agradecer a todas las partes implicadas, autores, revisores y lectores, así como a los patrocinadores, por el continuo apoyo a nuestra revista en estos tiempos desafiantes pero emocionantes. ¡Felicidades a todos!

It is my great pleasure and honour, on behalf of the Editorial Board, to announce that in recognition of the work done during the mandate 2016-2020, the new Board of the Portuguese Geotechnical Society (SPG) for the period 2020-2024, re-invited us to continue our mandate. Indeed, we worked hard with all Editorial team and the reviewers over the past 4 years to strengthen the journal in terms of quality and relevance, helping it to match the challenges of the main paradigm of scientific journals to achieve indexation. See my previous editorials (issues 138, 144 and 148).

Fortunately, this new mandate begins with this edition, issue 150 of the 49 years of the journal Geotecnia, which deserves celebration. However, as we will celebrate in July next year, the 50th anniversary of the journal, we decided to postpone a Special Issue as part of the journal's celebration, to be announced in the next number. Nonetheless, we decided to summarise here the route of the journal until this great number of 150.

Since its inception in 1971, the Journal Geotecnia has continually published high-quality articles that span the breadth of research topics relevant to geotechnical engineering, embracing soil mechanics, rock mechanics, engineering geology and the environment, geosynthetics and transport and energy infrastructures. The journal's success is based on all past editorial board members who have given their time freely and so generously in further developing the journal. A list of all the editorial board members and management societies/associations of the journal, owned by the Portuguese Geotechnical Society (SPG), from number 1 to number 150 is presented in Table 1. An acknowledgement is also due to various past Presidents of the Societies/ Associations, in particular of SPG and LNEC, which hosted the journal, providing facilities for its production and distribution.

Three important steps were achieved during the journal route. The first was its foundation by the Portuguese Group of Soil and Rock Mechanics, renamed in 1972 to the Portuguese Geotechnical Society (SPG), which maintains until now the same name and acronym. The second step was in March 2006 when an agreement between SPG (President: António Gomes Correia), the Brazilian Association of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ABMS, President: Alberto Sayão) and the Brazilian Association of Engineering Geology and the Environment (ABGE, President: Maria Heloisa Fracá) was established, deciding that Geotecnia would be managed by the three Societies. In this agreement, Geotecnia became a journal with publications in Portuguese. Conjointly, ABMS agreed with SPG that an international journal in English would be under the management of both Societies, renaming Solos e Rochas as an international journal Soils and Rocks. Despite this last agreement is maintained until now, the agreement for "Geotecnia" was changed in 2011, the management of this journal becoming under SPG and ABMS only. As the third step, in 2014, the management of Geotecnia became under the agreement of SPG (President: José Luís Machado Vale), ABMS (President: André Assis) and the Spanish Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (SEMSIG, President: César Sagaseta Millán), which is maintained until now, accepting papers in Portuguese and Spanish. I all these steps the commitment was always to maintaining the journal's quality and reputation by the leading role of the Geotecnia Editorial Board and Societies/Associations Presidents supporting and in making decisions to achieve these goals.

Again, I would like to take this occasion of Geotecnia, number 150, to thank all of the intervening parts, authors, reviewers and readers, as well as sponsors, for your continuous support of our journal in these challenging but exciting times – congratulations to all.

*Prof. A. Gomes Correia* EDITOR

Quadro 1 - Direcções da Revista Geotecnia dos números 1 (Junho 1971) a 150 (Novembro 2020)

| Editores   | Directores<br>(e Presidentes da<br>Comissão Redactorial;<br>núm. 1-52) <sup>6</sup> | Vice-Presidentes da Comissão Redactorial (núm. 8-33) / Membros da Comissão Executiva <sup>d</sup> Sub-Directores (núm. 34-40) / Directores-Adjuntos (núm. 41-130) / Editores Associados (núm. 131-150) <sup>c</sup> | Membros da Comissão Executiva <sup>d</sup>   | Associações<br>responsáveis<br>pela<br>publicaçãoº | Datas de publicação <sup>f</sup> | Números<br>publicados⁵ |
|--|---|---|--|--|----------------------------------|------------------------|
| Úlpio Nascimento                                 | José Folque   |   |  | $APMSR^h$  | Jun 1971 - Jul 1972              | 1 - 4                  |
|  |   |   |  | SPG  | Out 1972 - Jun 1973              | 5 - 7                  |
|  |   | Joaquim Moura Esteves   |  |  | Nov 1973 - Mar 1976              | 8 - 16                 |
|  | Úlpio Nascimento  |   |  |  | Jun 1976 - Mar 1980              | 17 - 28                |
|  |   | Emanuel Maranha das Neves   |  |  | Jul 1980 - Nov 1981              | 29 - 33                |
|  |   | Emanuel Maranha das Neves; António Pinelo   |  |  | Mar 1982 - Mar 1984              | 34 - 40                |
|  | Ricardo Oliveira  | José Charrua-Graça; António Veiga Pinto   |  |  | Jul 1984 - Mar 1988              | 41 - 52                |
|  | Fernando Guedes de Melo   | António Pinto da Cunha; Rui Correia   |  |  | Jul 1988 - Mar 1992              | 53 - 64                |
|  | António Pinto da Cunha  | João Bilé Serra; José Muralha   |  |  | Jul 1992 - Jul 1995              | 65 - 74                |
|  | Luís Ribeiro e Sousa  | João Marcelino; Celeste Jorge   |  |  | Nov 1995 - Mar 2000              | 75 - 88                |
|  | Manuel Matos Fernandes  | Laura Caldeira; José Vieira de Lemos  |  |  | Jul 2000 - Mar 2004              | 89 - 100               |
|  | Luís Lemos  | Nuno Guerra; Marília Pereira  |  |  | Jul 2004 - Nov 2006              | 101 - 108              |
|  |   | Newton Moreira de Souza   | Nuno Guerra; Marília Pereira; Márcio Muniz de<br>Farias; Maria Giovana Parizzi                   | SPG<br>ABMS  | Mar 2007 – Mar 2008              | 109 - 112              |
|  | António Silva Cardoso   |   | Jaime Santos; Armando Antão; Márcio Muniz de   | ABGE   | Jul 2008 – Mar 2010              | 113 - 118              |
|  |   | Lázaro Zuquette   | Farias; Maria Giovana Parizzi  |  | Jul 2010 - Nov 2010              | 119 - 120              |
|  |   |   |  | SPG  | Mar 2011 – Jul 2011              | 121 - 122              |
|  | António Silva Cardoso   | Márcio Muniz de Farias  | Jaime Santos; Armando Antão  | ABMS   | Nov 2011 – Mar 2012              | 123 - 124              |
|  | José Couto Marques  |   | Madalena Barroso; Paulo Coelho   |  | Jul 2012 – Jul 2013              | 125 - 128              |
|  |   | Alberto Sayão   |  |  | Nov 2013 – Mar 2014              | 129 - 130              |
| José Couto Marques                               |   | Alberto Sayão; Fernando Pardo de Santayana  | Ana Cristina Sieira; César Sagaseta; José Estaire;<br>Madalena Barroso; Paulo Maia; Paulo Coelho | SPG<br>ABMS  | Jul 2014 – Jul 2016              | 131 - 137              |
| António Gomes Correia                            |   |   | Ana Cristina Sieira; César Sagaseta; José Estaire;<br>Nuno Guerra; Paulo Maia; Paulo Pinto       | SEMSIG   | Nov 2016 – Nov 2020   138 - 150  | 138 - 150              |
| <sup>a</sup> Editors: <sup>b</sup> Directores (v | Presidentes del Comité Editoria   | Edians: Designors (y Presidentes del Comité Editorial : núm. 1-52): Drectors (and Chainersons of the Editorial Committee: n. 1-52): Vicenesidentes del Comité Editorial (núm. 8-33) Subdirectores (núm. 34-40)      | ommittee: n. 1-52); Vicepresidentes del Comité Edit  | orial (núm. 8-33                                   | ) / Subdirectores (núm.          | 34-40)/                |

issues; hAgrupamento Portugues de Mecânica dos Solos e das Rochas; Portuguese Group of Soil and Rock Mechanics; Sociedade Portuguesa de Geolecinia. Portuguese Geolecinical Society; Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geolecinica; Brasilian Society of Soil Mechanics and Geolechnical Engineering; "Associação Brasileira de Geologa de Engenharia e Ambiental; Brasilian Society of Soil Mechanics and Geolechnical Engineering; "Associação Brasileira de Geologa de Engenharia e Ambiental; Brasilian Society of Engineering Geology \*Editors, \*Directores (y Presidentes del Comitè Editoral; núm. 1-52); Directors (and Chaipersons of the Editorial Commitee; n. 1-52); «Vicepresidentes del Comitè Editoral (núm. 3-13) / Subdirectores (núm. 13-130) / Editores asociados (núm. 131-130); Vice-Presidents of the Editorial Committee (issues 8-53) / Sub-Directors (iss. 34-40) / Deputy Directors (iss. 41-130) / Associate Editors (iss. 131-150), "Miembros de la Comisión Ejecutiva, Members of the Executive Board; "Asociaciones responsables de la publicación; Scieties responsible for publication, "Fechas de publicación; Publication dates; "Prublished and Environmental; Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica; Spanish Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

# ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE EM ESTACAS DE ELEVADA CAPACIDADE RESISTENTE

Dynamic Load Testing with Increasing Energy for High Bearing Capacity Piles

Sérgio Cançado Paraíso<sup>a</sup>, Jaime Alberto dos Santos<sup>b</sup>

RESUMO - Este trabalho tem como objetivo apresentar uma nova metodologia de execução e interpretação de ensaios de carregamento dinâmico (ECD) de energia crescente em estacas escavadas de elevada capacidade resistente. A metodologia de execução consubstancia-se de critérios técnicos executivos pertinentes e da utilização de sistema de impacto apropriado para a realização de ensaios de carregamento dinâmico em estacas de elevada capacidade resistente. São descritos em detalhe os requisitos do martelo bem como os procedimentos para a preparação e execução do ensaio. Com base no conceito inovador de energia potencial normalizada apresenta-se uma nova proposta para a estimativa da energia potencial necessária em função da capacidade resistente a ser mobilizada. A metodologia de interpretação com base em análises numéricas CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) para cada golpe de energia crescente, permite o traçado das curvas envoltórias das resistências lateral, de ponta e total em função dos deslocamentos. Esta metodologia proporciona todo um conjunto de informações relevantes que possibilitam avaliar de uma forma clara os mecanismos de transferência de carga entre o fuste e a ponta da estaca. Considera-se ainda a proposta de um deslocamento que corresponda à carga de ruptura convencional definido a partir do encurtamento elástico e do deslocamento da ponta da estaca.

ABSTRACT - This work aims to present a new methodology for the execution and interpretation of dynamic load tests (ECD) of increasing energy for cast-in-place bored high bearing capacity piles. The execution methodology demands specific technical criteria to define the impact system to perform the dynamic load test in order to carry out with increasing energy. The requirements of the hammer are described in detail, as well as the procedures for the preparation and execution of the test. Based on the innovative concept of normalized potential energy, a new proposal is presented to estimate the required potential energy according to the compressive resistance to be mobilized. The interpretation methodology based on CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) numerical analysis for each blow of increasing energy, allows the drawing of envelope curves for the lateral, base and total resistances as a function of the displacements. This methodology provides a whole set of relevant information that makes it possible to clearly assess the mechanisms of load transfer between the shaft and the tip of the pile. It also considers the proposal of a displacement that corresponds to the conventional failure load defined from the elastic shortening and the displacement of the tip of the pile.

Palavras Chave - Ensaio de carregamento dinâmico, energia crescente, estaca escavada, estaca de elevada capacidade resistente.

Keywords – Dynamic load testing, increasing energy, bored pile, high bearing capacity pile.

E-mails: sergioparaiso@geomec.com.br (S. Paraíso), jaime.santos@tecnico.ulisboa.pt (J. Santos)

ORCID: ---, orcid.org/0000-0003-4231-5687

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Geomec Engenheiros Consultores, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

# 1 - INTRODUÇÃO

A utilização de fundações profundas por estacas remonta há muitos séculos atrás. Herodotus, 400 anos antes de Cristo, escritor e viajante grego também conhecido como "The Father of History", proveu o primeiro documento da história universal que se refere à utilização de estacas como elementos de fundações. Sabe-se que os antigos egípcios, gregos, fenícios, romanos, chineses, mesopotâmios e outros também utilizaram estacas nas suas construções.

Fundações profundas por estacas continuam em frequente uso na Era Moderna, materializadas na metodologia executiva de estacas cravadas que provocam grandes deslocamentos no solo envolvente (displacement piles) e moldadas in situ que induzem deslocamentos muito reduzidos (non displacement piles). Estas últimas podem mobilizar elevada capacidade resistente e suportam todos os tipos de superestrutura e em variadas condições geológico-geotécnicas, em terra e em águas profundas.

Em razão do alto grau de responsabilidade transferida às fundações por estacas, e dos elevados custos envolvidos na construção das superestruturas, se torna imperativo e inexorável a execução de um "Controlo de Qualidade", que qualifique as estacas através de provas de carga estáticas e/ou ensaios de carregamento dinâmicos com base na teoria da equação de onda unidimensional.

Na Engenharia de Fundações, e mais em particular para o caso de fundações profundas por estacas, a capacidade resistente às ações verticais é, sem dúvida, o aspeto principal a ser estudado. Esta verificação do desempenho engloba a parte da resistência e da integridade do próprio elemento estrutural (estaca) e também da resistência do terreno de fundação.

A integridade da estaca pode ser verificada por métodos destrutivos (carotagem) ou não destrutivos, após a sua execução (ensaios sónicos, diagrafias sónicas, etc.).

É prática corrente especificar-se no projeto de fundações uma carga ou tensão em termos de valor admissível ou, segundo a metodologia do Eurocódigo 7, em termos de valores característico e de cálculo. A comprovação do valor dessa carga ou tensão pode ser realizada através de provas de carga estática e/ou dinâmica.

As provas de carga estática constituem, sem dúvida, uma contribuição importante para a compreensão do problema complexo de interação solo-estaca. São reconhecidos como sendo a forma mais fiável para a comprovação do desempenho das fundações, mas apresentam a desvantagem no que concerne à morosidade e aos elevados custos inerentes à realização destes ensaios. Em Portugal, as provas de carga estática têm sido apenas aplicadas em obras de grande importância. Nas obras correntes e na ausência de provas de carga, é usual preconizar-se um encastramento da estaca da ordem de 2 a 3 diâmetros em formações com N<sub>SPT</sub> igual ou superior a 60 e a consideração de valores conservativos da ordem de 5 a 6MPa para a tensão admissível.

No Brasil os ensaios de carregamento dinâmico em estacas de elevada capacidade resistente são realizados rotineiramente para avaliação do desempenho estrutural e de interação solo-estaca em fundações de qualquer tipo de superestrutura. As provas de carga estática, na prática, são realizadas apenas eventualmente em razão do alto custo operacional de implantação e tempo de materialização.

Como alternativa às provas de carga estática, e na ideia de se aplicar uma técnica de ensaio expedita que possa ser realizada em quantidade e em tempo útil compatíveis com a programação das obras, surgiu o ensaio de carregamento dinâmico. Esta técnica de ensaio requer, em termos de aplicação de carga, uma instrumentação de simples instalação no fuste das estacas quando comparada com a das provas de carga estática, entretanto de abordagem complexa na análise e interpretação de dados recolhidos do impacto dinâmico.

Salienta-se que esta técnica de ensaio tem sido aplicada com bastante sucesso desde a década de 70, e se encontra já bastante disseminada em todo o mundo. A tecnologia da instrumentação e ensaio de carregamento dinâmico se desenvolveu, inicialmente, para avaliação do comportamento de estacas tubulares de aço para o suporte de plataformas offshore destinadas à prospeção de petróleo em águas profundas e, no decorrer do tempo, é empregada nos dias de hoje, rotineiramente, em estacas cravadas e moldadas *in situ* em obras *on shore*.

As dificuldades mais importantes na aplicação desta nova técnica residem na correta interpretação dos dados recolhidos durante o ensaio, dada a grande complexidade do problema de interação solo-estaca e os múltiplos fatores que podem afetar a resistência mobilizada. A realização do ensaio requer o acompanhamento de uma equipa experiente que conheça os fundamentos teóricos que estão por detrás desta técnica de ensaio.

Acrescenta-se ainda que a experiência brasileira com a técnica de ensaio de carregamento dinâmico iniciou-se pelas fundações offshore, por volta de 1980, com o início das instalações de plataformas de exploração de petróleo na bacia de Campos, ao contrário de outros países onde a experiência inicial realizou-se em fundações em terra. Tais tratativas foram materializadas pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo) com a coordenação do engenheiro Sussumu Niyama (Niyama, 1983; Niyama et al., 1984; Niyama, 1985).

Aoki (1989, 1997) apresentou o conceito de ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas cravadas e medições das resistências ativadas através do equipamento PDA (*Pile Driving Analyser*) e considerando análise numérica CAPWAP para o golpe de maior carga mobilizada.

De Mello e Paraíso (1998) apresentaram um estudo experimental de ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas moldadas *in loco* tipo CFA (*Continuous Flight Auger*), diâmetro de 1000mm, realizado com sistema de impacto desenvolvido especificamente para testar estacas escavadas de elevada capacidade resistente com aquisição dos dados utilizando a tecnologia PDA.

Em Portugal, a investigação nesta área iniciou-se em 1997 no âmbito do convénio ICCTI/CNPq (Instituto de Cooperação Científica e Tecnológica Internacional de Portugal/Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil).

A investigação prosseguiu com a implementação de vários campos experimentais envolvendo uma boa caracterização geotécnica e ensaios de carregamento dinâmico validados através de provas de carga estática (Gouveia Pereira, 2003; Santos e Gouveia Pereira, 2005; Santos et al., 2006; Viana da Fonseca et al., 2007; Fellenius et al., 2007; Viana da Fonseca e Santos, 2008; Gouveia Pereira et al., 2009). Estes campos experimentais proporcionaram dados fundamentais para a investigação da capacidade resistente do terreno para estacas à compressão, considerando carregamento estático e/ou cíclico, tendo sido desenvolvidos diversos estudos numéricos para a interpretação dos resultados dos ensaios de carga (Gouveia Pereira et al., 2004; Gouveia Pereira et al., 2008; D'Aguiar et al., 2008; Duarte, 2009; D'Aguiar et al., 2011a e 2011b).

| <b>Tabela 1</b> – Conferências | realizadas e d | quantificação | de publicações. |
|--------------------------------|----------------|---------------|-----------------|

| Conferências    | Ano  | Cidade/País             | Publicações | Editor                 |
|-----------------|------|-------------------------|-------------|------------------------|
| 1 <sup>a</sup>  | 1980 | Estocolmo (Suécia)      | 24          | Bredenberg (1980)      |
| 2 <sup>a</sup>  | 1984 | Estocolmo (Suécia)      | 54          | Holm et al. (1984)     |
| 3ª              | 1988 | Otawa (Canadá)          | 88          | Fellenius (1988)       |
| 4 <sup>a</sup>  | 1992 | Haia (Holanda)          | 116         | Barends (1992)         |
| 5ª              | 1996 | Orlando (EUA)           | 101         | Townsend et al. (1996) |
| 6ª              | 2000 | São Paulo (Brasil)      | 100         | Niyama e Beim (2000)   |
| 7ª              | 2004 | Petaling-Jaya (Malásia) | 58          | Mun (2004)             |
| 8ª              | 2008 | Lisboa (Portugal)       | 101         | Santos (2008)          |
| 9ª              | 2012 | Kanazawa (Japão)        | 111         | Matsumoto (2012)       |
| 10 <sup>a</sup> | 2018 | San Diego (EUA)         | 41          | Bullock et al. (2018)  |

A Tabela 1 apresenta a lista das conferências internacionais realizadas a cada 4 anos com a consolidação desta tecnologia a partir da década de 1980.

# 2 – NOVA METODOLOGIA DE EXECUÇÃO DE ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS ESCAVADAS DE ELEVADA CAPACIDADE RESISTENTE

Provas de carga estática em estacas de elevada capacidade de carga são raramente utilizadas na prática da engenharia de fundações em razão dos elevados custos operacionais e excessivo período de tempo necessário para a realização das mesmas.

Com base nesta realidade, associada ao desafio de testar fundações profundas de elevada capacidade de carga de maneira rápida, segura, confiável e a custos operacionais atraentes, idealizou-se a fabricação de um Martelo Hidráulico Autopropulsor (MHAP-20) exclusivamente para esta finalidade.

As Figuras 1 e 2, apresentadas a seguir, configuram martelo hidráulico autopropulsor, denominado MHAP-20 nos casos, respectivamente, de obras em terra e com lâmina d'água.

## 2.1 – Características do martelo

O sistema de impacto MHAP-20 é constituído de uma base circular de aço solidarizada à camisa de aço que veste a estaca a ensaiar, equipada com dispositivos de auto-ajuste em relação ao topo e fuste na variação de diâmetro de 70cm a 250cm.





Fig. 1– ECD – obras em terra.

Fig. 2 – ECD – obras com lâmina de água.

Sobreposto à base circular de apoio, estende-se camisa de aço guia que permite a queda livre do martelo com modulação de peso de até 200 kN, modulações estas que permitem observar os critérios de pesos para capacidade resistente máxima mobilizada conforme recomendações de Hussein et al. (1996), ou seja, 1,5% a 2,0% da capacidade resistente a ser mobilizada no ECD de energia crescente. O sistema de elevação do martelo possui controle de altura de queda de precisão centimétrica. Este sistema de elevação funciona com gatilho e pistões hidráulicos automáticos garantindo a queda livre sem interferências das perdas por atritos mecânicos.

Rausche et al. (2008) estabelecem que, no caso das estacas escavadas, ensaios de carga estática e dinâmica podem ser realizados a partir dos 5 dias após a concretagem das estacas. Consideram ainda que para ativar resistências elevadas o peso do sistema de impacto deve ser de no mínimo 1 a 2% da capacidade resistente esperada de ensaio.

Os ensaios podem ser realizados em obras com lâmina de água (*nearshore* ou *offshore*) e em terra (*onshore*) com as mesmas facilidades operacionais de instalação e operação. A máxima altura de queda disponível é de 3,00m o que corresponde a uma energia potencial bruta de 600 kNm.

No caso das estacas escavadas de grande diâmetro é necessária a construção de um bloco de concreto (maciço de encabeçamento) sobre o topo das estacas, nas mesmas características geométricas das estacas a ensaiar dimensionado estruturalmente a absorver elevadas tensões dinâmicas de compressão evitando uma ruptura volumétrica lateral. As armaduras do bloco de ensaio são constituídas por barras verticais e cintamento periférico (estribos) de espaçamento não superior a 10 cm.

Alternativamente poder-se-á prolongar o fuste da estaca a ensaiar nas características de armadura do bloco de ensaio e/ou revestir o trecho correspondente ao bloco de ensaio com camisa de aço. A resistência característica do bloco no momento do ensaio deverá ser de pelo menos 40 MPa.

Adicionalmente, cepos e coxins devem ser utilizados no topo da estaca e na placa de aço de impacto do martelo e constituídos preferencialmente de chapas de borracha com malhas de aço e/ou neoprene.

# 2.2 – Metodologia executiva

As Figuras 3 (a) e (b), caracterizam as condições básicas de ensaio ECD em obras realizadas em terra e na presença de lâmina de água, respectivamente.

Os procedimentos técnicos de ensaio consideram, fundamentalmente, os casos de ensaios dinâmicos em estacas moldadas *in situ* de baixa (capacidade resistente mobilizável R≤5 MN) e alta capacidade resistente (capacidade resistente mobilizável R>5MN), observando rigorosamente a norma NBR 13208 (ABNT, 2007), em vigência, norma brasileira que regulamenta a execução de ensaio de carregamento dinâmico.

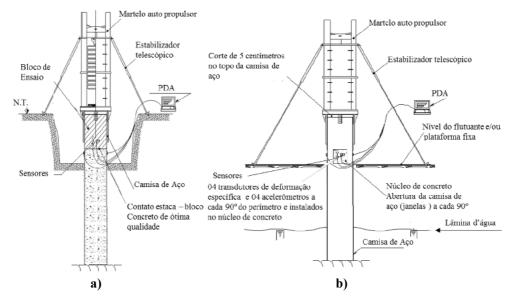


Fig. 3 – Montagem do martelo e esquema de ensaio: a) obras em terra; b) obras com lâmina d'água

11

No caso de camisas de aço preenchidas com núcleo de concreto, sendo a responsabilidade de comportamento estrutural e geotécnico do núcleo de concreto, na maioria dos casos embutidos em rocha e ou em saprolitos de elevada resistência geomecânica, deve-se promover o corte no topo da camisa de aço de pelo menos 50mm, objetivando o impacto dinâmico sobre o núcleo de concreto.

A instrumentação deve ser materializada na metodologia apresentada a seguir.

- Preferencialmente, os sensores deverão ser instalados no bloco de ensaio nas mesmas características geométricas da estaca a ensaiar com diâmetro ou largura maior ou igual a 80cm, e com resistência de, pelo menos, 40MPa em quatro posições diametralmente opostas.
- No caso de estacas de alta capacidade resistente, obrigatoriamente deverão ser instalados 8 (oito) sensores, especificamente 4 (quatro) transdutores de deformação específica e 4 (quatro) acelerômetros. As camisas de aço deverão ser preparadas com aberturas de janelas para instalação dos sensores no núcleo de concreto.
- Os sensores são conectados ao equipamento PDA que imediatamente a cada golpe aplicado ao topo da estaca / bloco de ensaio, obtêm-se registros relativos ao comportamento estrutural e de interação solo-estaca.
- As penetrações permanentes (S) devem ser medidas após cada golpe de energia crescente através de controle topográfico com nivelamento de precisão e garantia de precisão milimétrica.

As Figuras 4 e 5 detalham o gabarito para instalação e fixação dos transdutores de deformação específica (S1) e acelerómetros (A1). A Figura 6 apresenta um exemplo do preparo para ensaio em estaca com camisa metálica e núcleo de concreto.

O sistema de impacto a ser utilizado deverá ser constituído de peso suficiente para mobilizar a capacidade resistente prevista de ensaio, calculada a partir da carga de trabalho aplicando-se, em geral, um fator de segurança satisfatório, preferencialmente igual ou superior a 2,0.

O ensaio de carregamento dinâmico deverá ser realizado através de golpes aplicados ao topo da estaca a ensaiar e/ou bloco de ensaio com energia crescente, ou seja, alturas variáveis em queda livre, nas condições de paralisação descritas a seguir.

- Ruptura do sistema na interface estaca-solo/rocha.
- Obtenção de níveis de tensões dinâmicas compressivas e trativas incompatíveis às características do material que constitui as estacas.
- Obtenção de fator de segurança satisfatório em relação à carga de trabalho especificada em projeto.
- Iminência da possibilidade de dano estrutural e/ou constatação do mesmo.
- Condições de segurança insatisfatórias que não permitam a continuidade dos ensaios.

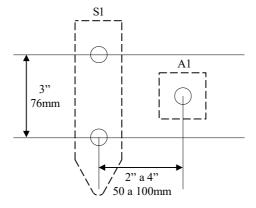


Fig. 4 – Gabarito para instalação e fixação dos sensores.



**Fig. 5** – Sensores instalados aos pares em 4 posições diametralmente opostas.



Fig. 6 – Abertura de janelas para estaca com camisa metálica e núcleo de concreto.

Todos os detalhes descritos relativamente aos procedimentos de ensaio são extremamente importantes e devem ser seguidos escrupulosamente para garantirem sinais de boa qualidade e nas condições ideais de interpretação através da teoria da equação da onda.

# 2.3 – Critérios técnicos pertinentes sobre o sistema de impacto

Hussein et al. (1996) apresentaram trabalho constituído de estudos paramétricos utilizando o programa WEAP (*Wave Equation Analysis of Pile*) considerando estacas de grande diâmetro na gama de 750 mm a 1500 mm, respectivas cargas estruturais admissíveis, profundidades entre 10 e 30 diâmetros com a finalidade da determinação do peso de martelo, altura de queda, adequação do sistema de amortecimento, necessários à mobilização da capacidade resistente no ensaio de carregamento dinâmico. Nas análises realizadas considerou-se profundidades na relação de 10D, 15D, 20D, 25D e 30D, sendo D, o diâmetro da estaca. As resistências estáticas consideradas e analisadas situam-se no intervalo de 5 MN a 30 MN. Em todos os casos analisados, a resistência lateral considerada foi de 85% da resistência total com distribuição uniforme em 80% do comprimento das estacas.

Para os estudos realizados, foram considerados pesos de martelo de 80 kN a 480 kN. As análises paramétricas realizadas conduziram ao seguinte:

- a) Peso do martelo  $\geq 1,4\%$  a 1,6% da capacidade resistente esperada no ECD.
- b) Altura de queda  $H \ge 2,00$  metros;  $H \ge 8,5\%$  L, sendo L o comprimento da estaca.
- c) Espessura do sistema de amortecimento do martelo (t)

Caso de L
$$\leq$$
 30,0 m t =  $\frac{L^2}{2D}$ 

t (mm)  $t \ge 100mm$ ,

Caso de L 
$$\geq$$
 30,0 m t =  $(\frac{L^2}{2D} + 150)$ 

Para os casos analisados, as considerações de negas (S) e tensões dinâmicas de compressão ( $\sigma_c$ ) e tração ( $\sigma_t$ ), foram observadas nos seguintes limites:

- 1,2 mm/golpe  $\leq$  S  $\leq$  5,6 mm/golpe
- 13,4 MPa  $\leq \sigma_c \leq 28,1$  MPa

■ 0,70 MPa  $\leq \sigma_t \leq 3,80$  MPa

Paikowsky (2004) analisou estatisticamente uma base de dados de 167 ensaios de carregamento dinâmico. Foram estabelecidas várias correlações entre a energia líquida transferida (EMX) e a capacidade resistente mobilizada (R). Apesar da elevada dispersão dos resultados, traduzida por um coeficiente de determinação de cerca de 0,4, foi proposta a equação seguinte:

$$R (kN) = 100 EMX (kJ ou kNm)$$
 (1)

Por outro lado, aquele autor analisou o rendimento dos sistemas de impacto tendo-se concluído que o valor médio era de cerca de 40% o que levou à relação entre a capacidade resistente esperada de ensaio, peso do martelo (P) e altura de queda (H), conforme a equação seguinte:

$$E_p \text{ (kNm)} = H \times P = \frac{EMX}{0.4} = 0.025 R$$
 (2)

Paraíso et al. (2004) e Paraíso e Costa (2006) estabeleceram critério para determinação da energia potencial bruta em função da capacidade resistente a ser mobilizada com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico para  $H \le 3,0m$ :

$$E_p \text{ (kNm)} \ge \eta R \text{ (kN)}$$
 (3)

em que  $\eta$  é um coeficiente em (m).

Coxim do martelo = 300mm; Coxim da estaca = 30mm Material = chapas de borracha constituídas de malhas de aço As estacas ensaiadas apresentam-se nas seguintes características:

 $\begin{array}{lll} 800 \text{ mm} \leq D \leq 1600 \text{ mm} & \text{sendo D o diâmetro da estaca} \\ 2500 \text{ kN} \leq Q_t \leq 10000 \text{ kN} & \text{sendo Q}_t \text{ a carga de trabalho} \\ 7,0m \leq L \leq 48m & \text{sendo L o comprimento da estaca} \end{array}$ 

Fatores de segurança obtidos  $FS \ge 2.0$ 

15,0 MPa  $\leq$   $\sigma_c$   $\leq$  28,0 MPa (tensão de compressão) e 1,0 MPa  $\leq$   $\sigma_t$   $\leq$  2,5 MPa (tensão de tração)

Os valores de  $\eta$  indicados na Tabela 2 foram obtidos a partir das correlações de energia potencial bruta e capacidade resistente mobilizada em 48 estacas. Estudou-se, através de histogramas de distribuição de frequência, os valores de  $\eta$  para todo o universo de estacas ensaiadas (amostragem global) e paralelamente determinação dos valores de  $\eta$  para as estacas compreendidas no universo de maior frequência de eficiência do martelo. A eficiência do martelo é a relação da energia líquida transferida para a estaca e a energia potencial correspondente ao golpe de energia crescente específico. Os grupos definidos na Tabela 2 caracterizam os tipos de elementos estruturais de fundações profundas analisados:

- Grupo I Estacas escavadas com lama bentonítica, tubulões a ar comprimido e hélice contínua.
- Grupo II Estacas camisa de aço perdida e núcleo de concreto.
- Grupo III Estacas Pré-moldadas de concreto protendidas.

A amostragem de maior frequência compreende o maior número de estacas de cada grupo cujas energias transferidas se mantiveram dentro de um limite de valores, tais como:

- Grupo I total 24 estacas, sendo 15 estacas (62,5% do total de estacas) com eficiência entre 31% e 40%;
- Grupo II total 16 estacas, 9 estacas (56,3% do total de estacas) com eficiência entre 26% e 38%;

• Grupo III – Estacas Pré-moldadas de concreto protendidas. Total 8 estacas, todas as 8 estacas (100% do total) com eficiência entre 66% e 80%.

Justifica-se a convergência dos valores médios de  $\eta$  em razão da pequena dispersão de valores não considerados na amostragem de maior frequência de eficiência do martelo.

| Gruno    | Amostragem Global |       |        | Amostragem Maior Frequência |       |        |  |
|----------|-------------------|-------|--------|-----------------------------|-------|--------|--|
| Grupo    | Mínimo            | Médio | Máximo | Mínimo                      | Médio | Máximo |  |
| I        | 0,013             | 0,035 | 0,083  | 0,013                       | 0,028 | 0,052  |  |
| II       | 0,015             | 0,024 | 0,034  | 0,015                       | 0,024 | 0,034  |  |
| III      | 0,035             | 0,045 | 0,053  | 0,035                       | 0,045 | 0,053  |  |
| I+II     | 0,013             | 0,030 | 0,083  | 0,013                       | 0,026 | 0,052  |  |
| I+II+III | 0,013             | 0,033 | 0,083  | 0,013                       | 0,032 | 0,053  |  |

**Tabela 2** – Valores de  $\eta$  (m)

Verifica-se da Tabela 2 que o valor médio de  $\eta$  para amostragem global e amostragem de maior frequência, são, respectivamente,  $\eta = 0.033$  e  $\eta = 0.032$ . Adotou-se o valor de  $\eta = 0.033$ . Em resumo:

 $\eta = 0.033 \rightarrow \text{Paraiso et al.}$  (2004) e Paraiso e Costa (2006), Tabela 2

 $\eta = 0.025 \rightarrow \text{Paikowsky (2004)}, \text{ equação 2}$ 

Acrescenta-se, ainda, que uma vez determinando a energia potencial necessária em função da capacidade resistente de ensaio esperada calibrando com o valor de η, obtém-se a altura de queda provável máxima e, em consequência, determina-se o padrão de altura de queda para o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

# 2.4 – Nova proposta para a estimativa da energia potencial necessária em função da capacidade resistente a ser mobilizada

Para clarificar melhor esta importante relação entre a energia potencial bruta e a capacidade resistente faz-se notar que o coeficiente η não é adimensional apresentando-se em unidade de comprimento. Com efeito, num sistema ideal em que toda a energia potencial é transferida para o sistema solo-estaca e em que toda essa energia é convertida em trabalho das tensões internas do solo, o coeficiente η representaria o deslocamento associado às deformações plásticas que ocorrem ao longo da interface lateral solo-estaca e na ponta da estaca. Com efeito, os valores indicados entre 0,025 e 0,033m parecem estar de acordo com a natureza física dos mecanismos de transferência de carga na estaca. Para a mobilização da resistência lateral na interface solo-estaca basta a ocorrência de pequenos deslocamentos da ordem de grandeza milimétrica, enquanto que para a mobilização da resistência de ponta é necessária a ocorrência de deslocamentos de maior magnitude da ordem de grandeza centimétrica e fortemente dependente do processo construtivo e do diâmetro da estaca.

Reanalisam-se novamente os resultados de Paraíso e Costa (2006) que são apresentados na Figura 7 e por questões de simplicidade na escrita, utiliza-se sem qualquer distinção os termos capacidade resistente ou resistência.

É notória a dispersão de resultados que pode dever-se a vários fatores, nomeadamente o método construtivo, as características geométricas das estacas, as condições geológicas e geotécnicas e o nível de mobilização da resistência em relação à ruptura. Para ajudar a compreender melhor esta relação, analisam-se seguidamente os resultados de ensaios de carregamento dinâmico em 7 estacas experimentais de 800mm e 2 estacas de 1500mm de diâmetro, executadas no âmbito da construção da ponte da Lezíria no Carregado, Portugal (Santos e Gouveia Pereira, 2005). A tecnologia de

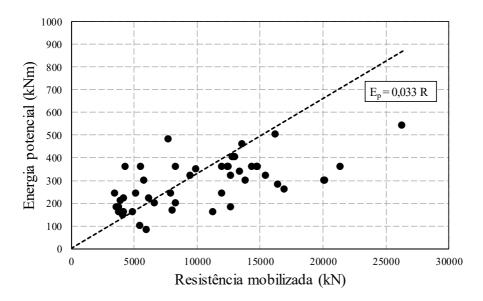


Fig. 7 – Resistência mobilizada vs Energia potencial (Paraíso e Costa, 2006).

execução das estacas consistiu na cravação de camisa metálica por meio de bate-estaca hidráulico tipo *vibrofonceur*, sendo efetuada no seu interior a furação através de vara telescópica *Kelly*. Para a realização dos ensaios de carregamento dinâmico foi utilizado um sistema de impacto de queda livre de 200kN com altura de queda até 3,0m.

A Figura 8 mostra a relação entre a energia potencial bruta e a resistência mobilizada para todos os ensaios realizados nas estacas de 800mm e 1500mm de diâmetro. Faz-se notar que as estacas foram executadas utilizando a mesma técnica construtiva, em condições geológicas e geotécnicas semelhantes e ensaiadas recorrendo ao mesmo sistema de impacto. Por conseguinte, a dispersão de resultados é atribuída fundamentalmente às características geométricas, ou seja, ao efeito do diâmetro da estaca e constata-se que quanto maior for o diâmetro menor será a energia necessária para mobilizar uma determinada resistência.

Para a racionalização dos dados introduz-se neste trabalho o conceito inovador de energia potencial normalizada para uma estaca de diâmetro D<sub>1</sub>=1000mm. A energia potencial normalizada é assim definida pela equação seguinte:

$$E_{p1} \times D_1 = E_p \times D \tag{4}$$

Ao normalizar a energia potencial bruta em relação ao diâmetro a dispersão dos resultados reduz consideravelmente. A Figura 9 representa a tentativa de conjugar todos os resultados obtidos por Paraíso e Costa (2006) e Santos e Gouveia Pereira (2005). O ajuste do modelo linear é bastante razoável com um coeficiente de determinação de 0,652. A reta de ajuste apresenta uma ordenada na origem praticamente nula:

$$E_{p1} = 0.0264 R (5)$$

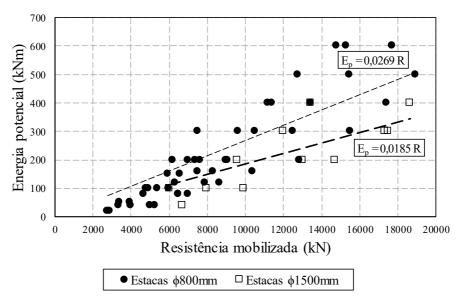


Fig. 8 – Resistência mobilizada versus Energia potencial (Santos e Gouveia Pereira, 2005).

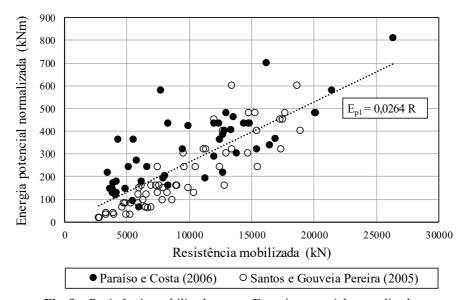


Fig. 9 – Resistência mobilizada versus Energia potencial normalizada.

Para analisar a dispersão dos valores foram calculados os desvios ou resíduos em relação à reta de regressão linear, os quais conduziram à função de distribuição acumulada representada na Figura 10. Como se pode observar, os resíduos ajustam-se muito bem a uma distribuição de Gauss centrada e com desvio padrão aproximadamente igual a 100kNm. Como consequência, 68% dos valores estarão compreendidos no intervalo entre o valor médio e o desvio padrão, ou seja, em 84% dos casos (68+32/2) a energia potencial conseguirá mobilizar a resistência pretendida.

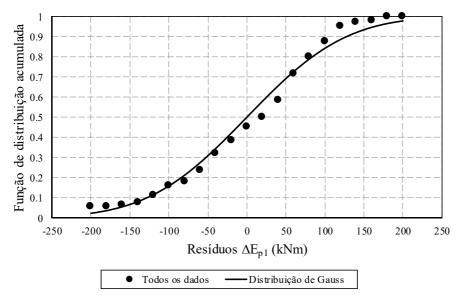


Fig. 10 – Função de distribuição acumulada dos resíduos considerando todos os dados de Paraíso e Costa (2006) e Santos e Gouveia Pereira (2005).

Deste modo e, para efeitos práticos, os autores recomendam uma nova proposta para determinação da energia potencial em função da capacidade resistente a ser mobilizada, conforme representada na Figura 11 e traduzida pelas equações seguintes:

$$E_{p1} \ge 0.0264 R + 100 \tag{6}$$

ou seja,

$$E_n \ge (0.0264 R + 100) \times D_1/D \tag{7}$$

Os casos que conduziram a maiores desvios em relação à média, ou seja, fora do intervalo de confiança representado na Figura 11, estão relacionados com o nível de resistência mobilizada em relação à ruptura. Com efeito, os casos que se situam fora e acima do intervalo referido, correspondem aos ensaios próximos da ruptura do sistema solo-estaca com deslocamentos elevados, havendo, portanto, uma maior dissipação de energia sem a contrapartida do aumento da resistência mobilizada. Excluindo estes casos pontuais todos os valores se situam dentro do intervalo de confiança subjacente às equações (6) e (7).

No que respeita aos valores que se situam abaixo do intervalo de confiança, estes ocorreram apenas em 16% dos casos (100-84) e correspondem a ensaios em que a excentricidade ou as condições do sistema de amortecimento possam ter afetado a mobilização da resistência. Normalmente, as condições de ensaio são corrigidas e melhoradas nos golpes seguintes.

É de mencionar que a mais recente norma europeia ISO 22477-4:2018 especifica que o peso do martelo deverá ser superior a 2% do valor de cálculo da capacidade resistente da estaca. Se se admitir que a maioria dos martelos hidráulicos correntes apresentam uma altura de queda inferior a 1,5m, é fácil de compreender esta recomendação à luz da equação (7), fisicamente e matematicamente mais correta.

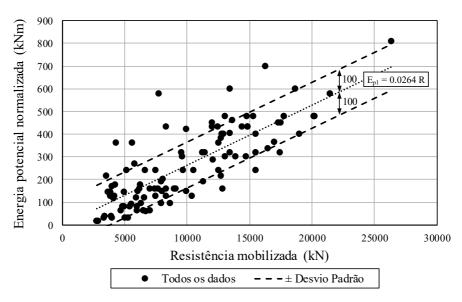


Fig. 11 – Relação R-Ep<sub>1</sub> proposta considerando todos os dados de Paraíso e Costa (2006) e Santos e Gouveia Pereira (2005).

# 3 - NOVA METODOLOGIA DE ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO

A nova metodologia de análise tem por objetivo principal contribuir para o avanço no conhecimento no que respeita à avaliação do comportamento de estacas sob ações verticais submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Sabe-se que o dimensionamento de estacas é condicionado, fundamentalmente, pela verificação da capacidade resistente, mas em algumas situações o aspecto mais crítico pode estar associado à magnitude dos deslocamentos para as condições de serviço.

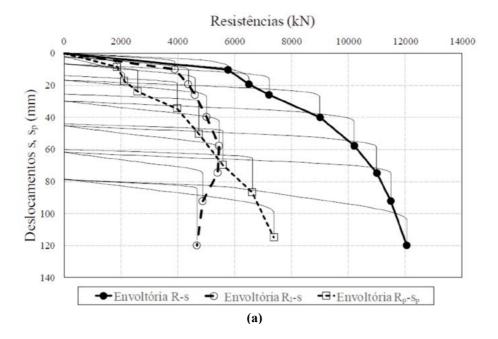
A partir de análises e interpretações de resultados obtidos em ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente, em estacas de alta capacidade resistente, propõe-se nova metodologia de análise e interpretação de resultados com base na análise numérica CAPWAP processada para todos os golpes aplicados na estaca durante o ensaio.

Rausche et al. (1996), Aoki (2000) e Kormann et al. (2000) sugeriram critérios interpretativos semelhantes, sendo que estes autores consideraram análises de múltiplos golpes de energia constante (Rausche et al., 1996) e de energia crescente (Aoki, 2000 e Kormann et al., 2000), entretanto considerando-se apenas as cargas totais mobilizadas.

As análises e interpretações apresentadas neste trabalho são constituídas das seguintes propostas inovadoras com base no traçado das curvas envoltórias obtidas (para todos os golpes), conforme apresentado na Figura 12, das resistências total, lateral e de ponta ativadas, para um exemplo típico de uma estaca de diâmetro de 1400 mm, relação comprimento/diâmetro L/D<15, carga de trabalho 7000kN, solo lateral ( $\overline{N}_{SPT}$ =25) e de ponta ( $N_{SPT}$ =37) na litologia de silte areno-argiloso (solo residual maduro de gnaisse).

A Figura 12 (a) mostra o traçado das curvas de carga - deslocamento de cada golpe, acumulando-se sempre o deslocamento ou recalque permanente do golpe anterior. A curva envoltória é constituída dos pontos de maior recalque de cada golpe de energia crescente. Tal procedimento assemelha-se a um carregamento cíclico de carga e descarga.

Na Figura 12 (b) estão discretizadas as envoltórias de resistência total R, lateral  $R_1$  e de ponta  $R_p$  em função do deslocamento do topo (s) e do deslocamento da ponta  $(s_p)$ , respetivamente. Estas



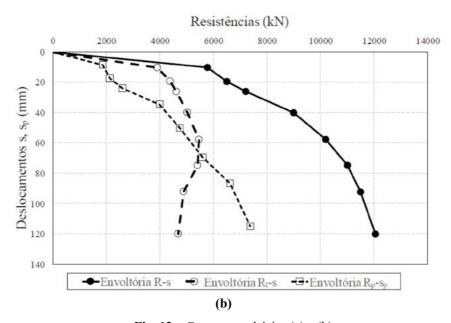


Fig. 12 – Curvas envoltórias (a) e (b).

curvas envoltórias são de maior relevância evidenciando claramente os mecanismos de transferência de carga e permitindo conhecer o momento de saturação da resistência lateral e transferência de maior incremento de carga para a ponta.

Na Figura 13, compara-se o ensaio de energia crescente com avaliação das resistências ativadas para cada golpe ao invés do convencional que considera somente o golpe de resistência máxima ativada.

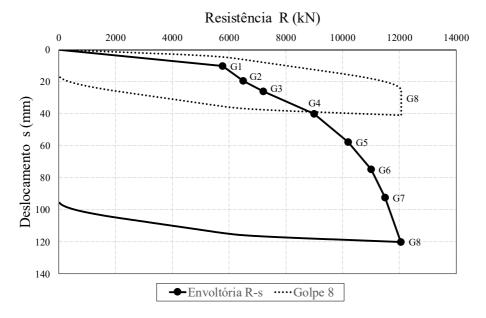


Fig. 13 – Curva envoltória de energia crescente vs Curva da resistência máxima ativada.

O critério convencional baseado em golpes de energia constante ou somente o golpe de resistência máxima ativada apresenta sérias limitações, uma vez que ignora a resposta da estaca em termos de deslocamentos. Se a energia aplicada for insuficiente e os deslocamentos forem muito reduzidos, o critério convencional será conservador e a resistência ativada estará muito aquém da resistência última. Pelo contrário, se os deslocamentos forem elevados e excessivos, o critério convencional poderá ser inadequado e contra a segurança.

Deste modo, recomenda-se a avaliação do comportamento de estacas de elevada capacidade resistente à compressão através da metodologia do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. As curvas envoltórias agregam a informação essencial para a correta interpretação dos mecanismos de transferência de carga. É possível mobilizar e caracterizar o comportamento da ponta da estaca, nomeadamente a evolução da resistência e da sua rigidez em função dos deslocamentos (Paraíso, 2017).

Em estacas escavadas é, por vezes, difícil de estabelecer um critério de ruptura a partir do diagrama carga-deslocamento. Nestes casos, o Eurocódigo 7 propõe um critério de "ruptura" baseado num deslocamento do topo da estaca igual a 10 % do diâmetro da base da estaca. Trata-se de um critério simplificado ignorando totalmente os mecanismos de transferência de carga.

Na Figura 14 caracteriza-se a proposta de determinação de uma carga de ruptura convencional em função da curva envoltória da resistência total R, considerando-se encurtamentos elásticos e deslocamentos da ponta da estaca.

O encurtamento elástico, EE, depende fundamentalmente da relação L/D (comprimento/diâmetro) e é pouco influenciado pelas características do terreno da ponta e solo lateral predominante, situando-se, em geral, no intervalo de valores entre  $\frac{1}{2}\frac{QL}{EA} \le EE \le \frac{QL}{EA}$ , sendo Q a carga/resistência ativada, E o módulo de elasticidade e A a área transversal da estaca. Nas estacas curtas existe uma maior transferência de carga para a ponta, ou seja, o esforço normal médio é superior em comparação com as estacas longas, pelo que a extensão axial é maior e o encurtamento elástico nas estacas curtas aproxima-se do limite superior (quando  $R \rightarrow R_p$ ). Para a situação oposta,

# Deslocamento da ponta - s<sub>p</sub> Deslocamento do topo - s<sub>m</sub> EE Carga de ruptura convencional Carga de Energia Crescente

Fig. 14 – Proposta de definição de um deslocamento que corresponda a uma carga de ruptura convencional.

em que grande parte da carga é absorvida pela resistência lateral, o esforço normal médio diminui, pelo que o encurtamento elástico nas estacas longas aproxima-se do limite inferior (quando  $R \rightarrow R_1$ ).

Relativamente ao deslocamento da ponta da estaca s<sub>p</sub>, este pode ser definido observando o ponto de inflexão da fase elástica para fase plástica com base no estudo da rigidez da ponta. O ponto de inflexão depende da tecnologia e dos cuidados executivos bem como das características do terreno na ponta da estaca. Em solos, o seu valor varia, em geral, entre D/15 e D/40, enquanto que em maciços rochosos toma aproximadamente o valor de D/45 ou inferior, sendo que este valor sugerido está associado à possibilidade de resíduo no contato da rocha, tendo em vista que o maciço rochoso é indeslocável (Paraíso, 2017).

Sendo assim, a carga de ruptura convencional pode ser definida conforme a Figura 14 para um deslocamento máximo no topo definido por:

$$s_m = EE + s_p \tag{8}$$

Os valores de EE e s<sub>p</sub>, serão definidos para cada situação de obra em função dos resultados a obter nos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente, podendo-se considerar a título indicativo, os valores atrás referidos.

# 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente apresenta a vantagem de ser mais versátil e económico em comparação com a prova de carga estática, sobretudo para as estacas escavadas de elevada capacidade resistente. A grande versatilidade do ensaio permite, na maioria dos casos, esgotar a resistência lateral e observar a resposta da ponta da estaca, algo que nem sempre é atingível nas provas de carga estática, por razões económicas.

A metodologia de execução apresentada consubstancia-se de critérios técnicos executivos pertinentes que devem ser seguidos escrupulosamente para proporcionar sinais de boa qualidade e nas condições ideais de interpretação através da teoria da equação da onda. Foi definido o conceito inovador de energia potencial normalizada, a partir do qual derivou uma nova proposta para determinação da energia potencial necessária em função da capacidade resistente a ser mobilizada.

A metodologia de interpretação apresentada com base em análises numéricas CAPWAP para cada golpe de energia crescente, permite o traçado das curvas envoltórias das resistências lateral, de ponta e total em função dos deslocamentos. Esta metodologia proporciona todo um conjunto de informações relevantes que possibilitam avaliar de uma forma clara os mecanismos de transferência de carga e a proposta de um deslocamento que corresponda a uma carga de ruptura convencional, definido a partir do encurtamento elástico e do deslocamento da ponta da estaca.

# 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2007). NBR 13208 *Estacas Ensaio de Carregamento Dinâmico*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Aoki, N. (1989). *Prediction of the behavior of vertical driven pile and dynamic conditions*. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Rio de Janeiro Brasil, vol. 2, pp. 367-376.
- Aoki, N. (1997). Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos USP São Paulo Brasil.
- Aoki, N. (2000). *Keynote lecture: Improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET)*. Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, São Paulo, Brasil, pp. 635 650.
- Barends, F. B. J. (1992). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference, The Hague, The Netherlands, 21 a 24 de setembro de 1992, Ed.
- Bredenberg, H. (1980). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference, Stockholm, 4 a 5 de junho de 1980, Ed.
- Bullock, P.; Verbeek, G.; Paikowsky, S.; Tara, D. (2018). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 10<sup>th</sup> International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations, San Diego, Califórnia, USA, 27 a 29 de junho de 2018, Ed.
- CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) User's Manual (2014). GRL and Associates, Inc. Cleveland, Ohio.
- D'Aguiar, S. C.; Modaressi, A., Santos, J. A.; Lopez-Caballero, F. (2011a). *Piles under cyclic axial loading: study of the friction fatigue and its importance in piles behavior*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 48, no. 10, pp. 1537-1550.
- D'Aguiar, S. C.; Modaressi, A.; Santos, J. A.; Lopez-Caballero, F. (2011b). *Elasto-plastic constitutive modelling of soil-structure interfaces under monotonic and cyclic loading*. Computers and Geotechnics, 38, pp. 430-447.
- D'Aguiar, S. C.; Santos, J. A.; Lopez-Caballero, F.; Modaressi, A. (2008). *Comparison of static and dynamic pile load tests using an elastoplastic soil model*. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 643-651, Lisboa, Portugal.
- De Mello, L. G.; Paraíso, S. C. (1998). Variable Energy Dynamic Load Test on a 1.0m Diameter CFA Pile. Proc. Belgium BAP III, pp. 321-334.
- European Standard EN ISO 22477-4:2018. Geotechnical investigation and testing Testing of geotechnical structures Part 4: Testing of piles: dynamic load testing. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

- Duarte, R. J. L. (2009). Aplicação do ensaio de carga dinâmico para avaliação da capacidade resistente de estacas em solo residual do granito. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Fellenius, B. H. (1988). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 3<sup>rd</sup> International Conference, Ottawa, Canadá, 25 a 27 de maio de 1988, Ed.
- Fellenius, B. H.; Santos, J. A.; Viana da Fonseca, A. (2007). *Analysis of piles in a residual soil The ISC'2 prediction*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 44, pp. 201-220.
- Gouveia Pereira, J. J. (2003). Avaliação da capacidade resistente de estacas através do ensaio de carga dinâmico. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Georrecursos área de Geotecnia, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Gouveia Pereira, J. J.; Santos, J. A.; Gomes Correia, A. (2004). *Interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas através de análises tipo CAPWAP*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade de Aveiro, vol. 1, pp. 239-248.
- Gouveia Pereira, J. J.; Santos, J. A.; Gomes Correia, A.; Simões, T. N. (2008). *Static and dynamic load tests comparison considering load-energy level and soil non-linearity*. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 585-589, Lisboa, Portugal.
- Gouveia Pereira, J. J.; Santos, J. A.; Gomes Correia, A.; Simões, T. N. (2009). *Ensaios de carga dinâmico em estacas um caso de estudo*. Revista Geotecnia, editada conjuntamente pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 115, pp. 21-43.
- Holm, G.; Bredenberg, H.; Grävare, C.-J. (1984). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference, Stockholm, 27 a 30 de maio de 1984, Ed.
- Hussein, M.; Rauche, F.; Linkins, G. (1996). *Selection of a hammer for high strain dynamic testing of Cast in Place shafts*. Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 759-772, Florida, USA.
- Kormann, A. C. M.; Russo Neto, L.; Antoniutti Neto, L.; Bernardes, G. P. (2000). *Behavior of short CFA piles in an overconsolidated clay based on static and dynamic load tests*. Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 707-714, São Paulo, Brasil.
- Matsumoto, T. (2012). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 9<sup>th</sup> International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations, Kanazawa, Japão, 18 a 20 de setembro de 2012, Ed.
- Mun, K. P. (2004). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference, Kuala Lumpur, Malasya, 9 a 11 de agosto de 2004, Ed.
- Niyama, S. (1983). Medições dinâmicas na cravação de estacas fundamentos, instrumentação e aplicações práticas. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da USP.
- Niyama, S. (1985). Report on penetrability and drivability of piles in Brazil. International Symposium on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco.
- Niyama, S.; Beim, J. (2000). Application of Stress-Wave Theory to Piles, Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference, São Paulo, Brasil, 11 a 13 de setembro de 2000, Ed.

- Niyama, S.; Martins, J. A. A.; Likins. G. Jr. (1984). *Dynamic pile instrumentation in a calcareous sand close to PCR-2 platform, Brazil.* Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 306 312, Stockholm.
- NP EN 1997-1 (2010). Eurocódigo 7 Projecto Geotécnico. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- Paikowsky, S. G. (2004). *Drop weight dynamic testing of drilled deep foundations*. Special Lecture, Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 13-81, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Paraíso, S. C. (2017). Análise crítica de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas de elevada capacidade resistente. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil Universidade de Lisboa Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Paraíso, S. C.; Costa, C. M. C. (2006). Análise do desempenho de martelo hidráulico autopropulsor testando estacas de alta capacidade de carga. COBRAMSEG, Curitiba, Paraná, Brasil, pp. 1079-1084.
- Paraíso, S. C.; Costa, C.; Soares, E. P. (2004). *The performance of free fall auto propulsion hydraulic hammer testing high capacity piles*. Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 467-474, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Rausche, F.; Richardson, B.; Likins G (1996). *Multiple blow Capwap analysis of pile dynamic records*. Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 435 446, Florida, USA.
- Rausche, F.; Likins G.; Hussein M. H. (2008). *Analysis of post installation dynamic load test data for capacity evaluation of deep foundations*. ASCE GSP 180, pp. 312-330.
- Santos, J. A. (2008). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference, Lisboa, Portugal, 8 a 10 de setembro de 2008, Ed.
- Santos, J. A.; Gouveia Pereira, J. (2005). A10 Auto-Estrada Bucelas/Carregado/IC3, sublanço Carregado A1/Benavente, travessia do Tejo no Carregado. Ensaios de carga em estacas experimentais. Relatório de análise. Relatório ICIST/IST, EP no. 40/05.
- Santos, J. A.; Leal Duarte, R. J.; Viana da Fonseca, A.; Costa Esteves, E. F. M. (2006). *Campo experimental do ISC'2 previsão e desempenho de estacas instrumentadas solicitadas axialmente*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 107, pp. 79-90.
- Townsend, F. C.; Hussein, M.; McVay, M. C. (1996). *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, Proceedings, 5<sup>th</sup> International Conference, Flórida, USA, 11 a 13 de setembro de 1996, Ed.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J. A. (2008). *International prediction event. Behaviour of CFA, driven and bored piles in residual soil. Experimental site ISC'2*. Edição FEUP/IST. ISBN 978-9-72752-104-3 / ISBN 978-989-95625-1-6.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J. A.; Costa Esteves, E.; Massad, F. (2007). *Analysis of piles in residual soil from granite considering residual loads*. Soils and Rocks, vol. 30, no. 1, pp. 63-80.

# ENSAYOS DE CORTE EN LABORATORIO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA RESIDUAL DE ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS

Shear lab tests to determine residual shear strength of overconsolidated clays

Natalia S. Montero-Cubillo<sup>a</sup>, José Estaire<sup>a</sup>

RESUMEN - Durante los deslizamientos en suelos arcillosos sobreconsolidados, la resistencia que realmente actúa en discontinuidades, zonas de cizalla, fisuras, y zonas de reorientación de arcillas es la resistencia al corte residual. En este artículo se comparan los valores de parámetros resistentes obtenidos mediante el análisis retrospectivo de un deslizamiento, considerado como el valor más fiable a lo largo del plano de rotura, y los obtenidos mediante diferentes ensayos de resistencia al corte en laboratorio. De este modo, se determina el ensayo de laboratorio que proporciona los valores de resistencia más cercanos a los presentes en el momento de la rotura en campo. Por otro lado, gracias a las elevadas tensiones efectivas aplicadas en los ensayos se incluye un nuevo intervalo de índices de fragilidad de la formación de estudio. Adicionalmente, se propone un procedimiento de ensayo de corte anular alternativo, que combina los métodos propuestos en las normativas europea (EN ISO 17892-10:2018), británica (BS 1377-7:1990) y norteamericana (ASTM D6467-06a:2006).

SYNOPSIS – During landslides of overconsolidated clay soils, the strength that really acts in discontinuities, shear zones, fissures, and clay reorientation zones is the residual shear strength. The strength parameters achieved through different shear strength lab tests and by means of back analysis, considered to be the most reliable value along the failure surface, are compared in this research. Thus, the lab test that can be used to provide the strength values more similar to the ones obtained by back-analysis is ascertained. Thanks to the high effective stresses applied in the tests, a new range of brittleness indexes of the material studied is included. Additionally, an alternative ring shear test procedure is proposed, combining the methods proposed in the European (EN ISO 17892-10:2018), British (BS 1377-7:1990) and north American (ASTM D6467-06a:2006) standards.

Palabras Clave – resistencia residual, arcillas sobreconsolidadas, ensayos de corte en laboratorio.

**Keywords** - residual shear strength, overconsolidated clays, shear lab tests.

# 1 – INTRODUCCIÓN

Margas Azules del Guadalquivir es la denominación que recibe un conjunto de materiales arcillosos que ocupan gran parte de la depresión del Guadalquivir (España). Estos materiales se encuentran ampliamente representados, tanto por el espesor de sus sedimentos como por la extensión de los mismos, en las provincias de Córdoba, Jaén, Sevilla y Huelva (España). Las Margas Azules del Guadalquivir se generaron a partir de depósitos neógenos, que se depositaron

E-mails: natalia.montero@cedex.es (N. Montero), jose.estaire@cedex.es (J. Estaire)

ORCID: orcid.org/ 0000-0003-0278-1931 (N. Montero)

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Laboratorio de Geotecnia, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)

durante la intrusión del mar miocénico. Al igual que otras rocas blandas y suelos duros de carácter arcilloso (p.e. las Arcillas Azules de Londres), estos materiales generan numerosos problemas de inestabilidad de taludes, por lo que sus propiedades geotécnicas han sido estudiadas por diversos autores españoles en numerosas ocasiones (Fernández, 1979; Oteo y García de la Oliva, 1995; Oteo, 1997; Tsige, 1998; Galera et al., 2009). La formación está compuesta por unas arcillas sobreconsolidadas que presentan un comportamiento geotécnico singular, caracterizado por una fragilidad muy elevada. Sus principales parámetros geotécnicos se pueden cuantificar, de acuerdo a los autores anteriores, en:

- contenido en finos del orden de 70-95%:
- plasticidad media a alta (límite líquido en el entorno de 40-65%);
- contenido en carbonatos entre 18 y 30% (CaCO<sub>3</sub>);
- expansividad media a alta, con hinchamientos libres en el entorno del 1 al 4%;
- y resistencia a compresión simple de 600 a 3000 kPa, característica de arcillas rígidas a muy rígidas.

Por otra parte, la resistencia al esfuerzo cortante ha sido estudiada por diversos autores con resultados bastante dispares al ser muy dependiente, entre otros factores, del contenido en carbonatos y del grado de alteración del material, como puede verse en la Tabla 1.

Tabla 1 - Parámetros de resistencia (estado de pico) de las Margas Azules del Guadalquivir.

| Fuente                  | Profundidad (m) | c' (kPa)  | φ΄ (°)  | σ <sub>c</sub> (MPa) |
|-------------------------|-----------------|-----------|---------|----------------------|
| Oteo (1998)             |                 | 20 - 60   | 25 - 30 | 0,2 - 3,0            |
| Tsige (1998)            | 0 - 12          | 50 - 120  | 27 - 42 | <1,5                 |
| Olalla y Cuéllar (2001) |                 | 30        | 24      | 0,5                  |
| Alonso y Gens (2006)    | 0 - 75          | 65        | 24      | 0,2 - 0,3            |
| Galera et al. (2009)    | 0 - 130         | 210 - 280 | 18 - 20 | 0,2-3,5              |

Nota: Los valores de cohesión y ángulo de rozamiento efectivos provienen de ensayos de corte directo y triaxiales tipo consolidado drenado y no drenado.

Tsige (1998) menciona que esta formación puede ser considerada litológicamente como homogénea, al presentar parámetros de identificación geotécnica muy similares, según los distintos autores. Sin embargo, en términos de resistencia y deformabilidad, se deberían considerar como materiales con comportamientos mecánicos muy diferentes, como demuestra la Tabla 1. Este comportamiento depende principalmente de su grado de alteración que, a veces, es difícil de establecer con ensayos rutinarios de identificación. Es conocido que estos materiales están fuertemente afectados por numerosas microdiscontinuidades estructurales, la mayoría de ellas no identificables a simple vista, que son las principales causantes de su baja durabilidad y alta alterabilidad (Tsige et al., 2001). Las microdiscontinuidades presentes en las Margas Azules del Guadalquivir se pueden agrupar en tres tipos: 1) los planos de cizalla de origen tectónico (denominados en mucho textos como "slickensides"); 2) las microfisuras sistemáticas con dirección dominante horizontal o semihorizontal coincidente con el plano de sedimentación (estratificación); y 3) orientación preferente de láminas de arcilla.

En el caso de las Margas Azules, en estos tres tipos de discontinuidades, la máxima resistencia al corte movilizable es la resistencia residual (Oteo, 1998). Los valores de esta resistencia residual están en general en el entorno de los 10-15º de ángulo de rozamiento, con cohesiones nulas (Oteo,

1998; Alonso y Gens, 2006), coincidentes básicamente con las pendientes naturales estables, existentes en las zonas con predominancia de estos materiales (Fernández, 1979).

El valor de esta resistencia al corte residual depende fundamentalmente del tipo de mineral predominante de la arcilla y de su quimismo, en función del tipo de cationes de intercambio de las arcillas y de la concentración del agua intersticial. Así, en suelos con mayor contenido de esmectita sódica la resistencia será mucho menor que en suelos con otros minerales de la arcilla, como pueden ser por ejemplo, illita y caolinita (Olson, 1974; Kenney, 1977; Moore, 1991).

El objetivo de esta investigación es averiguar, para el caso de las Margas Azules del Guadalquivir, los ensayos o métodos de laboratorio que proporcionan el valor de resistencia al corte residual más aproximado al de la rotura real que se produce en las roturas en campo. Este último valor se considera semejante al proporcionado por el análisis retrospectivo de los deslizamientos de taludes que se producen en estos materiales.

# 2 – MATERIALES EMPLEADOS EN EL ESTUDIO

# 2.1 - Procedencia

Los datos de campo y laboratorio empleados en esta investigación han sido obtenidos gracias al estudio geotécnico del deslizamiento de un terraplén de carretera, situado en la provincia de Jaén (España). El área afectada está formada por unas margas sobreconsolidadas consideradas dentro de las Margas Azules del Guadalquivir. En esa zona, la carretera discurre a media ladera con una pendiente del terreno natural de unos 11º. Los problemas en el terraplén aparecieron, en forma de agrietamientos, un mes después de uno de los meses más lluviosos de los últimos 30 años.

# 2.2 – Perfiles geológico-geotécnicos

El estudio geotécnico del deslizamiento incluyó una campaña de campo consistente en sondeos a rotación, con pruebas de penetración SPT en su interior, y en ensayos de penetración dinámica tipo DPSH. En dicho estudio, se elaboraron varios perfiles geológico-geotécnicos de las zonas donde se produjeron los movimientos. En la Figura 1 se muestra el perfil más representativo, con indicación de la posición de algunos de los sondeos realizados (SI-21, SI-22 y SI-24).

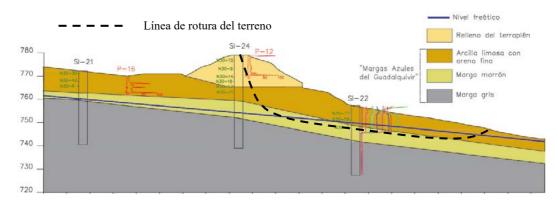


Fig. 1 – Perfil geológico-geotécnico representativo del área afectada por el deslizamiento.

En los perfiles, se diferenciaron cuatro unidades geotécnicas, consideradas las tres inferiores como pertenecientes a las Margas Azules del Guadalquivir. De techo a muro, son las siguientes:

- Relleno del terraplén: unidad geotécnica formada principalmente por limos arcillosos o arenosos. Presenta valores del índice N<sub>SPT</sub> que varían entre 9 y 25 golpes. La baja resistencia de los materiales con los que se construyó el terraplén fue una causa añadida al desarrollo de la inestabilidad.
- Arcilla limosa con arena fina: capa más superficial del terreno natural compuesta por materiales procedentes de la alteración de las margas, con valores del índice N<sub>SPT</sub> que varían desde 30 golpes al Rechazo y parámetros de identificación geotécnica similares a las unidades geotécnicas subyacentes, como cabría esperar. Presenta un espesor variable entre unos 5 y 13 m.
- Marga marrón: unidad geotécnica formada por margas arcillosas o arcillo-arenosas de color marrón verdoso, con pasadas más amarillentas de niveles de arenisca de espesores centimétricos y decimétricos (ver Fig. 2). Los testigos obtenidos de los sondeos se encontraban bastante cementados y poco húmedos. Se obtuvo Rechazo en todos los ensayos SPT y valores superiores a 600 kPa con el penetrómetro de bolsillo. Estos materiales, considerados como suelo duro-roca blanda, aparecen con potencias variables entre 4 y 12 m.





Fig. 2 – Fotografías de las muestras de la unidad geotécnica Marga marrón.

• *Marga gris*: unidad geotécnica compuesta por margocalizas arenosas, de color gris oscuro, con intercalaciones de niveles decimétricos de arenisca en los primeros metros (ver Figura 3). De aspecto muy competente y espesores que pueden llegar a alcanzar unos 280 m, según datos de la geología local.



Fig. 3 – Fotografías de las muestras de la unidad geotécnica Marga gris.

Alguno de los sondeos se equipó con tubería inclinométrica, lo que permitió detectar los movimientos del terreno en profundidad, como puede verse en la Figura 4 que revela la existencia clara de movimientos horizontales a una profundidad de unos 12 m. Además, a esa profundidad se aprecian movimientos considerables, de unos 8 mm aproximadamente. Este hecho permite

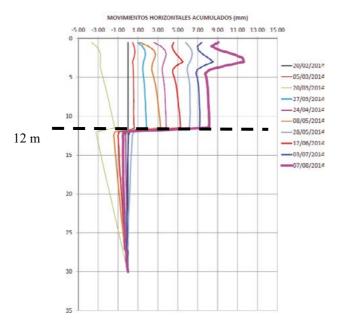


Fig. 4 – Registro del inclinómetro SI-22.

confirmar la hipótesis de que la rotura se produjo bajo condiciones resistentes residuales en las margas.

En los perfiles de estudio se ha trazado la línea de rotura supuesta (Fig. 1), cuya geometría ha sido definida gracias a los inclinómetros y a la observación directa de puntos de rotura y zonas de hundimiento en la calzada, en el talud del terraplén y en una obra de drenaje transversal (Fig. 5). Durante la inspección visual del área afectada también se observó que no existía ningún revestimiento en la cuneta del terraplén, lo que podría haber facilitado la entrada directa de agua en el terreno.



Fig. 5 – Fotografías de la inspección en campo.

Por otro lado, la profundidad del nivel de agua indicada en los perfiles proviene de las únicas mediciones piezométricas disponibles, que se llevaron a cabo tras la ejecución de los sondeos, en un mes muy lluvioso. Esta profundidad es la considerada en el análisis retrospectivo.

La investigación geotécnica se completó con la realización de ensayos de laboratorio con las muestras inalteradas tomadas en los sondeos; además de los ensayos de identificación y estado usuales se realizaron ensayos de resistencia a compresión simple, triaxiales, y de corte directo. A este respecto, es de destacar que las muestras empleadas para esta investigación pertenecían a las unidades geotécnicas denominadas Marga marrón y Marga gris.

# 2.3 – Análisis retrospectivo

Con la finalidad de averiguar el valor de la resistencia real de las margas de estudio en el momento de la rotura y gracias a la posibilidad de definir con precisión la línea de rotura del deslizamiento, se ha llevado a cabo un análisis retrospectivo de estabilidad del deslizamiento.

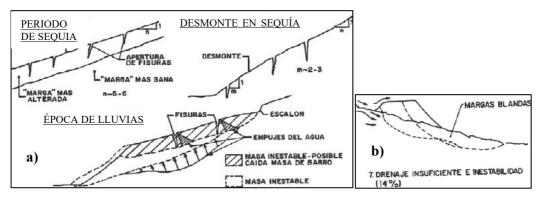
Como se puede apreciar en la Figura 1, se trata de un deslizamiento profundo cuya línea de rotura adquiere primeramente una forma circular a su paso por las unidades geotécnicas clasificadas como suelo (Relleno y Arcilla limosa) para, a continuación, seguir una superficie planar a una profundidad de unos 12-14 m, dentro de la unidad geotécnica Marga marrón. La coincidencia de esas profundidades con unos niveles areniscosos llevó a pensar que el agua, circulando favorablemente por estos, reblandeciera el contacto inferior entre la arenisca y la marga, generando en esta última un plano de debilidad. El material margoso, rígido y sobreconsolidado, sufrió un proceso en el cual la resistencia se fue degradando desde el estado de pico al residual.

Una vez establecida la superficie de rotura se realizaron cálculos retrospectivos de estabilidad mediante métodos de equilibrio límite. Los resultados revelaron unas condiciones resistentes residuales en las margas, caracterizadas por una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 11-11,5°.

Para poder comprender el cambio brusco de un estado de resistencia a otro, cabe destacar el tipo de mecanismo de degradación que sufre este tipo de materiales arcillosos sobreconsolidados. Tsige et al. (2001) establecen dos mecanismos principales de alteración que afectan a las margas de estudio: descompresión y desmoronamiento. La fase de descompresión es producida por la relajación de tensiones a consecuencia de la disminución de los esfuerzos tanto de consolidación como tectónicos durante la erosión o excavación. Las discontinuidades que aparecen por la descompresión producen una disminución importante de la resistencia al corte y provocan que el material presente una muy baja durabilidad debido al aumento de la permeabilidad local in-situ. La segunda fase de alteración es el desmoronamiento o disgregación del suelo en bloques relativamente grandes. Este fenómeno se produce por la rotura de las fuerzas de enlace entre los agregados estables, debido a la acción agua-suelo. En esta fase el papel del agua resulta fundamental: ésta queda atrapada dentro del suelo, tanto por absorción como por adsorción, produciendo presiones de compresión en los poros que se encuentran entre los agregados y dando lugar a la desintegración del suelo en bloques cada vez más pequeños.

Las anteriores condiciones geomecánicas han de combinarse con las ambientales. La zona del deslizamiento se puede clasificar climáticamente como árida o semiárida, en la que aparecen precipitaciones torrenciales puntuales causantes de gran cantidad de inestabilidades. A este respecto, se pueden consultar numerosos casos de roturas en Margas Azules del Guadalquivir, estudiados por Oteo (1997), y desencadenados tras las lluvias del invierno del 96-97 (ver Figura 6), con mecanismos de rotura muy similares al estudiado en este trabajo.

En el presente estudio, los testigos correspondientes al material suprayacente al nivel del deslizamiento presentaban una gran alteración, con fisuras horizontales y disgregación del suelo en bloques de agregados. Así, es coherente suponer la hipótesis de que se hayan producido los procesos de alteración mencionados, alcanzando profundidades de 12-15 m y permitiendo que el agua produjera un estado bastante alterado de la unidad geotécnica Marga marrón. De este modo se comprende que su estado sea el equivalente al residual favorecido por la acumulación de agua en niveles inferiores menos permeables. La profundidad de alteración observada en este caso está dentro del rango de los 20 m indicados por Tsige et al. (2001) para las Margas Azules del Guadalquivir.



**Fig. 6** – Esquema sobre el efecto del agua en los mecanismos de rotura (a) y mecanismo de rotura causante del 14% de los deslizamientos producidos en el invierno 1996-1997 (b).

Por lo tanto, en el caso de este deslizamiento, se puede considerar que se dieron los siguientes factores desencadenantes: a) terraplén de baja resistencia (N<sub>SPT</sub> = 9-25 golpes); b) cuneta del terraplén sin revestimiento; c) últimos meses muy lluviosos lo que produjo acumulación de agua infiltrada; d) presencia de minerales expansivos en todos los niveles de terreno afectados, que aceleraron la degradación debido a los esfuerzos cíclicos producidos por hinchamiento y retracción en periodos de lluvias y sequía, respectivamente; e) alterabilidad de las margas por posible presencia de microdiscontinuidades; y f) fragilidad muy elevada de las margas.

# 2.4 - Caracterización geotécnica

En la Tabla 2 se muestran los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de identificación, de estado natural y de resistencia realizados en muestras de las unidades geotécnicas de Marga marrón y Marga gris.

| <b>Tabla 2</b> – Parámetros de identificación, estado natural y resistencia de las margas |
|---|
| sobreconsolidadas de estudio (Unidades geotécnicas: Marga marrón y Marga gris).           |

| Parámetro   | Número de | Valor |        |        |  |
|---|-----------|-------|--------|--------|--|
| Parametro   | ensayos   | Medio | Mínimo | Máximo |  |
| Contenido de finos (%)                            | 4         | 70    | 50     | 98     |  |
| Límite líquido, $w_L$ (%) <sup>1</sup>            | 24        | 43    | 26     | 58     |  |
| Índice de plasticidad, IP (%)                     | 24        | 16    | 4      | 32     |  |
| Peso específico de las partículas sólidas, $G_s$  | 20        | 2,61  | 2,47   | 2,72   |  |
| Contenido en carbonatos, CaCO <sub>3</sub> (%)    | 14        | 38    | 32     | 45     |  |
| Humedad natural, $w_{nat}$ (%)                    | 18        | 17    | 13     | 24     |  |
| Densidad seca, $\gamma_d (g/cm^3)$                | 23        | 1,8   | 1,6    | 2,2    |  |
| Resistencia a compresión simple, $\sigma_c$ (MPa) | 15        | 18    | 8      | 27     |  |
| Presión de hinchamiento (kPa)                     | 2         | -     | 34     | 235    |  |
| Hinchamiento libre (%)                            | 2         | -     | 0,9    | 8,5    |  |

Nota (1): 9 de las 24 muestras resultaron no plásticas debido a posibles coincidencias con niveles arenosos frecuentes. La mayoría de las muestras se clasificaron como CL (clasificación USCS).

Nótese que los valores de contenido en CaCO<sub>3</sub> (entre 32 y 45 %) son superiores a los indicados por otros autores para estos materiales (20-30 %). El carácter más carbonatado del material ensayado en este trabajo puede ser la causa principal de su mayor resistencia.

Los valores de resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) en muestras inalteradas permiten clasificar a las Margas Azules como una roca blanda (ISRM, 1981) e indican, al igual que otros parámetros, una cementación y competencia mucho mayor que la presentada por los autores citados anteriormente, más característica de una marga o lutita ( $\sigma_c$  >20 MPa; González de Vallejo et al., 2002).

Por otra parte, el índice de huecos representativo se estableció en 0,4. La mayoría de las muestras se encontraban saturadas, con humedades de campo cercanas o inferiores al límite plástico del material, por lo que los índices de fluidez eran negativos, indicativos de consistencias o estados sólidos o semi-sólidos.

En general, resulta de especial interés el conocer el tipo de filosilicatos presentes en este tipo de materiales, dada su relación con los problemas de estabilidad que se generan debidos, en parte, a los agrietamientos por retracción e hinchamiento y los valores bajos de resistencia al corte residual. Con la finalidad de conocer los elementos y minerales presentes en las margas de estudio, se llevaron a cabo ensayos de Fluorescencia y Difracción de Rayos X.

Los ensayos de Fluorescencia de seis muestras revelaron la existencia, de mayor a menor, de los siguientes elementos mayoritarios: Si, Ca, Al, Fe, K, Mg y Na. Estos resultados están en concordancia con el contenido típico en calcita y en minerales de la arcilla (filosilicatos de aluminio, hierro y magnesio) de las Margas Azules del Guadalquivir.

En los ensayos de Difracción de Rayos X, se emplearon dos tipos de análisis realizando un barrido (de 2° a 70 ° 2θ): el método general que analiza la muestra en polvo con los agregados desorientados, y la técnica de agregados orientados (AOT) para determinar el tipo de filosilicatos presentes en las muestras (Figura 7). Con esta segunda técnica se analizaron las siguientes muestras: una muestra secada a temperatura ambiente (T<sup>a</sup> ambiente en Figura 8a); una segunda secada en estufa, durante unas 3 horas, a 550°C (550°C en Figura 8b); y una tercera, incorporando etilenglicol para que adsorbiera toda la humedad posible, que después es secada en estufa durante 48 h, a 60°C (EG en Figura 8c).

En la Figura 7 se incluyen los difractogramas de AOT de las siete muestras estudiadas en los que se puede apreciar una homogeneidad muy importante en la composición del material. Los minerales constituyentes principales son los mismos para todas las muestras: filosilicatos, calcita y cuarzo, de mayor a menor, en orden de proporción.

De los datos obtenidos en el análisis de los agregados orientados (Figura 8), se observa que los tres componentes principales son esmectita, mica y caolinita. El filosilicato predominante varía entre la esmectita y la mica, para las distintas muestras analizadas. Véase como en el tratamiento con etilenglicol (EG en Figura 8c), la esmectita hincha y se expande hasta 17,3 Å (5,12°), mientras que en el tratamiento a temperatura ambiente Figura 8a) aparece con el espaciado característico del mineral de 14,8 Å (5,95°). Cuando las muestras se calentaron a 550° (Figura 8b) la esmectita colapsó a unos 10 Å, por lo que se ve sumada al pico de la mica (9,96 Å). Esta última aparece de manera estable en todos los tratamientos. Como mineral acompañante aparece siempre la caolinita, sin grandes cambios de proporción en todas las muestras. Se puede apreciar el pico de la caolinita (7Å) en los tratamientos con etilenglicol (EG) y a temperatura ambiente, mientras que a 550° desaparece, al volverse su estructura amorfa.

Observando los parámetros geotécnicos de la Tabla 2 y los resultados de los análisis por Fluorescencia y Difracción de Rayos X, se puede concluir, que las margas sobreconsolidadas de estudio pertenecen a los materiales enmarcados dentro de las Margas Azules del Guadalquivir.

Las muestras estudiadas se encuentran dentro de los rangos de valores de los parámetros de identificación geotécnica de esta formación, excepto los correspondientes al contenido en carbonatos y a la resistencia a compresión simple que son notablemente superiores a los indicados por otros autores. Por lo tanto, se puede establecer que, en esta zona, tras un nivel más meteorizado de las margas (5 a 13 primeros metros) aparecen directamente unas margas marrones de mayor competencia que las de otras zonas del Valle del Guadalquivir, que no se pueden unificar en

cuanto a parámetros resistentes en condiciones inalteradas. No obstante, sí parece que se puede establecer una relación directa con los parámetros residuales, al ser los obtenidos en este estudio muy similares a los presentados por todos los autores ya citados, como se verá más adelante dado que es esta resistencia el principal objetivo de esta investigación.

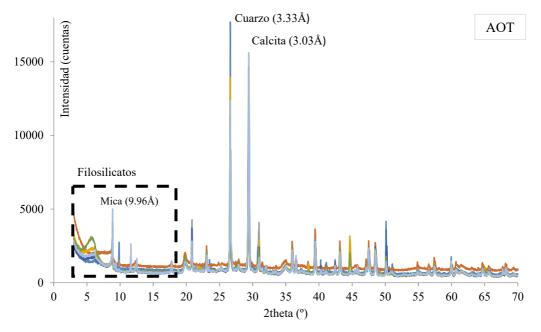


Fig. 7 – Difractogramas de las siete muestras analizadas.

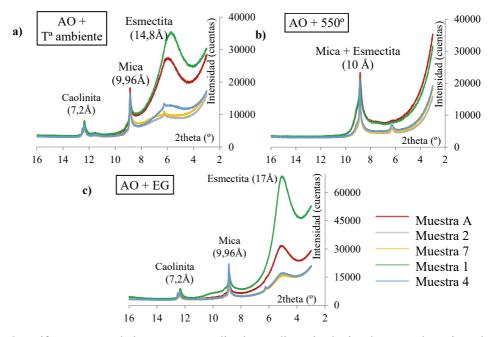


Fig. 8 – Difractogramas de las muestras analizadas mediante la técnica de agregados orientados.

# 3 – ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE EFECTUADOS

# 3.1 – Diferenciación de las muestras ensayadas

Como se ha venido comentando, el objetivo de esta investigación es averiguar los ensayos o métodos de laboratorio que proporcionan el valor de resistencia al corte más aproximado al de la rotura real que se produce en los deslizamientos en campo de estos materiales. Con esta finalidad, se han empleado siete tipos de ensayos o métodos para averiguar la resistencia al corte con un total de 16 muestras procedentes del área afectada por el deslizamiento. En la Tabla 3 se pueden apreciar los diferentes grupos de muestras ensayadas mediante un método u otro.

Tabla 3 - Agrupación de las muestras empleadas en función de su método de ensayo

|              | Nº<br>muestras | Corte Directo (DST) |                                     |                        |                       | ļ                | Corte anular (RST) |                    |
|--------------|----------------|---------------------|-------------------------------------|------------------------|-----------------------|------------------|--------------------|--------------------|
|              |                | Pico                | Residual<br>(1 <sup>er</sup> ciclo) | Residual<br>(5 ciclos) | Remoldeada<br>a<br>WL | Triaxial<br>(TX) | Remoldeada<br>a WL | Remoldeada<br>a WP |
| Grupo<br>I   | 7 (*5)         | X                   | X                                   | X                      | 1                     | -                | X                  | *X                 |
| Grupo<br>II  | 1              | -                   | 1                                   | 1                      | 1                     | -                | X                  | -                  |
| Grupo<br>III | 5              | -                   | 1                                   | 1                      | 1                     | X                | 1                  | -                  |
| Grupo<br>IV  | 3              | -                   | -                                   | -                      | X                     | -                | X                  | -                  |

Grupo I: muestras inalteradas procedentes de los niveles afectados por el deslizamiento;

Grupo II: muestra procedente de la zona por la que pasaba la banda de deslizamiento;

Grupo III: muestras alteradas (procedentes de las cajas de sondeos sin mantenimiento en cámara húmeda durante un tiempo prolongado) procedentes de los niveles afectados por el deslizamiento;

Grupo IV: muestras más cementadas procedentes de profundidades mayores a la superficie de deslizamiento.

# 3.2 - Ensayos de corte directo con muestras inalteradas

Se llevaron a cabo siete ensayos de corte directo consolidado-drenado con muestras inalteradas del Grupo I, en caja de corte circular de 60 mm de diámetro. Las velocidades de corte empleadas fueron de entre 0.005 y 0.008 mm/min. Las tensiones verticales aplicadas variaron entre unos 100 y 1100 kPa. Este valor tan elevado de tensión vertical se utilizó para compensar la presión de hinchamiento que presentaron algunas muestras, con valores de hasta 700 kPa.

Las curvas tensión-deformación muestran un comportamiento frágil fuertemente marcado. La Figura 9 recoge un patrón muy característico de las probetas ensayadas, en las que se aprecia: i) un incremento brusco de la tensión de corte hasta alcanzar la resistencia de pico, a un desplazamiento relativo muy bajo, ii) una rápida y fuerte degradación de la resistencia tangencial, en la zona de post-ruptura, y iii) una reducción más suavizada de la tensión hasta alcanzar, para desplazamientos horizontales elevados, una resistencia menor, denominada "residual (primer ciclo)" en esta investigación.

Posteriormente, se determinó una segunda resistencia de corte mediante la realización manual de 5 pasadas o ciclos (que suponen 10 cambios de sentido) de la caja de corte, a una velocidad superior a la del ensayo anterior, para generar con nitidez el plano de corte y favorecer la orientación de las partículas arcillosas. Una vez realizada esa operación, se dejó la muestra en reposo durante 24 horas para establecer el equilibrio de presiones, y se efectuó un nuevo ensayo de corte directo, de la manera habitual. De este modo se obtuvo una nueva resistencia del material, denominada "residual (5 ciclos)" (también en Figura 9), con valores inferiores a la "residual

<sup>\*</sup> Solo 5 de estas 7 muestras se ensayaron al límite plástico en el equipo de corte anular.

(primer ciclo)", debido a una mayor reorientación de los minerales arcillosos en la dirección de la tensión tangencial aplicada. A este respecto, es interesante destacar que la norma europea sobre corte directo (EN ISO 17892-10) recoge explícitamente este procedimiento de ensayo para determinar la resistencia residual de un suelo, llevando a cabo el número de ciclos necesarios hasta alcanzar una resistencia residual constante.

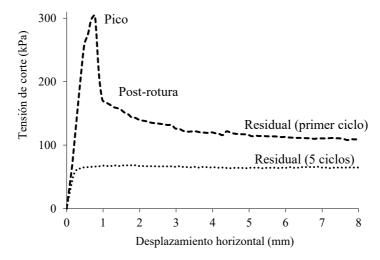


Fig. 9 – Comportamiento frágil detectado en ensayos de corte directo con muestra inalterada.

Como se aprecia en la Figura 10, la resistencia de pico se alcanzó mayoritariamente para desplazamientos de entre 0.5 y 1.5 mm, valores que concuerdan con los presentados por Alonso y Gens (2006). Estos autores sugieren, observando la representación de sus valores y para el rango de valores que alcanzan, que no parece existir una relación clara entre el desplazamiento de pico alcanzado y la tensión vertical aplicada. Sin embargo, con los valores obtenidos en este estudio se intuye cierto aumento de los desplazamientos alcanzados en la rotura, a partir de 500-600 kPa de tensión vertical aplicada.

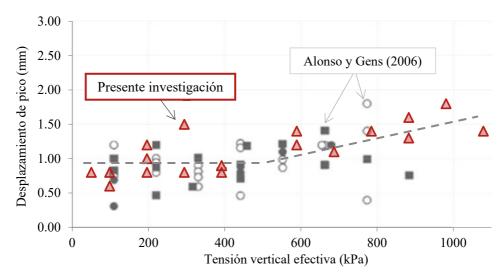
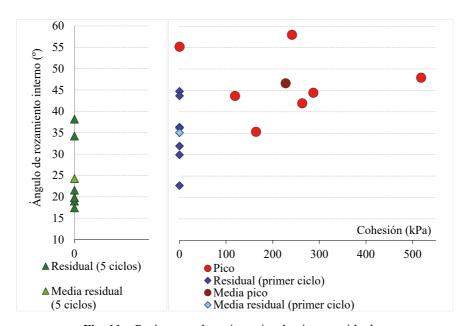


Fig. 10 – Desplazamiento alcanzado en estado de pico.

Por su parte, la interpretación de las curvas tensión-deformación ha dado lugar a resultados dispares en los parámetros de Mohr-Coulomb que modelizan la resistencia de pico, como puede verse en la Figura 11. Los valores de cohesión varían entre 0 y 520 kPa y los ángulos de rozamiento entre 35 y 58°, con un valor medio de 225 kPa de cohesión y un ángulo de rozamiento de 47°. Por su parte, la "residual (primer ciclo)" se puede cuantificar mediante ángulos de rozamiento entre 23 y 45°, y cohesiones nulas. En el caso de los ensayos tras varias pasadas, los ángulos de rozamiento representativos de la "residual (5 ciclos)" resultaron inferiores, oscilando entre 17 y 38°, y cohesiones nulas (también en la Figura 11).

Con objeto de hacer un análisis global de todas las probetas ensayadas, consideradas como si se trataran de un único ensayo, la Figura 12 recoge sus resultados individuales. De forma general



**Fig. 11** – Parámetros de resistencias de pico y residuales.

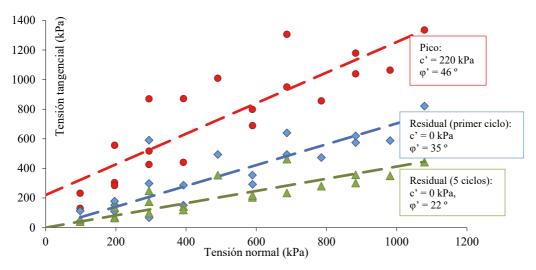
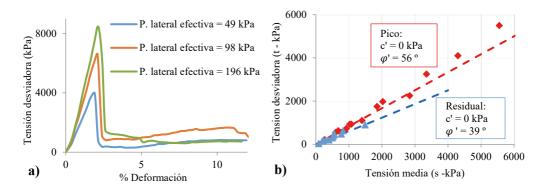


Fig. 12 – Análisis global: ensayos de corte directo.

se podría decir que el ángulo de rozamiento para la resistencia de pico es de unos 46° con una cohesión de 220 kPa, y para la "residual (primer ciclo)" y "residual (5 ciclos)" es de 35° y de 22°, respectivamente, ambas con cohesiones nulas.

# 3.3 – Ensayos triaxiales con muestras alteradas

Se realizaron cinco ensayos triaxiales de tipo consolidado-drenado, con muestras de 70 mm de diámetro del Grupo III (Tabla 3). Las velocidades de corte empleadas variaron entre 0,007 %/min y 0,008 %/min. Las curvas de rotura de estos ensayos muestran de nuevo el comportamiento rígido y frágil de este material (Figura 13a). En la Figura 13b se incluye el análisis global que recoge, en un único gráfico, todas las probetas ensayadas. Este análisis permite realizar un buen ajuste con el que se obtiene una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 56º para el estado de pico, algo superior al obtenido con los ensayos de corte directo. Por su parte, el estudio de las tensiones desviadoras que se obtienen para grandes deformaciones permite caracterizar esa resistencia, con una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de unos 39º. Esta resistencia para grandes deformaciones es algo superior a la denominada "residual (primer ciclo)" del ensayo de corte directo. El hecho de que las resistencias obtenidas con ambos ensayos sean diferentes es debido a que la superficie de rotura generada y el estado tensional, no son los mismos. Ambas se pueden comparar en cuanto a que son las resistencias residuales obtenidas tras la primera rotura de las probetas en ambos ensayos, triaxial y de corte directo. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en el ensayo triaxial la rotura del material se produce en múltiples direcciones (no horizontales), siendo esperable que las probetas deformadas a través de planos inclinados presenten una mayor resistencia al corte. En este tipo de materiales, con elevada presencia de microdiscontinuidades paralelas a la estratificación, su comportamiento resistente este fuertemente influido por las fisuras horizontales o semi-horizontales.



**Fig. 13** – a) Comportamiento frágil en ensayo triaxial sobre muestra alterada. b) Análisis global de los ensayos triaxiales realizados.

# 3.4 – Ensayos de corte anular con muestras remoldeadas

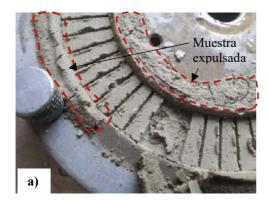
# 3.4.1 – Ideas previas

Se han llevado a cabo ensayos de corte anular, con muestras de los Grupos I, II y IV, como se indicaba en la Tabla 3. Todos los ensayos se realizaron en un equipo tipo Bromhead (Tipo B en EN ISO 17892-10:2018).

Durante la realización de los primeros ensayos se produjo gran cantidad de expulsión de muestra durante el proceso de consolidación y precorte (Figura 14a), llegándose a registrar asientos de casi un 20 %. Como indican Stark y Vettel (1992), conforme la placa porosa superior asienta en el portamuestras puede dar lugar a la expulsión de muestra, quedando esta última atrapada entre el portamuestras y la placa superior, lo que genera una mayor resistencia al corte. Estos autores sugieren un nuevo procedimiento de ensayo limitando el asiento de la placa a 0,75 mm. A este respecto la normativa europea (EN ISO 17892-10:2018) señala que si el proceso de consolidación supone una reducción del espesor inicial de la muestra superior a un 10%, se debe añadir más muestra y repetirse esta etapa del ensayo.

Por otro lado, se observaron, en las curvas de rotura, unos picos que se repetían a una frecuencia de desplazamiento más o menos constante, y que, en ocasiones, desviaban enormemente la tendencia normal de las curvas. Se pensó que una de las razones de la repetición de estos saltos era que el plano de corte generado estuviera en el contacto entre la muestra y la tapa superior de la caja que tiene ciertas hendiduras, dado que el espesor de la muestra es pequeño (8-9 mm) y se había constatado salida del material durante la consolidación (Figura 14a). Esto hizo que en los ensayos posteriores, se pusiera un cierto esfuerzo en la búsqueda del plano de corte.

En algunas muestras, como la incluida en la Figura 14b, se observaron marcas externas de un posible plano de corte que, sin embargo, no continuaban en la sección transversal, donde se debería observar una reorientación más clara (ni siquiera al microscopio). Por lo que no se encontraron hechos concluyentes a este respecto a pesar de que los parámetros resistentes obtenidos en el presente estudio, derivados de este ensayo, son acordes a los presentados por otros autores para esta formación. En este sentido, es conveniente destacar que hay autores como Feda (1992) y Zhang et al. (2011), entre otros, en cuyos ensayos se aprecia claramente la formación del plano de corte, quizás debido a la utilización de otros equipos de corte anular.



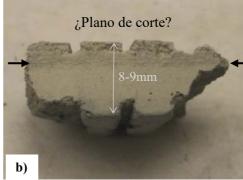


Fig. 14 - a) Placa inferior del equipo con acumulación de muestra expulsada entre las paredes de ambas placas. b) Posible plano de corte en muestra secada a temperatura ambiente tras su ensayo.

Merced a las observaciones anteriores se planteó un procedimiento de ensayo específico, cuyas particularidades y etapas se definen en el siguiente apartado.

#### 3.4.2 – Procedimiento de ensayo

Los ensayos se realizaron siguiendo un procedimiento determinado a partir de las normas ASTM D6467, BS 1377: Part 7 y EN ISO 17892-10, con objeto de minimizar la expulsión de muestra entre las paredes y la placa superior del portamuestras (Figura 14a). Este nuevo

procedimiento de ensayo de corte anular, propuesto en este trabajo, se puede resumir en los siguientes pasos:

a) Preparación de la muestra: el material se desmenuza y se seca al aire, para posteriormente pasarlo por el tamiz de 0,4 mm y añadir agua hasta alcanzar una humedad cercana al límite líquido.

La norma ASTM D 6467 sugiere emplear una humedad próxima al límite líquido para el remoldeo de la muestras dado que el empleo de este contenido de agua minimiza la cantidad de aire atrapado durante la colocación de la muestra dentro de la cavidad anular, incrementando el grado de saturación. Sin embargo, tanta cantidad de agua, facilita la expulsión de muestra durante el ensayo. También señala que se puede emplear una humedad entre el límite líquido y el límite plástico, si se asegura que no quedan burbujas de aire atrapado en la cavidad anular.

b) Colocación de la muestra en el portamuestras: el material se introduce en el portamuestras con una pala de laboratorio y se enrasa. Posteriormente, se golpea lateralmente el portamuestras hasta que dejan de salir burbujas de aire. Se vuelve a enrasar y se añade material si es necesario.

Se emplea una muestra para cada una de las tensiones verticales que se vayan a utilizar en el ensayo. De manera general y para evitar la salida del material, es preferible usar tensiones verticales bajas como, por ejemplo, la secuencia 25, 50 y 75 kPa.

- c) Inundación y consolidación de la muestra: la muestra se inunda y posteriormente se procede a su consolidación, bajo la tensión vertical que se aplicará en la rotura. Los pesos se añaden en varias etapas hasta llegar al total deseado, para evitar la salida del material.
- d) Generación del plano de corte: Se genera un plano de corte, retirando peso hasta alcanzar la carga vertical menor que se aplicará en el ensayo y girando la placa inferior con una velocidad de giro de 28º/min durante unos 10 minutos. La recolocación de la carga vertical retirada se lleva a cabo inmediatamente después de generado el plano de corte, con intervalos de tiempo de 10 minutos entre cada carga.
- e) Proceso de corte y rotura del material: Antes de comenzar el proceso de corte, se debe dejar pasar el tiempo necesario para que se consiga el equilibrio de presiones, momento que se consigue cuando se estabilizan los asientos verticales. Posteriormente se selecciona una velocidad de desplazamiento de 0,003 mm/min ó 0,024 º/min (nótese que la norma ASTM D 6467, recomienda una velocidad de desplazamiento mucho más alta, de 0,02 mm/min para suelos tipo CH). El ensayo se termina cuando se estabiliza la tensión tangencial resistida por el material ensayado.

#### 3.4.3 – Resultados

El aspecto representativo de las curvas de rotura obtenidas en el ensayo de corte anular se puede apreciar en la Figura 15. En los ensayos realizados se alcanzó una resistencia al corte de valor prácticamente constante a partir del primer milímetro de desplazamiento, aproximadamente.

Los resultados obtenidos, con las muestras de los Grupos I y II (ver Tabla 3), se muestran en la Figura 16a. Los ángulos de rozamiento derivados de este ensayo han resultado entre 6 y 20°, con

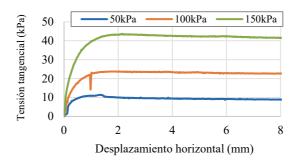


Fig. 15 – Aspecto de las curvas de rotura en los ensayos de corte anular.

un valor medio de 10°, con cohesiones nulas. En la Figura 16a se puede apreciar que el valor medio del ángulo de rozamiento es similar al obtenido a partir de un análisis global de todas las probetas (11°). También se recoge de forma particular, el resultado de la muestra procedente de la superficie de rotura detectada por los inclinómetros (Grupo II) con un ángulo de rozamiento de 15° y cohesión nula, dado que se detectó que tenía una mayor proporción de arena que las demás.

Adicionalmente, se ensayaron un total de 18 probetas con las muestras del Grupo IV (Tabla 3), que presentaban inicialmente una mayor cementación, con tensiones verticales que han oscilado entre 12,5 y 300 kPa. Los resultados derivados de estos ensayos revelan unos parámetros residuales iguales a una cohesión nula y ángulos de rozamiento variables entre 17 y 24°, con un valor medio de 20° (Figura 16b). Si se toma el valor del análisis global de todas las probetas se tendría que este grupo de tres muestras tienen un ángulo residual de 19°, que difiere también en gran medida del valor de 11° obtenido con las muestras del Grupo I y II (Figura 16a). Cabe destacar, que no se cuenta con ensayos adicionales que permitan diferenciar geotécnicamente el material de las muestras del Grupo IV y del Grupo I, mediante otros parámetros. Sin embargo, se piensa que su mayor resistencia residual pueda estar asociada a niveles con mayor contenido en carbonatos a mayores profundidades, lo que en términos de resistencia al corte de las muestras remoldeadas pudiera afectar al ángulo de rozamiento interno.

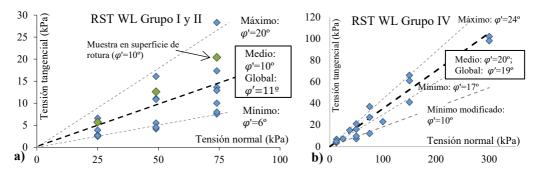


Fig. 16 – Análisis global de los ensayos de corte anular: a) con Grupo I y II, b) con Grupo IV.

Finalmente, con el objetivo de tener una imagen global del problema, se prepararon cinco probetas (con el mismo material anteriormente empleado del Grupo I) con la humedad del límite

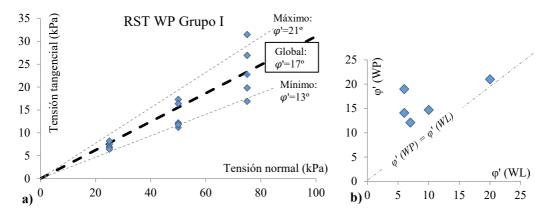


Fig. 17 – a) Análisis global de los ensayos de corte anular con muestras preparadas a la humedad del límite plástico, b) Efecto de la humedad de preparación de las muestras en el ángulo de rozamiento interno obtenido en los ensayos de corte anular.

plástico y siguiendo el proceso anteriormente descrito. En la Figura 17a se incluyen los resultados de todas las probetas de cuyo análisis global resulta un ángulo de rozamiento interno de 17°, bastante superior al obtenido en el caso del límite líquido (11°). Este resultado era esperable dado que existe un aumento de la resistencia del suelo con la reducción de la humedad de remoldeo. Los resultados puntuales de ángulo de rozamiento obtenidos con las probetas en las distintas condiciones de humedad se comparan en la Figura 17b, siendo siempre superiores los obtenidos con muestras preparadas al límite plástico.

# 3.5 - Ensayos de corte directo con muestras remoldeadas

Adicionalmente se ha evaluado en laboratorio la resistencia residual de estos materiales mediante su ensayo en el equipo de corte directo con muestras, del Grupo IV (Tabla 3), remoldeadas a la humedad del límite líquido.

En la Figura 18a se aprecian las curvas de rotura resultantes del ensayo de corte directo con una de las muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido. En estos ensayos se alcanzó una resistencia constante a partir de un desplazamiento de aproximadamente 3 mm. Esta resistencia se puede considerar también como residual del material al comparar las curvas de la Figura 15 y de la Figura 18a correspondientes a la misma muestra ensayada en el equipo de corte anular y en el de corte directo, respectivamente. Se observa que en ninguna se aprecia un pico inicial, llegándose a una resistencia al corte constante para desplazamientos de unos pocos milímetros. Los ángulos de rozamiento deducidos a partir de este ensayo de corte directo han resultado variables entre 23 y 44°, con un valor medio de 31° y un valor derivado del análisis global de todas las probetas de 32° (ver Figura 18b). Estos resultados indican valores del ángulo de rozamiento superiores a los obtenidos con el equipo de corte anular, con una diferencia de unos 12° para los materiales del Grupo IV.

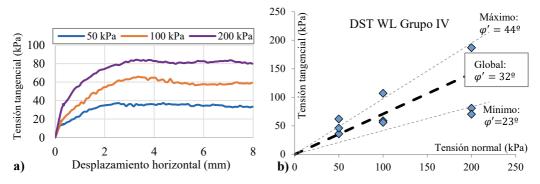


Fig. 18 – Ensayos de corte directo ambos con muestra remoldeada a la humedad del límite líquido.

a) Curvas de rotura b) Resultados de todas las probetas.

# 4 – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

# 4.1 – Comparación de resistencias residuales

En apartados anteriores se han ido presentando distintos métodos o ensayos para evaluar la resistencia al corte en laboratorio. Dependiendo del estado de la muestra (inalterado, alterado o remoldeado a una humedad u otra), que el ensayo evalúe la resistencia de la matriz del suelo, de una fisura preexistente, o del rozamiento entre los minerales arcillosos, se obtienen valores de resistencia al corte muy diferentes. Merced al presente estudio, se ha podido observar que las

diferencias entre los distintos ensayos que proporcionan resistencias en condiciones residuales también son muy elevadas.

Así, se han obtenido ángulos de rozamiento notablemente diferentes en función de que se empleen los ensayos de corte en laboratorio anteriormente descritos con muestras en diferentes condiciones:

- a) ensayo de corte directo en condiciones de resistencia de pico (DST pico),
- ensayo de corte directo en condiciones de resistencia residual después del primer ciclo (DST residual),
- c) ensayo de corte directo en condiciones de resistencia residual después de 5 ciclos (DST 5 ciclos),
- d) ensayo de corte directo en condiciones de resistencia residual con muestras remoldeadas preparadas a la humedad del límite líquido (DST WL),
- e) ensayo de corte anular con muestras remoldeadas preparadas al límite plástico (RST WP),
- f) ensayo de corte anular con muestras remoldeadas preparadas al límite líquido (RST WL),
- g) ensayo triaxial en condiciones de resistencia de pico (TX pico), y
- h) ensayo triaxial en condiciones de resistencia residual después del primer ciclo (TX residual).

Estos resultados y los valores derivados del análisis retrospectivo del deslizamiento (BA) se comparan en la Figura 19, para todas las muestras ensayadas de los cuatro grupos en los que se han

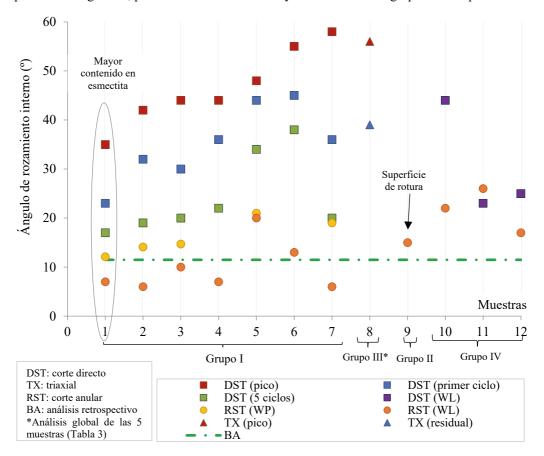


Fig. 19 – Valores de ángulos de rozamiento en función del ensayo y de la muestra.

dividido (ver Tabla 3). El hecho de que se ensayen las mismas muestras mediante los distintos métodos a comparar, como por ejemplo, las muestras 1 a 7 mediante cinco métodos distintos (DST pico, DST primer ciclo, DST 5 ciclos, RST WP y RST WL), proporciona mayor fiabilidad a los resultados.

Como puede verse en la Figura 19, las resistencias residuales alcanzadas en el ensayo de corte anular con muestras remoldeadas, tanto al límite líquido como al límite plástico, parecen ser las más próximas a los valores proporcionados por el análisis retrospectivo (10-11º) considerados como los más cercanos a la realidad de la rotura en campo. Sin embargo, los valores de pico y residuales (en el primer ciclo) obtenidos mediante el ensayo de corte directo difieren en gran medida de los indicados por el análisis retrospectivo (BA). Además, acorde a lo esperado, la muestra que presenta los menores valores de resistencia es la que contiene un mayor porcentaje de esmectita (Muestra 1 en la Figura 19 y en la Figura 8), según indican los resultados de los ensayos de DRX.

Asimismo, se incluye en la Figura 20 una representación adicional de los resultados obtenidos con las muestras del Grupo I, donde se aprecian claramente los rangos de ángulo de rozamiento obtenidos para cada tipo de ensayo y cómo los valores alcanzados mediante el ensayo de corte anular, tanto con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, como con muestras remoldeadas a la humedad del límite plástico, son muy similares a los obtenidos en las roturas en campo para estos materiales (10-15°). Adicionalmente, se debe destacar que con algunas de las muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, el valor mínimo de ángulo de rozamiento obtenido mediante el ensayo de corte anular resultó ser de entre 6 y 7°. A este respecto, Cripps y Taylor (1981) y Moore (1991) asocian valores de entre 4 y 6° al rozamiento interno entre partículas de esmectita, en Arcillas Azules de Londres, por lo que parece razonable suponer que en estas condiciones de remoldeo y ensayo de las muestras se puede obtener el ángulo de rozamiento interno entre partículas arcillosas.

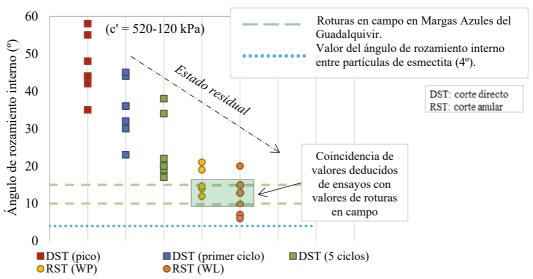


Fig. 20 – Resultados de los distintos métodos para hallar la resistencia al corte de las margas de estudio.

Como se venía comentando en los respectivos capítulos de cada ensayo y se ilustra en la Figura 20, existe una notable diferencia entre los valores obtenidos con los distintos ensayos de laboratorio o método dentro del mismo ensayo. Cabe pensar que, de manera general, el material

presenta diferente resistencia al corte en función del estado físico en el que se encuentre tanto en laboratorio como en campo. Un material calificado como suelo duro/roca blanda como el estudiado en este trabajo puede presentarse en campo en distintos estados físicos, como pueden ser: a) estar inalterado, b) presentar microdiscontinuidades, c) estar alterado por cambios de humedad (hinchamiento y retracción), d) reblandecido por acumulación de agua en estado ya alterado, e) sometido a meteorización biológica, entre otros posibles factores. De este modo, se debe tener en cuenta el estado físico del material en campo para elegir el método de ensayo en laboratorio que mejor representa su estado en campo y, así, obtener la resistencia real de la rotura acontecida durante el deslizamiento objeto de estudio.

Con objeto de comparar los resultados obtenidos en este trabajo con otros estudios realizados en materiales arcillosos que aparecen en otras partes de España, se ha llevado a cabo una recopilación de roturas en formaciones similares. La Figura 21 recoge los resultados recopilados por Alonso (2005), relativos a los deslizamientos del Carambolo, Sant Sadurní, El Bierzo, La Riba y Cortes, a los que se ha incorporado el caso de la rotura de la balsa de Aznalcóllar (Sevilla, España), los presentados por Tsige (1998) y los valores resultantes de los análisis globales del presente estudio.

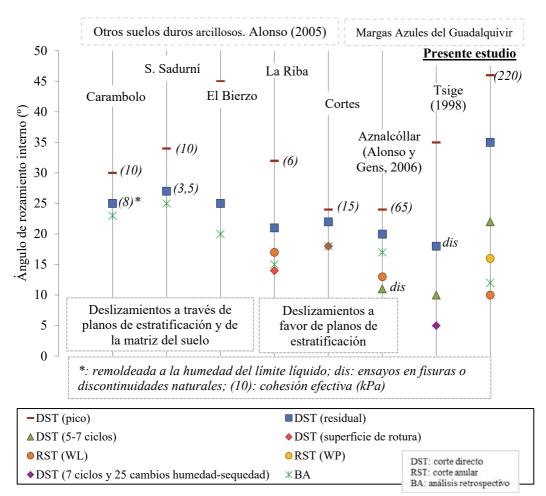


Fig. 21 – Síntesis de resultados de ángulos de rozamiento en función del ensayo o método aplicado y comparación con otros deslizamientos.

El análisis de la figura anterior permite realizar los siguientes comentarios:

- los valores de pico obtenidos en los ensayos de corte siempre sobreestiman los valores proporcionados por el análisis retrospectivo de deslizamientos en este tipo de materiales, calificados como suelo duro-roca blanda;
- en deslizamientos a través de planos de estratificación y de la matriz del suelo, los ensayos de corte directo en estado residual y con muestras inalteradas, permiten obtener ángulos de rozamiento similares a los derivados de los análisis retrospectivos;
- sin embargo, en deslizamientos a favor de planos de estratificación, los ensayos de corte directo sobre la superficie de rotura con muestras inalteradas y los ensayos de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, permiten obtener ángulos de rozamiento similares a los derivados de los análisis retrospectivos;
- como se podría esperar para la misma formación, se observa una buena correlación entre el estudio de Aznalcóllar y el actual, en cuanto a la disposición de los resultados de resistencia obtenidos mediante los diferentes métodos de ensayo empleados; en ambos casos el ángulo de rozamiento deducido en el análisis retrospectivo (BA) quedó ligeramente subestimado por los valores obtenidos en los ensayos de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido;
- en el estudio presentado por Tsige (1998) se emplea un método de ensayo alternativo para averiguar la menor resistencia residual de las Margas Azules del Guadalquivir: ensayos de corte directo, con muestras sometidas previamente a 25 ciclos de humedad-sequedad en la misma caja de corte y, realizando 7 pasadas de corte. En la Figura 21 se puede apreciar que el ángulo de rozamiento obtenido con esta metodología es igual a 5°, y que es el menor de todos los presentados en el gráfico. Del mismo modo que ocurría con algunos de los valores derivados de los ensayos de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido (Figura 20) este valor es equiparable a ángulos de rozamiento puro entre partículas arcillosas (Cripps y Taylor, 1981 y Moore, 1991).

Comparando únicamente los trabajos relativos a las Margas Azules del Guadalquivir, en la Figura 21, se puede observar que las muestras ensayadas por Tsige (1998) y por Alonso y Gens (2006), presentan menores resistencias de pico, debido probablemente a un mayor grado de alteración de las margas y un menor contenido en carbonatos.

Sin embargo, las margas empleadas en los tres estudios poseen principalmente los mismos minerales arcillosos predominantes, que juegan un papel fundamental en la resistencia residual de estos materiales. Por esta razón, los ensayos que no se realizan partiendo de una muestra intacta, es decir, los llevados a cabo en fisuras naturales, o con muestras disgregadas y remoldeadas a la humedad del límite líquido, o sometidas a 25 ciclos de humedad-sequedad, procurando un estado de alteración muy notable, ofrecen valores más próximos, considerados como los equivalentes al rozamiento entre los minerales arcillosos. Asimismo, Alonso y Gens (2006) realizaron ensayos de corte anular con muestras de margas marrones más alteradas que las presentadas en la Figura 21, obteniendo los mismos valores de resistencia al corte que con los ensayos en las muestras más competentes. Hecho que concuerda con que los resultados de ensayos de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad del límite líquido, de los estudios considerados, sean muy similares, aunque la resistencia de la roca intacta de partida fuera muy dispar.

# 4.2 – Comparación del Índice de Fragilidad

Skempton (1964), Bjerrum (1967) y Bishop (1971) analizaron diferentes casos de deslizamientos ocurridos en arcillas sobreconsolidadas, observando que un factor importante en el desencadenamiento de estos mecanismos de rotura era la fragilidad de estos materiales, entendida como la diferencia existente entre la resistencia de pico y la residual.

A este respecto, con los resultados de los ensayos de corte directo, se ha calculado el índice de fragilidad (I<sub>B</sub>), tal como lo propuso Bishop (1967). En la Figura 22 se ha comparado el índice de fragilidad del material de este estudio, con el de otras formaciones arcillosas inglesas, estudiadas por Bishop et al. (1971), y las propias Margas Azules del Guadalquivir, estudiadas por Alonso y Gens (2006) en el caso de la rotura de la presa de Aznalcóllar.

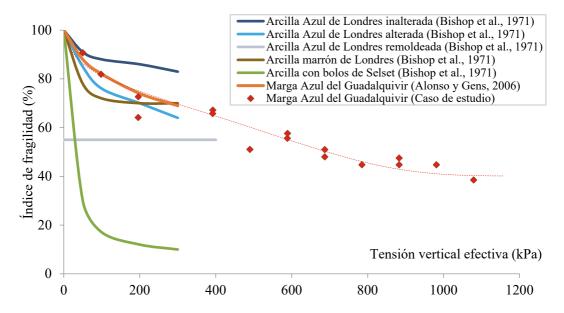


Fig. 22 – Comparación del índice de fragilidad de la formación de estudio con otros valores propuestos en la literatura.

La Figura 22 revela: a) una reducción del índice de fragilidad con el aumento de la tensión vertical aplicada; b) los valores obtenidos en este estudio concuerdan con los publicados para las Margas Azules del Guadalquivir en el caso de la rotura de Aznalcóllar y son similares a los valores deducidos para las Arcillas Azules de Londres alteradas; y c) debido a las elevadas tensiones aplicadas, se dispone de una información adicional de la variación del índice de fragilidad con la tensión vertical, deduciéndose una cierta asíntota alrededor del 40% para los materiales estudiados.

# 5 - CONCLUSIONES

Los deslizamientos en los que el mecanismo de rotura es el reblandecimiento de una capa de margas por humectación y la consiguiente generación de un plano de debilidad favorable, están claramente regidos por la resistencia residual del material.

Se ha visto que existen distintos métodos o ensayos para evaluar la resistencia al corte en laboratorio y que se obtienen valores de resistencia al corte muy diferentes, dependiendo del estado de la muestra (inalterado o remoldeado a una humedad u otra) y del hecho de que el ensayo evalúe la resistencia de la matriz del suelo, de una fisura preexistente, o del rozamiento entre los minerales arcillosos.

Con los resultados obtenidos en este estudio se ha concluido que el ensayo de corte anular con muestras remoldeadas a la humedad tanto del límite líquido como del límite plástico es el método más aproximado para averiguar la resistencia en rotura, entendida como la deducida de los ensayos retrospectivos de estabilidad. El ensayo de corte directo realizado con muestra inalterada tras varias pasadas o con muestra remoldeada a la humedad del límite líquido, también parece ofrecer

un resultado aceptable. Gracias a la comparación con otro estudio sobre el mismo material se ha podido corroborar que se puede alcanzar un estado de alteración muy notable de las margas sobreconsolidadas, mediante dos técnicas: a) sometiendo a las probetas a ciclos de humedad sequedad, y b) disgregando las muestras con mazo de goma y remoldeándolas al límite líquido. Se obtienen así ángulos de rozamiento muy bajos (5-6°), equivalentes al rozamiento puro entre minerales arcillosos, con predominancia de esmectita en los casos estudiados.

Como resultado del trabajo, se ha propuesto un nuevo procedimiento para el ensayo de corte anular para conseguir una menor expulsión de muestra durante el ensayo y una mejora en los resultados, basándose en las experiencias propias y en las normas ya existentes (EN ISO 17892-10:2018, ASTM D6467-06a y BS 1377: Part 7).

Por último, mediante los resultados de ensayos de corte directo se ha determinado el índice de fragilidad de la formación estudiada para las distintas tensiones normales aplicadas, destacando el hecho de que, gracias a las tensiones verticales efectivas muy elevadas utilizadas (casi 1000 kPa), se pudo constatar la existencia de un valor asintótico cercano al 40-50%.

# 6 - AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer especialmente a las siguientes personas del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX: a Mauro Muñiz, José L. Toledo y José. A. Casado por su colaboración y dedicación en la elaboración de los ensayos de corte, a María Santana por la realización de las fotografías y descripciones de las muestras, y a Rafael Rodríguez por la interpretación de los ensayos de fluorescencia y difracción de Rayos X.

#### 7 - REFERENCIAS

- Alonso, E. (2005). *Parámetros de resistencia en cálculos de estabilidad*. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Valencia, pp. 1-65.
- Alonso, E. E.; Gens, A. (2006). Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. Géotechnique, 56 (3): 165-183.
- ASTM D6467-06a (2006). Standard Test Method for Torsional Ring Shear Test to Determine Drained Residual Shear Strength of Cohesive Soils, ASTM International, West Conshohocken. PA
- Bishop, A.W. (1967). *Progressive failure: with special reference to the mechanism causing it.* Panel discussion. Proceeding Geotechnical Conference. Oslo. Vol. 2. p. 152
- Bishop, A.W. (1971). The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis. Géotechnique (Technical Notes), 21 (2): 168-172.
- Bishop, A. W.; Green, G. E.; Garga, V. K., Andresen, A.; Brown J. D. (1971). *A new ring shear test apparatus and its application to the measurement of residual strength.* Géotechnique, 21 (4): 273-328.
- Bjerrum, L. (1967). *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales.*Journal of Soil Mechanics & Foundations Div., ASCE, 93: 3-49
- BS 1377-7:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (total stress): 6. Determination of residual strength using the small ring shear apparatus.
- Cripps, J. C.; Taylor, R. K. (1981). *The Engineering properties of mudrocks*. Quarterly Journal of Engineering Geology, London, 14, pp.325-346.

- EN ISO 17892-10 (2018). Geotechnical investigation and testing Laboratory testing of soil Part 10: Direct shear tests.
- Feda, J. (1992). Creep of soils and related phenomena. Elsevier, New York, 423 pp.
- Fernández Blanco, S. (1979). Estudio de las propiedades geotécnicas de las Arcillas Azules del Guadalquivir con especial aplicación a la estabilidad de los taludes a largo plazo. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Galera, J. M.; Checa, M.; Pérez, C.; Williams, B.; y Pozo, V. (2009). Caracterización de detalle de las margas azules del Guadalquivir mediante ensayos in situ y de laboratorio. Ingeopres, 186: 16-22.
- González de Vallejo, L. I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación, 744 pp.
- ISRM (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM. Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.
- Kenney, T. C. (1977). *Residual strength of mineral mixtures*. Proceedings of 10th International Conference Soil Mechanics Fndn. Engineering, 1, pp 155-160.
- Moore, R. (1991). The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays. Geotechnique, 41 (1): 35-47.
- Olalla, C., Cuéllar, V. (2001). Failure mechanism of the Aznalcóllar Dam, Seville, Spain. Géotechnique, 51 (5): 399-406.
- Olson, R. E. (1974). *Shearing strengths of kaolinite, illite and montmorillonite*. Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE. 102: 2215-2229.
- Oteo, C. S.; García de la Oliva, J. L. (1995). Contribución a la caracterización geotécnica de las margas españolas (versión española). Simposio "Craies et Schistes", Bruselas.
- Oteo, C. S. (1997). La inestabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas. IV Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables. Granada
- Oteo, C. S. (1998). *Las Margas Azules del Guadalquivir y la inestabilidad de taludes*. I Congreso Andaluz Carreteras, Granada.
- Skempton, A.W. (1964). Long-term stability of clay slopes. Géotechnique, 14: 77-101.
- Stark, T. D.; Vettel, J. J. (1992). Bromhead Ring Shear Test Procedure. Geotechnical Testing Journal, 15: 24-32
- Tsige, M. (1998). Microfábrica y mineralogía de las Arcillas Azules del Guadalquivir: Influencia en su comportamiento geotécnico. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid.
- Tsige, M; González de Vallejo, L.; Oteo, C. (2001). *Mecanismo de alteración de arcillas margosas sobreconsolidadas y su relación con las propiedades ingenieriles*. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Pp. 163-175, Vol. 1. 27-30 de Noviembre de 2001. Madrid.
- Zhang, M.; Yueping, Y.; Ruilin, H.; Shuren, M.; Yongshuang, Z. (2011). Ring shear test for transform mechanism of slide-debris flow. Engineering Geology, 118: 55-62.

# EROSÃO SUPERFICIAL HÍDRICA EM UM TALUDE DE CORTE EM SOLO RESIDUAL DE BASALTO

Superficial water erosion in a slope of cut in the basalt residual soil

José Luís Rodriguez Brochero<sup>a</sup>, Naudieli Baldissera<sup>a</sup>

RESUMO - Taludes em corte, sem medidas necessárias para sua estabilização, representam riscos ambientais que podem afetar as pessoas e infraestrutura em seu entorno. Entre as medidas adotadas na prática, encontramse tratamentos que usam vegetação, fornecendo proteção contra os agentes erosivos, assim como maior estabilidade contra escorregamentos superficiais do talude. A presente pesquisa teve como principal objetivo avaliar o comportamento de diferentes alternativas utilizadas no controle da erosão superficial hídrica de um talude em corte num solo residual de basalto. Foram aplicados três tratamentos ao talude, como: Placas de grama; Placas de grama armada; Geomanta MacMat® usando sementes da região. Neste caso particular, encontrou-se que todos os tratamentos foram eficientes no controle da erosão do talude, sendo que as placas de grama e as placas de grama armada demonstraram maior eficiência ao longo do tempo, enquanto a geomanta começou a mostrar-se igualmente eficiente após 134 dias de sua instalação.

SYNOPSIS - Cut slopes, without measures necessary for their stabilization, represent environmental risks that can affect the people and infrastructure in their surroundings. Among the measures adopted in practice are treatments that use vegetation, providing protection against erosive agents, as well as greater stability against slope surface slip. The present study had as main objective to evaluate the behaviour of different alternatives used in the control of the superficial water erosion of a cut slope in a basalt residual soil. Three treatments were applied to the slope, such as: Grass rolls; Armed grass rolls; MacMat® Geogrid using seeds from the region. In this particular case, it was found that all treatments were efficient in the control of slope erosion, with grass rolls and armed grass rolls demonstrated greater efficiency over time, while the geogrid began to be equally efficient after 134 days of its installation.

Palavras Chave – Erosão superficial, talude de corte, geomanta, placa de grama.

Keywords – Superficial erosion, cut slope, geogrid, grass rolls.

#### 1 INTRODUCÃO

Trabalhos de movimentação de terra que criam taludes íngremes e desprovidos de vegetação são uma das principais causas da desagregação da superfície do solo (Fernandes, 2004). Essa desagregação ocorre, principalmente, devido ao fato do solo ficar exposto aos agentes externos causadores dos processos erosivos como o clima, a topografía, o solo e a cobertura vegetal (GSWCC, 2014).

A chuva é um dos fatores climáticos que causa maior grau de erosão em solos, sendo que a intensidade, duração e frequência são determinantes no processo erosivo (Bertoni e Lombardi Neto, 2005). Um dos agentes principais é a precipitação, que provoca a erosão hídrica do solo através da ação erosiva causada pelo impacto das gotas de chuva e pelo escoamento superficial gerado (Da Silva, 2008; Casarin, 2008). Quando as gotas da agua chuva impactam a superfície do solo sem

E-mails: joseluis.rb85@gmail.com (J. Brochero), bnaudi@hotmail.com (N. Baldissera)

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia

revestimento, estas desagregam e soltam as partículas minerais superficiais. Posteriormente, estas gotas de agua formam finos canais que escoam talude abaixo junto com as partículas soltas. Este fenómeno e conhecido como de erosão pluvial (Queiroz, 2009). Segundo Casarin (2008) prévio ao escoamento superficial da agua sobre o terreno, ocorre a saturação da superfície do mesmo quando a intensidade de precipitação ultrapassa a velocidade de infiltração, ou quando o solo não tiver mais a capacidade de acumular água. Uma vez iniciado o escoamento da água sob a superfície do terreno, esta, no seu percurso pode ser capaz de transportar materiais do solo através da força de seu fluxo, podendo acontecer, por exemplo, a erosão laminar e a erosão linear.

A erosão laminar ocorre no inicio do escoamento superficial, quando a agua desce encosta abaixo provocando um escoamento laminar, removendo o solo presente na superficie (Guerra, 2007), enquanto que na erosão linear ocorre em forma de canais paralelos, sendo mais frequentes em taludes de maior declividade (Carvalho, 1991; Seutloali e Beckedahl, 2015).

A aplicação de uma cobertura é uma das formas mais eficientes de amenizar os problemas de erosão (Souza e Seixas, 2001; Norris et al, 2008), formando uma cobertura que intercepta a água chuva desde a implantação e impede o arrasto das partículas do solo, bem como destruição de sua estrutura. Esta forma de revestimento proporciona maior infiltração da água devido ao aumento da porosidade, diminuindo a velocidade de escoamento pelo atrito que proporciona a superfície e faz o travamento do solo pelas raízes ou pela matéria orgânica que estrutura e aglutina as partículas (Bertoni e Lombardi Neto, 2005; Castro, 2007; Da Silva, 2008; Ding e Li, 2016).

Existe uma grande variedade de materiais que podem ser utilizados com a vegetação, destacando-se as geomantas sintéticas, assim como também geomantas de fibras naturais. Entre as técnicas tradicionais muito utilizadas em revestimentos de taludes rodoviários estão as placas de grama caracterizadas por oferecer proteção imediata contra erosão pluvial.

Segundo Gerscovich (2013) as raízes da vegetação de forma geral fornecem proteção ao solo contra diversos efeitos climáticos, aumentando a resistência e aumentando a estabilidade das encostas. Este aumento da estabilidade pode ser causado por diversos aspetos como: O sistema radicular cria um caminho preferencial de infiltração das águas, fazendo com que as poropressões sejam dissipadas mais rapidamente; as raízes absorbem parte da agua infiltrada e a expelem para atmosfera por evapotranspiração e; as raízes podem fornecer resistência ao cisalhamento adicional ao solo.

# 2 MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir serão mostrados elementos pertinentes ao desenvolvimento da pesquisa, como sejam a localização, as características geológica-geotécnicas do local de estudo, bem como os materiais e métodos empregados no decorrer do estudo.

# 2.1 Localização e características da área de estudo

O talude de corte encontra-se localizado na cidade de Campinas do Sul, no norte do Estado do Rio Grande do Sul - Brasil. A região pertence à zona climática definida como Cfa, segundo a classificação do clima de Köppen. Esse tipo climático se caracteriza por ser de clima subtropical, que corresponde às regiões onde as temperaturas médias do mês mais quente estão em torno de 22°C, podendo chegar até 36°C e no mês mais frio entre - 3°C a 18°C. A umidade relativa varia entre 70% e 85%, que correspondem, respetivamente ao verão e ao inverno (Sartori, 2003).

Em termos geológicos, Campinas do Sul encontra-se localizada na província do planalto basáltico que forma uma sucessão de pacotes de rochas vulcânicas tais como basaltos e riolitos (Streck et al, 2008). Segundo o IBGE (2019) está região é caracterizada por solos denominados Latossolo Roxo álico - LRa (Latossolo vermelho), possuindo textura muito argilosa e relevo suave ondulado.

Para preparação do talude, regularizou-se a superfície do talude de corte utilizando inicialmente uma máquina retroescavadeira e posteriormente, de forma manual, nivelando os sulcos deixados pela máquina. Isto permite a adequada instalação tanto das placas de grama como da geomanta. Após a regularização, caracterizou-se a geometria do talude, o qual apresentou uma inclinação de 36,4%. Assim também, construiu-se a drenagem na parte superior do talude, através de uma vala de dimensões 30cm x 30cm, para drenar a água advinda da parte superior (Figura 1).



Fig. 1 – Disposição das faixas com tratamentos

#### 2.2 Materiais utilizados

Para estudar diferentes tratamentos, foram criadas quatro faixas na superfície do talude, cada uma com 2,00 m de largura e 4,50 m de comprimento, conforme a Figura 2.

#### 2.2.1 Coletores de solo erodido

Na porção inferior de cada parcela, instalou-se um sistema coletor composto por uma calha e um balde. A função do coletor foi colher o solo erodido, deixando passar a água, visando comparar a eficiência dos tratamentos aplicados. Cada faixa de estudo foi nomeada com um número, conforme a disposição das calhas assim:

- Faixa 1: solo sem tratamento ou exposto.
- Faixa 2: método de placa de grama.
- Faixa 3: método de grama armada.
- Faixa 4: método da geomanta MacMat®

A primeira faixa ficou designada para uma parcela de solo sem tratamento, que servirá para comparar a eficiência dos tratamentos aplicados.

Construiu-se a calha, conforme usado por Fernandes (2004), em folha de zinco com 80 cm de largura e 90 cm de comprimento. As bordas laterais foram feitas com 10 cm, dobradas em 90° para cima e a borda da extremidade superior com 2 cm, também em 90°, porém, dobrada para baixo e

inseridas no solo. Para fixar as calhas, optou-se pela utilização de pregos, sendo estes inseridos nos locais indicados com um "x" na Figura 3.

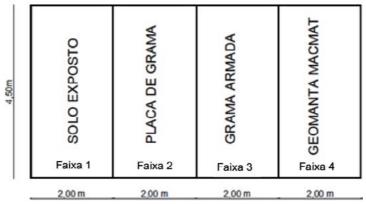


Fig. 2 – Disposição das faixas com tratamentos

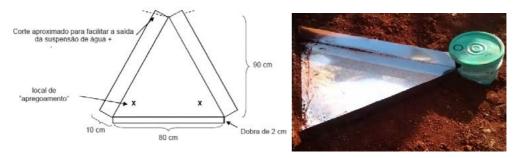


Fig. 3 – Esquema de calha coletora (adaptado de: Fernandes, 2004).

O balde utilizado é de plástico e comporta 20 litros. No fundo, foram realizados furos, impedindo que a água se acumule no balde e o mesmo transborde. Para que somente o material sólido seja interceptado, foi utilizado um tecido que funcionava como peneira, fazendo a cobertura de toda a superficie perfurada. Em cada balde abriu-se um orifício, nele foi feito o encaixe da extremidade inferior da calha, criando uma ligação entre os dois elementos. Os baldes foram fixados no pé do talude através de valas, para não haver risco de deslocamento em dias com chuva muito intensa e ventos fortes. No fundo da vala adicionou-se uma camada de areia, para que a água que saísse através dos furos dos baldes conseguisse percolar com facilidade no solo.

# 2.2.2 Seleção de vegetação

Conforme as necessidades do projeto foram selecionadas sementes de leguminosas e gramíneas adaptadas tanto ao clima da região, como a locais de maior inclinação, que apresentaram crescimento vigoroso. As espécies vegetais escolhidas foram selecionadas considerando a época de semeadura. Os tratamentos foram aplicados no mês de maio, portanto, tanto as sementes como as placas de grama deviam resistir a temperaturas baixas durante o período de germinação e enraizamento consecutivamente.

A quantidade de sementes foi estabelecida através de informações disponibilizadas pela EMBRAPA (2012), considerando o plantio consorciado: Trevo branco: 2 kg/ha; Festuca: 10 a 15 kg/ha e; Pensacola: 15 a 20 kg/ha

As sementes empregadas no experimento foram cedidas pela empresa PGW sementes de Porto Alegre – RS. O consórcio adotado para usar na geomanta foi composto pela junção de sementes de pensacola, trevo branco e festuca.

No caso das placas de grama, a seleção da espécie a ser usada considerou a orientação dos fornecedores da região. A mesma foi adquirida através de um produtor rural, com propriedade localizada nas proximidades do local de estudo. Todas as placas possuíam as dimensões de 20cm x 60cm. A grama esmeralda foi escolhida para as placas de grama por se adaptar bem a regiões com alta declividade, e ser comumente utilizada em contenção de taludes.

# 2.2.3 Geomanta MacMat®

A Geomanta MacMat®10.1 foi disponibilizada pela empresa Maccaferri do Brasil em forma de rolo. A geomanta é flexível e tridimensional que apresenta mais de 90% de vazios, fabricada a partir de filamentos grossos de polipropileno ligados nos pontos de contato.

# 2.3 Instalação dos tratamentos

A seguir são mostrados detalhes da instalação dos tratamentos nas faixas estudadas. Para a construção da parcela de placas de grama, grama armada e geomanta, previamente foi adubado o local, aplicando porções de 300g/m² de calcário.

# 2.3.1 Solo exposto

A primeira parcela de solo sem tratamento serviu como referência para as análises dos resultados quanto à eficiência dos tratamentos planteados na pesquisa.

# 2.3.2 Placa de Grama

As placas foram colocadas sobre a superficie na faixa correspondente. Lançou-se uma porção de terra sobre a grama, conforme orientação do fornecedor, para ajudar na retenção de umidade e acelerar o processo de brotação conforme a Figura 4.

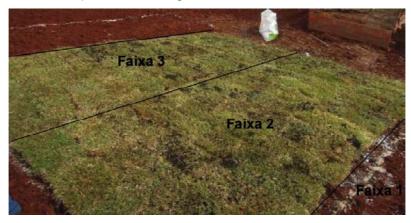


Fig. 4 – Aplicação das placas de grama

# 2.3.3 Placa de grama armada

O processo de aplicação seguiu o mesmo esquema do método de placa de grama, porém, houve a fixação adicional de uma tela de polipropileno na superfície do revestimento (Figura 5).



Fig. 5 – Grama armada

A fixação da tela ocorreu através da utilização de grampos de aço de bitola 4.2mm, com 45 cm de comprimento, dobrados ao meio. O espaçamento entre grampos foi calculado conforme a inclinação do talude, seguindo as indicações para a Geomanta MacMat® dadas no manual da Maccaferri (2007).

#### 2.3.4 Geomanta MacMat®

A instalação da Geomanta foi realizada seguindo as indicações para a Geomanta MacMat® dadas no manual da Maccaferri (2007). A semeadura foi feita de forma manual, lançando as sementes sobre a geomanta. Após esse processo, uma camada de 1 cm de solo fértil, com adição de adubo, foi disposta sobre o material (Figura 6).



Fig. 6 – Execução da camada de cobertura da geomanta MacMat®

# 2.4 Medição da erosão

Após instalação dos tratamentos junto com o sistema de coletores no dia 25 de maio de 2016, deu-se início à recolha de dados referentes à quantidade de solo erodido em relação às precipitações ocorridas durante o período de estudo de 146 dias. As precipitações foram anotadas informando a data correspondente. Em algumas ocasiões as chuvas foram de baixa intensidade, mas com períodos prolongados, com durações maiores de 24 horas ininterrompidas. Nos casos mencionados

anteriormente, precipitação foi registada após cessarem as chuvas, sendo também coletado o solo erodido. Ressalta-se que valores de precipitação similares puderam resultar em valores de erosão muito diferentes devido a essa diferenca de intensidade, sendo que algumas das precipitações medidas ocorreram em unas poucas horas e outras em vários dias. A precipitação foi medida em milímetros, utilizando um pluviômetro que ficou posicionado em um poste a 1,5 metros do chão em local de incidência direta de chuva (sem interferência de árvores). Este foi colocado para secagem e posteriormente pesado. A massa resultante dessa pesagem foi considerada a quantidade de solo erodido em cada parcela.

#### 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No quadro um, são apresentados os resultados tanto das precipitações como do solo erodido coletado durante o período de 146 dias. Em geral, a vegetação apresentou bons resultados. Quinze dias após a sementeira, verificou-se a germinação na geomanta e as placas de grama se mantiveram verdes e com bom aspeto (Figura 7). Após 15 dias, houve a ocorrência de geadas, pelo período de cinco dias, devido as baixas temperaturas. Esse fato prejudicou muito o desenvolvimento das placas de grama e afetou razoavelmente a vegetação semeada na geomanta, onde as placas de grama ficaram amareladas e sem vida (Figura 8).

Setenta dias após implantação dos tratamentos, as placas de grama mostraram-se revigoradas e com uma cor mais viva, iniciando a volta a sua tonalidade natural. A faixa de grama armada demonstrou um verde mais vigoroso do que a faixa de placas de grama, indicando que a presença da tela é favorável ao desenvolvimento das placas, que provavelmente se deve à melhor fixação da grama ao solo (Figura 9). Na faixa de geomanta, a combinação entre as sementes de trevo branco e festuca apresentou bons resultados, cobrindo boa parte do solo, apesar de não ocorrer a germinação das sementes de pensacola. Cento quarenta e seis dias depois, os três tratamentos se desenvolveram e permaneceram protegendo a superficie do solo, onde as placas de grama conseguiram se fixar ao solo, sendo menos vulneráveis ao deslocamento (Figura 10).

Quadro 1 – Resultados do solo erodido e precipitação

|            |                      | Solo erodido (g)          |                   |                 |                     |  |  |
|------------|----------------------|---------------------------|-------------------|-----------------|---------------------|--|--|
| Dia        | Precipitação<br>(mm) | Solo<br>sem<br>tratamento | Placa de<br>Grama | Grama<br>armada | Geomanta<br>MacMat® |  |  |
| 23         | 35                   | 160                       | 15                | 5               | 85                  |  |  |
| 43         | 35                   | 270                       | 5                 | 5               | 60                  |  |  |
| 51         | 81                   | 200                       | 55                | 50              | 100                 |  |  |
| 82         | 66                   | 135                       | 40                | 30              | 45                  |  |  |
| 88         | 73                   | 280                       | 45                | 35              | 60                  |  |  |
| 103        | 76                   | 140                       | 20                | 15              | 20                  |  |  |
| 134        | 62                   | 100                       | 15                | 10              | 15                  |  |  |
| 140        | 65                   | 150                       | 30                | 15              | 15                  |  |  |
| 146        | 139                  | 2340                      | 200               | 125             | 180                 |  |  |
| Total (g): | 632                  | 3775                      | 425               | 290             | 580                 |  |  |



Fig. 7 – Desenvolvimento da vegetação na geomanta, 14 dias



Fig. 8 – Geadas, 21 dias depois da implantação



Fig. 9 – Tratamentos placas de grama após 84 dias

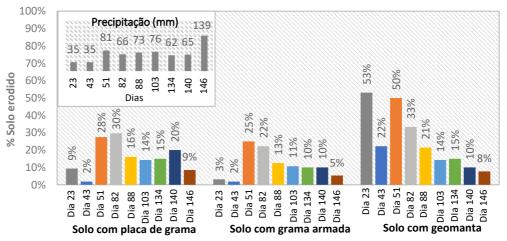


Fig. 10 – Tratamentos após 147 dias

Para a faixa 1 (solo sem tratamento), obteve-se sempre, em todas as precipitações, a maior quantidade de solo erodido (Quadro 1). Em todas as precipitações, houve a ocorrência de erosão laminar, em nenhuma delas ocorreu erosão linear. O fato anterior era esperado já que a erosão linear é apresentada, principalmente em taludes com inclinações mais ingrimes (Carvalho, 1991; Seutloali e Beckedahl, 2015). Observa-se que o monitoramento começou no dia 25 de Maio de 2016, sendo que a primeira chuva foi registrada vinte e três dias depois, tendo um espaço importante para o estabelecimento tanto das placas de grama como para a germinação das sementes na geomanta.

Conforme a Figura 11 pôde-se observar a percentagem de solo erodido em relação à faixa sem revestimento para cada uma das parcelas com os tratamentos estudados. As faixas 2 e 3, utilizadas para coletar a erosão produzidas nas faixas de placas de grama e grama armada, mostraram percentagens de perdida de solo entre 2% e 30% respetivamente. O fato anterior já era esperado, pois, o solo estava revestido totalmente desde o início das medições (Bertoni e Lombardi Neto, 2005; Castro, 2007; Da Silva, 2008). A faixa 4 tratada com geomanta e sementes, na primeira coleta, 24 dias após o início, obteve-se uma diminuição da erosão do 47% em relação à parcela de solo sem tratamento, sendo que as sementes ainda estavam germinando. Porém, esta erosão ainda é representativa se comparada com as parcelas de placa de grama e placa de grama armada onde se obtiveram reduções da erosão de 91% e 97% respetivamente. Esta tendência foi diminuindo com o estabelecimento da vegetação implantada com a geomanta, onde a partir da sexta coleta, 103 dias após a aplicação dos tratamentos, obteve-se valores de erosão da ordem do 14% em relação à parcela de solo sem tratamento, igualando o coletado na parcela de placa de grama e sendo 3% maior ao coletado na parcela de placa de grama armada. Na parcela da geomanta nota-se uma convergência para valores de erosão similares aos coletados na parcela de placa de grama armada.

Após 140 dias, ocorreu o deslocamento de uma placa de grama, faixa 2, localizada mais na base da faixa, devido à precipitação de 65 mm que incidiu no local, obtendo-se diferenças significativas respeito à faixa não tratada. Sendo 20% para placa de grama e 10% para a faixa de placa armada e geomanta. O fato anterior evidenciou que as placas ainda não haviam fixado completamente as raízes ao solo.



Nota: O talude foi preparado no dia 25/05/2016, da mesma forma que os tratamentos estudados

59

Fig. 11 – Comparação entre os tratamentos

Na Figura 12 mostra-se a eficiência dos três tratamentos ao longo do período de estudo. Tanto a placa de grama como a placa de grama armada se mostraram eficientes durante todo o monitoramento, apresentando percentagens de eficiência que variam entre 70% e 98% em relação à

parcela de solo exposto. Estes resultados sempre foram melhores para a parcela da placa de grama armada tendo diferenças de até 10% em relação à placa de grama. Analisando a parcela da geomanta com as sementes, observa-se melhoria ao passar do tempo, com eficiências da ordem de 47% no início das coletas a eficiências de até 92% no final do experimento.

Observa-se que a última precipitação medida no dia 146, com 139mm, foi a maior registada. É sabido que maiores precipitações geram maiores quantidades de solo erodido, porém, ressaltasse que a eficiência dos tratamentos foi acima do 90%. O fato anterior demonstra que maiores precipitações não necessariamente significam perda da efetividade do revestimento e que como mostrado por Ding e Li (2016), a maior percentagem de vegetação menor velocidade de escoamento superficial da água e, portanto, maior eficiência no controle da erosão por escoamento superficial da água.

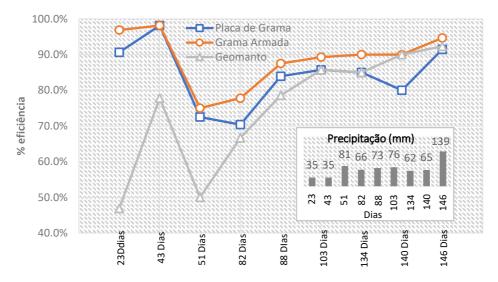


Fig. 12 – Eficiência dos tratamentos

# 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No momento da implantação de tratamentos que usam vegetação tais como placas de grama ou geomantas em consórcio com sementes, deve-se conhecer a melhor época para uso da vegetação escolhida. O fato anterior deve considerar as temperaturas e precipitações que poderão ocorrer durante o período de desenvolvimento ou enraizamento ao solo, visando garantir maior proteção ao mesmo.

Os três tratamentos estudados demonstraram melhoria com redução significativa da erosão hídrica acontecida num solo exposto o sem tratamento, chegando a reduzir até 98% do solo erodido. Após o seu desenvolvimento ou enraizamento pode garantir uma melhor estabilidade fornecida pela densidade das raízes da vegetação presente.

A eficiência do tratamento da geomanta em consórcio com sementes irá depender principalmente do tempo de germinação e desenvolvimento das mesmas, o que finalmente subsidiará à menor perda de solo por erosão hídrica.

A faixa de grama armada apresentou um verde mais vigoroso do que a faixa de placas de grama, indicando que a presença da tela é favorável ao desenvolvimento das placas, devendo-se provavelmente à melhor fixação da grama ao solo.

A quantidade de precipitação parece não ter relação com a percentagem de eficiência do tratamento usado, já que esta não houve diminuição da mesma com o aumento da precipitação de 139 mm presentado 146 dias após o tratamento.

#### 5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a orientação na seleção da vegetação mais adequada para a região ao Professor Amito José Teixeira, professor de Agronomia da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões – URI-Erechim.

# 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (2005). Conservação do solo. 5ª. ed. São Paulo: Ícone.
- Castro, P. T. C. (2007). Cobertura vegetal e indicadores microbiológico de solo em talude revegetado. Dissertação (Pós Graduação em Ciências Fitotecnia) Universidade Federal de Viçosa, UFV, Minas Gerais. 39 f.
- Carvalho, P. A. S. (Coord.). (1991). Manual de Geotecnia: taludes de rodovias, orientações para diagnóstico e soluções dos seus problemas. São Paulo: IPT.
- Casarin, R. D. (2008). Controle de erosão em estradas rurais não pavimentadas, utilizando sistema de terraceamento com gradiente associado a bacias de captação. Dissertação (Mestrado em Agronomia) Faculdade de Ciências Agronômicas, UNESP, Botucatu. 89 f.
- Da Silva, F. C. (2008) *Métodos de semeadura e uso de mantas no controle de erosão em taludes de corte.* Dissertação (Pós Graduação em Ciências Florestais) Universidade Federal de Viçosa, UFV, Minas Gerais. 43 f.
- Ding W.; Li M. (2016). *Effects of grass coverage and distribution patterns on erosion and overland flow hydraulic characteristics*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- EMBRAPA (2012). Forrageiras para integração lavoura-pecuária-floresta na região sul brasileira. 2ª ed. Empresa Brasileira de Pesquisa e Agropecuária, Brasília.
- Fernandes, L. S. (2004). Avaliação de mantas comerciais na vegetação de taludes em corte de estrada. Dissertação (Pós Graduação em Ciência Florestal) –Universidade Federal de Viçosa, UFV, Minas Gerais. 69 f
- Gerscovich, D.M.S. (2007). Estabilidade de taludes. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos.
- GSWCC (2014). Manual For Erosion And Sediment Control In Georgia (MESCG), Georgia Soil and Water Conservation Commission. Sixth Edition. p. 15.
- Guerra, A. J. T. (2007). *O início do processo erosivo*. In: Guerra, A. J. T.; Silva, A. S. Da; Botelho, R. M. G. (orgs). Erosão e Conservação do Solo: conceito, temas e aplicações. 3ª ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil.
- IBGE Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Diponivel em: <a href="http://geoftp.ibge.gov.br/informacoes\_ambientais/pedologia/mapas/unidades\_da\_federacao/rs\_pedologia.pdf">http://geoftp.ibge.gov.br/informacoes\_ambientais/pedologia/mapas/unidades\_da\_federacao/rs\_pedologia.pdf</a>. Acesso em março de 2019.
- Maccaferri do Brasil Ltda. (2007). Guia de instalación de Mac Mat ®.
- Norris J.E., Stokes A., Mickovski, S.B., Cammeraat, E., Van Beek, R., Nicoll, B. Achim A. (Editores) (2008). *Slope Stability and Erosion Control: Ecotechnological Solutions*.
- Queiroz, R. C. (2009). Geologia e geotecnia básica para Engenharia civil. São Carlos: RiMa.

- Sartori, M. G. B. (2003). A dinâmica do clima do Rio Grande do Sul: indução empírica e conhecimento científico. Terra Livre, vol.1, n.20, p. 27-49, jan./jul..
- Seutloali K. E.; Beckedahl H. R (2015). *Understanding the factors influencing rill erosion on road cuts in the south eastern region of South Africa*, Solid Earth, 6, 633–641.
- Souza, C. R.; Seixas, F. (2001). Avaliação de diferentes coberturas do solo no controle da erosão em taludes de estradas florestais. Scientia Florestais, n. 60, p. 45-51, dez.
- Streck, E. V.; Kämpf, N.; Dalmolin, R. S. D.; Klamt, E.; Nascimento, P. C.; Schneider, P.; Giasson, E.; Pinto, L. F. S. (2008). *Solos do Rio Grande do Sul*. 2 ed. Porto Alegre: Emater/RS- Ascar.

# ESTUDO DAS TENSÕES SOB RADIER ASSENTE EM SOLO COLAPSÍVEL REFORÇADO COM INCLUSÕES RÍGIDAS

Study of the stresses below a raft founded on collapsible soil reinforced with rigid inclusions

Raimundo Francisco Pérez León<sup>a</sup>, Juan Félix Rodríguez Rebolledo<sup>a</sup>, José Camapum de Carvalho<sup>a</sup>, Fernando Feitosa Monteiro<sup>a</sup>

RESUMO – A região do Distrito Federal de Brasília possui uma camada superficial formada por solo geralmente argiloso, poroso e colapsível cuja espessura varia de poucos centímetros a vários metros. Devido à presença dessa camada de solo poroso colapsível no Distrito Federal é comum o uso de fundações profundas. As inclusões têm sido estudadas e utilizadas com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edifícios de pouca altura sobre solo mole, porém, no caso do Distrito Federal elas objetivam superar os problemas oriundos do colapso estrutural da camada de solo poroso. Os autores têm estudado o uso de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalque nos solos colapsíveis do Distrito Federal, demonstrando seu bom desempenho. Neste trabalho são avaliadas, usando-se modelagem numérica axissimétrica, as tensões sob radier induzidas pelos topos das inclusões rígidas implantadas no solo colapsível de fundação. Para isso foram realizados vários modelos onde foram variados os espaçamentos entre inclusões, a altura de camada de distribuição e a estratigrafia. Os resultados mostram a influência das características geométricas da fundação e do tipo de estratigrafia no desenvolvimento de tensões sob o radier. As análises mostram ainda ser possível definir o arranjo geométrico em que as tensões induzidas sob o radier pelas cabeças das inclusões são mínimas, o que constitui uma vantagem deste tipo de solução de projeto de fundação uma vez que diminui a solicitação estrutural do próprio radier reduzindo o seu custo.

ABSTRACT – The region of the Federal District of Brasília has a superficial layer formed by clayey, porous and collapsible soil whose thickness varies from a few centimetres to several meters deep. It is due to the presence of this layer of collapsible porous soil that in the Federal District is common to use deep foundations. The inclusions have been studied and used for the purpose of controlling the settlements and reducing the cost in the foundations of low height buildings over soft soil. The authors have studied the use of foundations with rigid inclusions as an alternative for controlling the settlement in the collapsible soils of the Federal District, demonstrating its good performance. This paper studies, through axisymmetric modelling, the stress under raft induced by the top of the inclusions. For this, several models were developed, where the spacing between inclusions, the height of the distribution layer and the stratigraphy were varied. The results show the influence of the geometric characteristics of the foundation and the type of stratigraphy on the development of stress under the raft, as well as the geometric arrangement in which the stresses induced by the inclusion head are minimal, which constitutes an advantage of this type of foundation since it decreases the amount of structural reinforcement in the raft.

Palavras Chave – Inclusões rígidas, modelagem axissimétrica, solo colapsível.

**Keywords** – Rigid inclusions, axisymmetric modelling, collapsible soil.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasil.

E-mails: rai88mundo@gmail.com (R. Léon), jrodriguezr72@hotmail.com (J. Rebolledo), camapumdecarvalho@gmail.com (C. Carvalho), engffmonteiro@gmail.com (F. Monteiro)

# 1 - INTRODUÇÃO

As inclusões têm sido comumente usadas em todo o mundo como uma solução de fundação principalmente para aterros rodoviários e ferroviários (Zanzinger e Gartung, 2002; Habib *et al.*, 2002; Quigley *et al.*, 2003; Wood, 2003; Almeida *et al.*, 2011; Chatte e Lauzon, 2011; Fonseca e Palmeira, 2018; Rizal e Yee, 2018). Desde finais do século XX, na América do Norte (López *et al.*, 1999; Rodríguez e Auvinet, 1999; Rodríguez 2001, 2010; Santoyo e Ovando, 2006) e na Europa (Combarieu, 1988, 1990; Pecker, 2004; Chevalier, 2008; Simon e Scholsser, 2006; ASIRI, 2011; Briançon *et al.*, 2015), esta solução tem sido estudada e usada com a finalidade de controlar os recalques e diminuir os custos nas fundações de edificios de pouca altura sobre solo mole. Atualmente, é uma das técnicas de fundação mais empregadas nestas condições, devido ao bom desempenho observado (Briançon *et al.*, 2015) e ao baixo custo em relação a outras soluções (Rodríguez e Auvinet, 2006). No caso do Distrito Federal este tipo de fundação objetiva superar os problemas oriundos do colapso estrutural da camada de solo poroso. Rebolledo *et al.* (2019.b) estudou o uso de fundações com inclusões rígidas como alternativa para o controle de recalque nos solos colapsíveis do Distrito Federal, demonstrando seu bom desempenho.

De acordo com Rodríguez (2010), o uso do sistema de inclusões rígidas tem-se mostrado mais econômico que outras soluções de fundações profundas, principalmente porque:

- As inclusões não precisam de reforço estrutural (aço), já que apenas pequenas cargas de compressão são desenvolvidas ao longo do elemento sem ou com pouca incidência de tensões horizontais;
- 2) O radier ou sapata não precisa de reforço para transmitir a carga às inclusões nem de reforço para absorver os esforços de puncionamento transferidos pela cabeça das inclusões, uma vez que os seus topos estão localizados a uma profundidade suficiente para impedir que eles transmitam cargas pontuais no radier ou sapata;
- 3) As magnitudes das cargas desenvolvidas nas inclusões são baixas, então um concreto de baixa resistência é comumente usado (resistência à compressão da ordem de 10 MPa), podendo o mesmo ser substituído por outros materiais como o solo-cimento;
- 4) Os procedimentos construtivos empregados para as inclusões permitem desenvolver, se necessário, o reforço de fundações em condições de acesso limitado e com equipamento pequeno.

Numa fundação com inclusões rígidas, o radier e as inclusões estão separados por uma camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga, a qual absorve e distribui as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o puncionamento destas no radier ao mesmo tempo em que homogeniza os recalques. As características geotécnicas e geométricas desta camada influenciam a eficiência da transferência, pois pode aumentar as tensões nas cabeças das inclusões e reduzi-las no solo a ser reforçado, garantido assim um bom desempenho da fundação como um todo. De acordo com British Standards (2010), os parâmetros que mais influenciam essa eficiência são: o ângulo de atrito do material compactado, o espaçamento das inclusões, o diâmetro das inclusões (ou capitéis) e a espessura da camada de distribuição. No entanto, não se pode desprezar o efeito da coesão e da sucção atuante nos solos argilosos sobre o desempenho destas camadas de distribuição.

Este trabalho visa estudar, mediante a modelagem axissimétrica, a influência de duas características geométricas (espessura da camada de distribuição e espaçamento entre inclusões) nas tensões sob o radier induzidas pelo topo da inclusão de uma fundação com inclusões rígidas de um prédio assente em solos colapsíveis, como os presentes na estratigrafia da cidade de Brasília, Distrito Federal, Brasil. As análises foram feitas utilizando a estratigrafia do Campo Experimental da Universidade de Brasília (CEGUnB), para condições de umidade natural, exceto para os primeiros 3,5 m para os quais considerou-se a condição saturada. Nesta condição admitiu-se uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m visando reproduzir o efeito do colapso.

# 2 – SOLOS COLAPSÍVEIS

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando submetidos a alterações no teor de umidade, sob tensões geostáticas e/ou externas praticamente constantes. O aumento de umidade resulta na redução da resistência nos contatos entre partículas e/ou entre os agregados presentes nos solos tropicais, devido, em especial, à redução da sucção, levando a um rearranjo estrutural e a uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante frente ao novo teor de umidade, ou nova sucção. Embora o colapso estrutural dos solos possa ter outras origens (Guimarães, 2002), a esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, gerando a designação de solo colapsível ou colapsável (Sales *et al.*, 2015). De acordo com Jennings e Knight (1957), na maioria dos casos, o colapso no solo ocorre devido à redução da resistência, advinda da redução da sucção.

Nos solos tropicais a colapsividade está sobretudo atrelada ao processo de intemperismo sofrido pelo solo, ficando pouco atrelada à origem residual ou transportada dos mesmos (Cardoso, 1995). O processo de intemperismo tropical geralmente conduz os solos a uma estrutura rica em agregados que proporciona o predomínio de uma distribuição de poros bi-modal constituída de macro e microporos intervindo diretamente na forma da curva característica de retenção de água e por consequência na colapsividade oriunda da redução da sucção (Camapum de Carvalho *et al.* 2002).

O fenômeno do colapso pode ser reproduzido dentre outros, em ensaios edométricos. Jennings e Knight (1957) desenvolveram uma técnica chamada de ensaio edométrico duplo, onde são ensaiadas duas amostras, uma na umidade natural e a outra saturada. Posteriormente foi proposto por Jennings e Knight (1975) uma modificação do ensaio duplo edométrico chamado ensaio edométrico simples, onde o solo é inundado em um determinado estágio de carregamento e o recalque resultante por colapso é monitorado. Camapum de Carvalho *et al.* (2009) mostraram ser possível estimar o colapso dos solos tropicais profundamente intemperizados a partir apenas de um ensaio oedométrico realizado em condições inundadas.

Segundo Cintra (2004), nos solos colapsíveis, a baixos valores do teor de umidade correspondem altos valores da sucção matricial, que é uma parcela da sucção total, gerando uma coesão adicional (coesão "aparente") e, portanto, aumentando significativamente a resistência ao cisalhamento do solo. Deste modo, a inundação do solo colapsível ou mesmo o seu simples aumento de umidade provoca a dissipação da sucção matricial, reduzindo ou anulando a coesão "aparente" e, portanto, podendo diminuir significativamente a resistência ao cisalhamento, o que pode provocar o colapso da estrutura do solo. Daí a necessidade da estimativa do recalque, sob atuação da carga admissível, para a sucção matricial nula, que é a condição de solo menos rígido.

De acordo com Alonso *et al.* (1990), uma vez umedecida, a amostra de solo colapsível colapsa e segue, aproximadamente, o caminho de tensão-deformação de uma amostra inicialmente saturada, submetida a esforços de compressão. A Figura 1 apresenta o resultado do teste de colapso em amostras de loess, realizado por Erol e El Ruwaih (1982). Percebe-se dos resultados obtidos por estes autores que todas as amostras, após a saturação, passaram a ter comportamento tensão-deformação aproximadamente semelhante. Esse comportamento também foi evidenciado no trabalho de Maswoswe (1985), com ensaios em uma argila arenosa.

Futai (1997) realizou ensaios de adensamento no solo da área experimental da cidade de Campo Novo dos Parecis, Estado de Mato Grosso, mantendo-se a sucção constante até diferentes valores de tensão vertical. Os ensaios foram realizados com sucção inicial de 120 kPa. Na Figura 2 pode-se observar que, uma vez provocado o colapso por inundação nos corpos de prova a uma determinada tensão vertical, a trajetória seguida coincide com a trajetória de uma amostra saturada. Observa-se, neste caso que todas as amostras sofreram redução de volume quando submetidas à inundação.

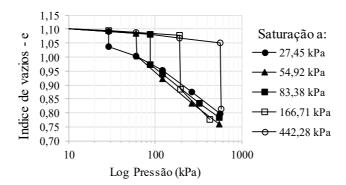
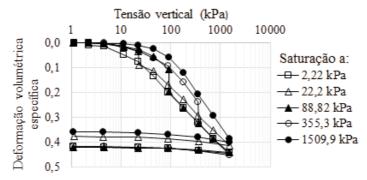


Fig. 1 – Resultado do teste de colapso em amostras de loess por Erol e El-Ruwaih (1982).



**Fig. 2** — Gráfico de deformação volumétrica *vs.* tensão vertical obtido por meio dos ensaios de adensamento com controle de sucção. Amostras inundadas a 2,22 kPa; 22,2 kPa; 88,82 kPa; 355,3 kPa e 1509,9 kPa (Futai, 1997).

# 3 – CONCEITOS GERAIS DAS INCLUSÕES RÍGIDAS

# 3.1 – Características principais

Numa fundação com inclusões rígidas existem cinco componentes que interagem umas com as outras, são elas (Figura 3): a fundação (radier ou sapata), a camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga, as inclusões rígidas, os capitéis (opcional) e o solo circundante. Uma solução de fundação com inclusões rígidas deverá incorporar todos estes componentes, exceto, quando não usados, os capitéis.

Comumente, em projetos de aterros, a camada de distribuição é formada por solos granulares reforçados com geossintéticos, mas no caso de projetos de fundação de edificações a camada de distribuição é geralmente formada por solos compactados e, para aumentar sua resistência ao cisalhamento e sua rigidez, o material desta camada pode ser misturado com cimento, cal ou outro aditivo químico ou físico.

Segundo Paniagua (2013), esta camada de distribuição geralmente é constituída por um material compactado (granular ou fino de baixa plasticidade), e sua espessura varia de 60 até 120 cm.

As inclusões são elementos de forma cilíndrica ou prismática, desligadas da fundação (radier ou sapata), que podem ser colocadas no solo usando diferentes técnicas como: estacas de concreto pré-fabricadas, estacas tubulares de aço, *micropile*, estaca hélice continua, *jet grouting*, estacas de solo cimento, enfim, qualquer tipo de fundação profunda que possua rigidez consideravelmente maior do que o solo que está a reforçar. De acordo com ASIRI (2011), o conceito de inclusão rígida

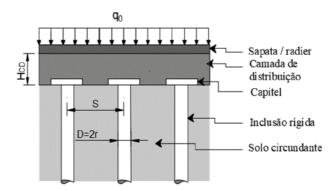


Fig. 3 – Esquema geral de uma fundação com inclusões rígidas.

baseia-se na hipótese de que a estabilidade estrutural do elemento é garantida sem o confinamento lateral do solo.

Neste estudo assumiu-se que as inclusões rígidas foram construídas usando a técnica de hélice continua devido ao fato de produzir pouco distúrbio no maciço em função da escavação, ao seu bom desempenho e ao seu amplo uso no Brasil. No entanto, qualquer uma das técnicas mencionadas anteriormente pode ser utilizada.

# 3.2 - Mecanismo de transferência de carga

A diminuição dos recalques logrado com o uso das inclusões rígidas deve-se à transferência de uma parcela de carga significativa suportada pelo o solo a estes elementos. Entre o solo reforçado, as inclusões e a camada de distribuição é desenvolvida uma interação complexa (Figura 4). Inicialmente a camada de distribuição transfere a carga da estrutura para o topo da inclusão  $(q_c)$  e para o solo reforçado  $(q_s)$ , então o solo reforçado transfere a carga para a parte superior da inclusão como atrito negativo  $(f^{(-)})$ , finalmente a inclusão transfere a carga através da ponta  $(q_p)$  e através da parte inferior da inclusão como atrito positivo  $(f^{(+)})$ . Ambos, atrito negativo e positivo, são separados por um ponto neutro  $(z_0)$  onde não há deslocamento relativo entre inclusão e solo. No atrito negativo o deslocamento do solo  $(u_s)$  ao redor da inclusão é maior que o deslocamento da inclusão  $(u_i)$ , no atrito positivo acontece o contrário.

A camada de distribuição ou plataforma de transferência de carga tem a finalidade de transferir a carga da estrutura para as inclusões rígidas. As características geotécnicas e geométricas desta capa influem na eficácia da transferência, já que conseguem aumentar as tensões na cabeça das inclusões  $(q_c)$  e reduzi-las no solo a ser reforçado  $(q_s)$ . Além disso, a camada de distribuição absorve as cargas transferidas pelas cabeças das inclusões, evitando o puncionamento destas no radier e homogeneizando os recalques. De acordo com British Standards (2010), os parâmetros que mais influenciam a eficiência na transferência de carga são: o ângulo de atrito do material compactado, o espaçamento das inclusões, o diâmetro das inclusões (ou capitéis) e a espessura da camada de distribuição.

As tensões induzidas pela cabeça da inclusão podem atingir o radier gerando tensões que se propagam como indicado na Figura 5. Pode-se observar que a distribuição de tensões sob o radier (σ) apresenta valor máximo na parte do radier localizada acima da cabeça da inclusão e valor mínimo na metade do espaçamento entre os reforços.

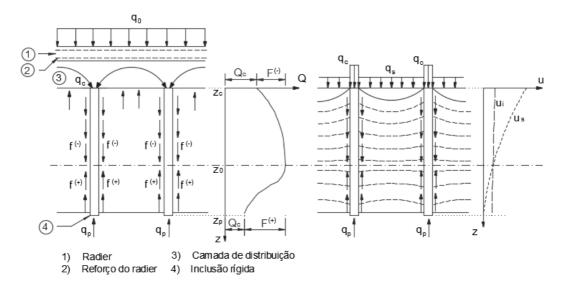


Fig. 4 — Mecanismo de transferência de carga numa fundação com inclusões rígidas.

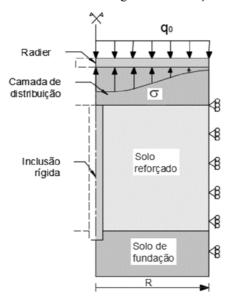


Fig. 5 – Distribuição de tensões sob o radier (ASIRI, 2011).

# 4 – ASPECTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

# 4.1 – Estratigrafia utilizada na modelagem

Nesta pesquisa foi considerada como representativa do Distrito Federal a estratigrafia do Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (CEGUnB), situado no Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – DF, onde a camada de solo poroso colapsível atinge uma profundidade de 8,5 m, apresentando baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes), altos índices de vazios e uma estrutura altamente instável quando submetida a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões,

apresentando quase sempre uma variação de volume concomitante com a variação do fator indutor, denominada colapso. O Programa de Pós-Graduação em Geotecnia possui valiosas informações geotécnicas sobre o Campo Experimental objeto do estudo obtidas de pesquisas, ensaios de campo, ensaios de laboratório e provas de carga em fundações superficiais e profundas (Perez, 1997; Jardim, 1998; Sales, 2000; Guimarães, 2002; Mota, 2003; Coelho, 2013; Sales *et al.*, 2015). De acordo com estas informações e considerando os perfis de solos tropicais propostos por Cruz (1987) e Cardoso (2002), Rebolledo *et al.* (2019.a) adotaram o perfil geotécnico estratigráfico típico do CEGUnB mostrado na Figura 6 (Mota, 2003).

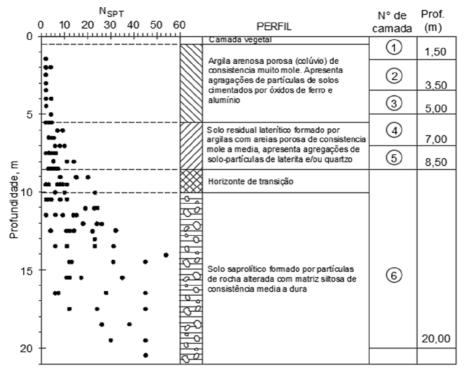


Fig. 6 – Perfil do CEGUnB utilizado na modelagem.

Este perfil estratigráfico apresenta uma zona ativa sensível às variações climáticas relacionadas à precipitação pluviométrica que atinge, a partir da superfície do terreno, uma profundidade que varia entre 3 e 4 m (Guimarães, 2002). Considerando-se esta característica estratigráfica regional, admitiu-se nas análises uma camada ativa sensível superfícial de 3,5 m de espessura.

Para a simulação numérica do comportamento dos solos do CEGUnB foi utilizado o modelo Hardening Soil (HS) (Schanz *et al.*, 1999; Brinkgreve *et al.*, 2014, 2015) do software PLAXIS. O HS é um dos modelos constitutivos mais completos do PLAXIS, capaz de:

- calcular as deformações totais usando uma rigidez dependente do estado de tensões e que é diferente para as condições de carga e descarga/recarga;
- 2) modelar deformações plásticas devido ao carregamento desviador primário (endurecimento por cisalhamento); e modelar deformações plásticas devido a compressão primária sob carga edométrica e isotrópica (endurecimento por compressão).

69

Rebolledo *et al.* (2019.a) desenvolveram uma metodologia para obter, ajustar e validar os parâmetros mecânicos de solos característicos da cidade de Brasília para o modelo HS, fazendo uso de resultados laboratoriais e de campo obtidos em pesquisas anteriores realizadas no CEGUnB. A

metodologia proposta iniciou-se com a avaliação dos parâmetros de resistência e compressibilidade oriundos de ensaios triaxiais CU (com adensamento isotrópico e anisotrópico) e adensamento unidimensional respectivamente (Guimarães, 2002). Em seguida, os parâmetros obtidos para o modelo HS foram calibrados através da modelagem numérica explicita dos ensaios, utilizando o método dos elementos finitos (FEM) e o módulo Soil Test do software PLAXIS. Com base na avaliação e calibração desses parâmetros e no perfil de solo proposto (Figura 6), um modelo geotécnico do CEGUnB, para o estado de umidade natural, foi proposto para o modelo HS, Quadro 1. Este modelo geotécnico foi validado através da modelagem numérica de provas de carga em radier e estacas realizadas no CEGUnB (Sales, 2000; Guimarães, 2002).

Na camada N°6, os ensaios de Guimarães (2002) foram feitos em amostras recolhidas à profundidade de 10 m, porém os parâmetros encontrados foram extrapolados até 20 m, profundidade a partir da qual o solo foi considerado incompressível, uma vez que os resultados dos seis ensaios N<sub>SPT</sub>, realizados no local por Coelho (2013), apresentaram valores maiores que 40 golpes/30 cm, sendo assim designado, de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001), como solo muito compacto.

Utilizando a mesma metodologia e com os ensaios triaxiais e de adensamento realizados por Guimarães (2002), Pérez (2017) determinou os parâmetros do modelo HS para os primeiros 3,5 m de profundidade da argila porosa estudada no estado saturado, parâmetros estes também apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros do solo na condição de umidade natural e saturado para o modelo HS.

|                              | Na condição de umidade natural |         |         |               |         |             |                | Condição saturada |  |
|------------------------------|--------------------------------|---------|---------|---------------|---------|-------------|----------------|-------------------|--|
|                              | N° de camada                   |         |         |               |         |             |                | N° de camada      |  |
| Parâmetros                   | 1                              | 2       | 3       | 4             | 5       | 6           | 1              | 2                 |  |
|                              | Argila arenosa porosa          |         |         | Solo residual |         | Solo        | Argila arenosa |                   |  |
|                              |                                |         |         | laterítico    |         | saprolítico | porosa         |                   |  |
| Prof. (m)                    | 0-1,5                          | 1,5-3,5 | 3,5-5,0 | 5,0-7,0       | 7,0-8,5 | 8,5-20,0    | 0-1,5          | 1,5-3,5           |  |
| $\gamma (kN/m^3)$            | 13,1                           | 12,8    | 13,9    | 14,3          | 16,0    | 18,2        | 16,5           | 16,4              |  |
| c'(kPa)                      | 5                              | 5       | 5       | 20            | 75      | 20          | 0              | 0                 |  |
| φ' (°)                       | 25                             | 25      | 26      | 32            | 20      | 22          | 26             | 26                |  |
| Ψ (°)                        | 0                              | 0       | 0       | 0             | 0       | 0           | 0              | 0                 |  |
| E <sub>50</sub> (MPa)        | 3,2                            | 2,5     | 4,0     | 12,0          | 13,2    | 12,2        | 2,2            | 2,1               |  |
| E <sub>oed</sub> (MPa)       | 4,9                            | 1,45    | 2,2     | 6,9           | 7,0     | 5,7         | 0,96           | 0,83              |  |
| E <sub>ur</sub> (MPa)        | 14,0                           | 14,0    | 36,9    | 37,5          | 54,0    | 54,0        | 13,0           | 13,0              |  |
| m                            | 0,5                            | 0,5     | 0,5     | 0,5           | 0,5     | 0,7         | 0,65           | 0,80              |  |
| $v_{ur}$                     | 0,2                            | 0,2     | 0,2     | 0,2           | 0,2     | 0,2         | 0,2            | 0,2               |  |
| p <sup>ref</sup> (kPa)       | 100                            | 100     | 100     | 100           | 100     | 100         | 50             | 50                |  |
| $R_f$                        | 0,8                            | 0,8     | 0,9     | 0,90          | 0,9     | 0,8         | 0,75           | 0,75              |  |
| POP (kPa)                    | 65,7                           | 31,8    | 0       | 31,4          | 0       | 0           | 16,1           | 6,59              |  |
| K <sub>o</sub> <sup>nc</sup> | 0,58                           | 0,58    | 0,56    | 0,47          | 0,66    | 0,63        | 0,56           | 0,56              |  |
| $K_0$                        | 1,37                           | 0,77    | 0,56    | 0,56          | 0,66    | 0,63        | 0,75           | 0,75              |  |

 $\gamma$ : Peso específico do solo, c' e  $\phi$ ': Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento,  $\Psi$ : Ângulo de dilatância,  $E_{50}^{ref}$ : Módulo de rigidez secante drenado obtido do ensaio triaxial,  $E_{oed}^{ref}$ : Módulo de rigidez tangente ou edométrico,  $E_{ur}^{ref}$ : Módulo de Young de referência para carregamento/descarregamento, m: Potência para o nível de tensão dependente da rigidez,  $v_{ur}$ : Coeficiente de Poisson para carregamento/descarregamento,  $p^{ref}$ : Tensão de referência para a rigidez,  $p^{ref}$ : Relação de falha, POP: pressão de pré-adensamento,  $p^{ref}$ : Coeficiente de empuxo em repouso para a condição normalmente adensada,  $p^{ref}$ : Coeficiente de empuxo em repouso.

# 4.2 – Definição da geometria do problema

A simulação da fundação com inclusões rígidas com carregamento vertical foi realizada considerando um grupo infinito de inclusões dispostas como numa grelha, como mostrado na Figura

7a, com espaçamento (S) variável em função do caso analisado. A área influente ou célula de influência de cada inclusão interna é hexagonal (Schlosser *et al.*, 1984), mas para efeitos práticos, pode ser considerada como circular (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez *et al.* 2015), o problema torna-se então axissimétrico. O modelo de célula unitária é recomendado pela ASIRI (2011) para realizar estudo paramétrico na parte central de uma grelha de inclusões rígidas e sob um carregamento vertical uniforme, e tem sido utilizado por vários pesquisadores como Rodríguez e Auvinet (2002), Jenck *et al.* (2005), Rodríguez e Auvinet (2006), Jenck *et al.* (2006), Okyay e Dias (2010), Rodríguez (2010), Varaksin *et al.* (2011), Okyay e Briançon (2012), Briançon *et al.* (2015), Bohn (2015), Hor *et al.* (2015), Pérez (2017), Rizal e Yee (2018). O raio R desta área corresponde ao raio da malha axissimétrica de elementos finitos e é aproximadamente igual à metade do espaçamento entre as inclusões S (S≈2R). Para as inclusões da periferia, as condições deixam de ser axissimétricas e os resultados obtidos por um modelo deste tipo são menos representativos. No entanto, de acordo com Schlosser *et al.* (1984), citado por Rodríguez (2001), considera-se que para grandes grupos de inclusões em que as condições de contorno tornam-se menos importantes, o modelo de célula de influência pode representar a essência do fenômeno.

A linha central do modelo axissimétrico coincide com o eixo da inclusão rígida. O contorno direito foi colocado na metade do espaçamento entre as inclusões. O contorno inferior foi estabelecido na profundidade de 20 m, profundidade a partir da qual o N<sub>SPT</sub> > 40 golpes, designandose o solo como muito compacto de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001).

A modelagem paramétrica das inclusões rígidas foi realizada com o software Plaxis 2D (Brinkgreve *et al.*, 2014). O problema foi discretizado utilizando uma malha de elementos finitos com mais de 6 700 elementos triangulares de 15 nós. Foi realizada uma densificação da malha no topo superior e inferior da inclusão (Figura 7c) pelo fato de serem estas regiões de altas concentrações de tensões e maior complexidade geométrica. As condições de contorno adotadas nos modelos axissimétricos foram definidas conforme apresentado na Figura 7b. No plano horizontal inferior restringe-se todas as rotações e movimentos, nos planos verticais restringe-se os movimentos horizontais e liberam-se os verticais. Dessa forma, a fundação e o solo podem apresentar recalques verticais devido à aplicação de carga externa e ao colapso induzido por inundação. Além disso, realizou-se um estudo de densidade de malha para garantir a obtenção de resultados precisos. Para considerar a interação entre a inclusão e o solo foram adicionados elementos de interface definidos por cinco pares de nós.

Para definir o diâmetro das inclusões se consultaram duas referências. De acordo com ASIRI (2011), para inclusões não reforçadas de concreto e executadas *in situ*, sem depender de uma técnica tipo *micropiles*, o diâmetro mínimo típico é igual a 0,25 m. Segundo Guimarães (2002) as estacas escavadas mecanicamente, de grande uso e versatilidade no Distrito Federal, podem atingir 25 m de profundidade e diâmetros que variam de 0,3 a 1,1 m.

Neste trabalho as inclusões foram modeladas com diâmetro de 0,3 m e atingiram uma profundidade de 9,5 m, penetrando 1 m na camada de solo não colapsível. Para a camada de distribuição foram consideradas espessuras variando de 0,5 a 2 m, seguindo as recomendações de ASIRI (2011). A espessura do radier foi considerada de 0,2 m.

De acordo com ASIRI (2011), o espaçamento mínimo entre os eixos das inclusões é de três vezes o diâmetro da mesma, se essa for executada *in situ* sem deslocamento do solo. O espaçamento mínimo adotado entre inclusões foi de 1 m.

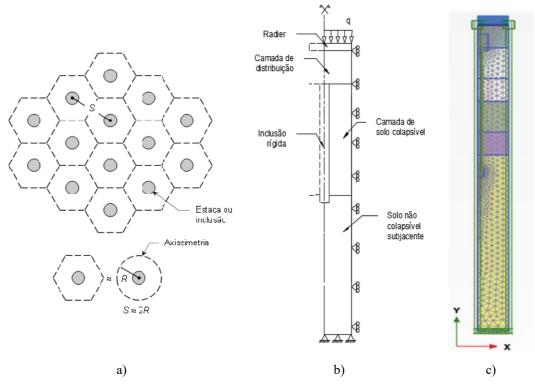


Fig. 7 – a) Distribuição em planta de um grupo de inclusões ou estacas dispostas como uma grelha b) Modelo axissimétrico que representa a célula ou área influente dentro da grelha c) Modelo axissimétrico no Plaxis (Rodríguez, 2001; 2010; Rodríguez e Auvinet, 2002; Rodríguez et al. 2015).

# 4.3 – Propriedades consideradas nos elementos de concreto

72

Para a modelagem do radier e as inclusões, todos elas de concreto, foi assumido o modelo constitutivo Linear Elástico, uma vez que a rigidez e a resistência desse material é consideravelmente maior que a do solo reforçado. No Quadro 2 estão apresentados para cada elemento de concreto os parâmetros do modelo constitutivo adotado.

| Parâmetros                                  | Radier               | Inclusões |
|---|----------------------|-----------|
| Peso específico, γ (kN/m <sup>3</sup> )     | 24,0                 | 23,0      |
| Módulo de elasticidade do concreto, E (MPa) | 25044                | 17708,7   |
| Rigidez normal, EA (kN/m)                   | 5,0x10 <sup>6</sup>  | -         |
| Rigidez à flexão, EI (kN/m²/m)              | 1,67x10 <sup>4</sup> | -         |
| Coeficiente de Poisson, v                   | 0,20                 | 0,20      |

**Quadro 2** – Parâmetros do radier e inclusões rígidas.

O cálculo do módulo de elasticidade de ambos elementos de concreto foi realizado conforme a equação proposta na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), em função da resistência característica do concreto submetido a compressão simples. Para tanto foi assumida resistência  $f_{ck}$  de 20 MPa para o radier e de 10 MPa para as inclusões.

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para} \quad f_{ck} \text{ de 20 a 50MPa}$$
 (1)

onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto submetido à compressão simples, em MPa e  $\alpha_E$  é um coeficiente que depende do tipo de brita utilizada no concreto, sendo igual a 1,0 para granito e gnaisse. Para o caso da inclusão ( $f_{ck} < 20$ MPa) foi empregado a mesma equação já que a NBR 8953 (ABNT, 2015) menciona que caso este tipo de concreto seja utilizado para elementos estruturais ele deve ter seu desempenho atendido segundo NBR 6118.

Conforme proposto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e por ASIRI (2011) foi adotado coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,2 para os dois elementos.

## 4.4 - Propriedades consideradas na camada de distribuição.

Para a camada de distribuição (solo compactado) adotou-se o modelo Mohr-Coulomb. Os trabalhos realizados por Otálvaro (2013) no laboratório de Geotecnia da UnB permitiram a estimativa dos parâmetros do solo melhorado mediante compactação, sendo apresentados no Quadro 3. O solo tropical compactado de caráter laterítico e altamente intemperizado foi coletado na região do cerrado brasileiro, na cidade de Brasília. O material foi classificado como ML de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e foi compactado com energia Proctor Normal 600 kNm/m³. O valor de  $\gamma$  foi obtido a partir dos resultados do ensaio Proctor Standard (energia de compactação de 600 kNm/m³), dos valores de  $w_{opt}$ = 24 % e  $\gamma_{dmax}$ = 15 kN/m³. Os parâmetros E, c' e  $\phi$ ' foram obtidos a partir dos ensaios triaxiais CD (adensados-drenados) realizados no solo compactado. Echeverría (2006) obteve parâmetros semelhantes para a simulação numérica do solo poroso tropical compactado.

| Parâmetros do solo melhorado |                        |  |  |  |  |
|------------------------------|------------------------|--|--|--|--|
| Peso específico úmido, γ     | 18,6 kN/m <sup>3</sup> |  |  |  |  |
| Módulo de elasticidade, E    | 60 MPa                 |  |  |  |  |
| Coesão drenada, c'           | 80 kPa                 |  |  |  |  |
| Ângulo de atrito efetivo, φ' | 38°                    |  |  |  |  |

Coeficiente de Poisson, µ Índice de vazios, e

Quadro 3 – Parâmetros experimentais da camada de distribuição (solo compactado).

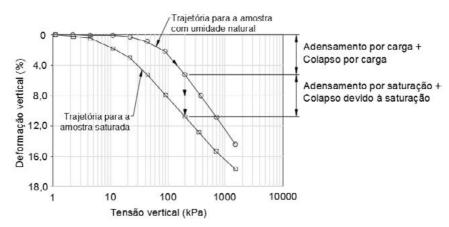
## 4.5 – Etapas de análise

As etapas de análise dos modelos numéricos foram estabelecidas de acordo com o processo construtivo de fundações com inclusões rígidas. Inicialmente seis etapas foram definidas (Fase inicial, Fase I, Fase II, Fase IV e Fase V). A Etapa I consiste na escavação do solo natural, onde posteriormente será executada a camada de distribuição. Na Etapa II tem-se a instalação da inclusão rígida. Na Etapa III é executada a camada de distribuição. Na Etapa IV é construído o radier. Na Etapa V é aplicada a carga sobre a fundação. Posteriormente, a fim de incorporar o efeito da inundação, foi adicionada uma outra fase de cálculo referente ao colapso do solo (Fase VI).

0,40

# 4.6 – Simplificação proposta para a simulação do colapso do solo

Neste trabalho o solo colapsível foi modelado na condição de umidade constante (análise desacoplada). A fim de incorporar o efeito da inundação, foi adicionada uma etapa de cálculo (Etapa VI) que consiste em aplicar uma redução de volume vertical (ε<sub>yy</sub>, %) nas camadas de solo colapsível até a profundidade de 3,5 m. A magnitude da redução de volume vertical foi obtida através da plotagem, em um mesmo gráfico, das trajetórias dos ensaios de adensamento realizados por Guimarães (2002) em condição de umidade natural e saturada, conforme Figura 8.



**Fig. 8** – Ensaio de adensamento duplo e definição da trajetória seguida com o solo colapsado a 200 kPa.

Os resultados da redução de volume ou potencial de colapso nas duas primeiras camadas de solo colapsível ( $\varepsilon_{yy}$ , %), em função da carga atuante no ensaio de adensamento, estão apresentados no Quadro 4. Com a magnitude do acréscimo das tensões na camada de solo colapsível foi calculada, fazendo uso do Quadro 4, a redução vertical de volume que seria gerada pelo colapso do solo em cada modelo.

**Quadro 4** – Valores da redução de volume vertical ( $\varepsilon_{yy}$ ) ou potencial de colapso nas camadas de solo colapsível em função da tensão  $\sigma_{yy}$  no ensaio de adensamento.

| N° da            | Profundidade da | σ <sub>yy</sub> (kPa) |     |     |     |                   |      |      |      |
|------------------|-----------------|-----------------------|-----|-----|-----|-------------------|------|------|------|
| camada           | camada (m)      | 5                     | 10  | 20  | 40  | 60                | 80   | 100  | 120  |
| camada camada (m |                 |                       |     |     | ε   | <sub>/y</sub> (%) |      |      |      |
| 1,0              | 0 ~ 1,5         | 1,0                   | 2,5 | 4,0 | 7,0 | 9,0               | 11,5 | 13,0 | 14,0 |
| 2,0              | 1,5 ~ 3,5       | 1,0                   | 1,5 | 4,0 | 6,0 | 7,0               | 8,0  | 9,0  | 9,0  |

# 5 – MODELAGEM PARAMÉTRICA DE INCLUSÕES RÍGIDAS

# 5.1 - Casos analisados

74

Para avaliar a influência do arranjo geométrico da fundação nas tensões induzidas sob o radier pelo topo das inclusões rígidas, foram feitas análises paramétricas usando modelos axissimétricos e considerando, conforme já apresentado, a estratigrafía em duas situações: uma com o solo na umidade natural e a outra com os primeiros 3,5 m de solo saturado, bem como outra na qual foi considerada uma redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de profundidade simulando o colapso. Considerou-se a influência de duas variáveis: espaçamento entre inclusões (1; 1,5; 2 e 2,5 m) e espessura da camada de distribuição (0,5; 1; 1,5 e 2 m). Em cada modelo foram obtidos resultados para tensões (q<sub>0</sub>) de 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa. Foram mantidas as inclusões apoiadas a 9,5 m de profundidade e uma espessura do radier de 0,2 m.

# 5.2 – Análise das tensões induzidas pelas cabeças das inclusões no radier

Quando a camada de distribuição tem espessura pequena, os topos das inclusões rígidas transmitem tensões ao radier. Na medida em que a espessura dessa camada aumenta, tem-se a diminuição das tensões que chegam a este elemento. Assim, é possível definir uma determinada

espessura para a qual essas tensões são reduzidas significativamente. O espaçamento entre as inclusões é outra variável que tem influência nesse fenômeno. Para uma camada de distribuição com espessura constante, na medida em que se aumenta o espaçamento, maior é a tensão transmitida ao radier.

No Quadro 5 têm-se as máximas tensões induzidas pelo topo das inclusões no radier. Foram considerados vários valores de espaçamento entre inclusões (S), diferentes espessuras de camada de distribuição (H<sub>CD</sub>) e carregamentos superficiais (q<sub>0</sub>) de até 120 kPa. Os modelos foram feitos em estratigrafia com umidade natural e considerando a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

Na Figura 9 têm-se os gráficos de tensão vs espessura da camada de distribuição obtidos a partir dos resultados apresentados no Quadro 5, para os carregamentos de 60 e 120 kPa. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural e a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo colapsível saturados. Pode-se observar que a espessura da camada de distribuição, para que as tensões no radier advindas do puncionamento das inclusões sejam mínimas, é de aproximadamente 1,50 m para espaçamentos de até 2,5 m entre inclusões, tanto para estratigrafia com umidade natural, como para a estratigrafia com os primeiros 3,5 m saturados.

**Quadro 5** – Tensões máximas no radier (kPa) induzidas pelas cabeças das inclusões, para a condição de estratigrafia com umidade natural e com os primeiros 3,5 m de solo saturados.

|     | тт              |      | Condi | ção de | umidad | e natura | 1    | Con  | dição co | m os pri | meiros 3 | ,5 m satu | rados |
|-----|-----------------|------|-------|--------|--------|----------|------|------|----------|----------|----------|-----------|-------|
| S   | H <sub>CD</sub> |      |       | $q_0$  | (kPa)  |          |      |      | •        | $q_0$    | (kPa)    |           |       |
| (m) | (m)             | 20   | 40    | 60     | 80     | 100      | 120  | 20   | 40       | 60       | 80       | 100       | 120   |
|     | 0,5             | 12,0 | 23,9  | 37,8   | 56,3   | 78,0     | 105  | 15,0 | 31,9     | 58,4     | 93,6     | 120       | 135   |
| 1.0 | 1,0             | 0,4  | 0,9   | 1,5    | 2,3    | 3,2      | 4,3  | 0,6  | 1,3      | 2,3      | 3,5      | 4,7       | 5,4   |
| 1,0 | 1,5             | 0,0  | 0,0   | 0,1    | 0,1    | 0,1      | 0,2  | 0,1  | 0,1      | 0,1      | 0,2      | 0,2       | 0,2   |
|     | 2,0             | 0,0  | 0,0   | 0,0    | 0,0    | 0,0      | 0,0  | 0,0  | 0,0      | 0,0      | 0,0      | 0,0       | 0,0   |
| ,   | 0,5             | 35,1 | 81,0  | 151    | 213    | 322      | 405  | 52,8 | 145      | 275      | 346      | 580       | 699   |
| 1.5 | 1,0             | 3,9  | 8,9   | 15,0   | 18,7   | 20,9     | 26,6 | 6,2  | 14,7     | 22,1     | 25,0     | 29,5      | 38,2  |
| 1,5 | 1,5             | 0,5  | 1,1   | 1,7    | 1,9    | 2,1      | 2,6  | 0,8  | 1,7      | 2,1      | 2,3      | 2,8       | 4,4   |
|     | 2,0             | 0,1  | 0,1   | 0,2    | 0,2    | 0,3      | 0,3  | 0,1  | 0,2      | 0,2      | 0,2      | 0,2       | 0,3   |
|     | 0,5             | 71,7 | 203   | 354    | 486    | 622      | 764  | 137  | 228      | 529      | 893      | 880       | 981   |
| 2,0 | 1,0             | 12,0 | 25,9  | 32,4   | 53,0   | 63,5     | 79,8 | 20,0 | 32,9     | 45,1     | 69,2     | 98        | 138   |
| 2,0 | 1,5             | 2,4  | 4,3   | 5,3    | 7,0    | 10,2     | 12,3 | 3,0  | 4,3      | 6,2      | 9,0      | 12,4      | 17,5  |
|     | 2,0             | 0,4  | 0,6   | 1,0    | 1,2    | 1,4      | 1,6  | 0,4  | 0,6      | 1,3      | 1,6      | 2,6       | 2,8   |
|     | 0,5             | 140  | 417   | 611    | 746    | 985      | 1312 | 338  | 432      | 771      | 1130     | 1363      | 1585  |
| 2.5 | 1,0             | 21,4 | 35,7  | 63,7   | 74,2   | 109      | 156  | 28,5 | 56,4     | 90,6     | 177      | 169       | 252,4 |
| 2,5 | 1,5             | 3,5  | 7,4   | 12,5   | 17,2   | 21,6     | 19,1 | 4,1  | 10,1     | 16,3     | 24,0     | 34,2      | 32,4  |
|     | 2,0             | 0,8  | 2,0   | 2,4    | 3,4    | 3,3      | 3,1  | 0,8  | 2,1      | 2,6      | 3,5      | 3,0       | 3,2   |

A partir da Figura 9 pode-se concluir que, para uma determinada espessura de camada de distribuição, na medida que se aumentam os espaçamentos entre inclusões, aumenta-se o bulbo de tensões no topo da inclusão rígida o qual atinge o radier. Da mesma forma, para um espaçamento fixo entre inclusões, na medida que se aumenta a espessura da camada de distribuição, diminui-se as tensões que chegam no radier devido ao puncionamento dos topos das inclusões.

Nos modelos com estratigrafia com umidade natural foram aplicadas reduções de volume nos primeiros 3,5 m da camada de solo colapsível visando obter as tensões máximas no radier induzidas pelas cabeças das inclusões. No Quadro 6 são apresentados os resultados obtidos para diferentes espaçamentos entre inclusões (S), espessuras da camada de distribuição ( $H_{CD}$ ) e carregamentos ( $q_0$ ).

Nas Figuras 10, 11 e 12 são apresentadas, para diferentes espessuras de camada de distribuição e carregamentos de 60 kPa e 100 kPa, as tensões máximas que chegam ao radier para o espaçamento de 1,0, 1,5 e 2,0 m entre inclusões, respectivamente. A linha contínua representa os modelos com a estratigrafia em condições de umidade natural, a descontínua com os primeiros 3,5 m de solo

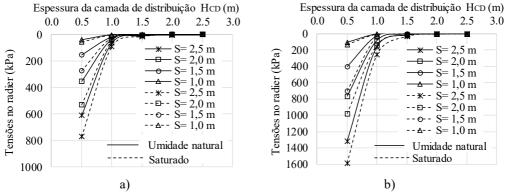


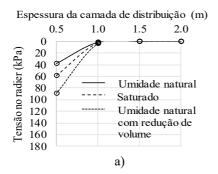
Fig. 9 – Tensões máximas no radier induzidas pela cabeça da inclusão em função dos espaçamentos entre inclusões e espessuras de camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa; b) 120 kPa.

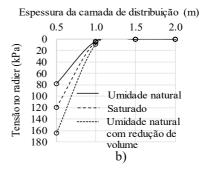
colapsível saturados e os pontos, a condição de umidade natural, porém com redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m. Pode-se concluir, com fundamentos nestas análises, que para espaçamentos de 1,0 m, a espessura da camada de distribuição para que as tensões transmitidas pelas cabeças das inclusões ao radier sejam mínimas é de 1,0 m, para espaçamentos de 1,5 m, a espessura da camada de distribuição é de 1,60 m e para espaçamentos de 2,0 m, é de 2,0 m.

Para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões, espessura de camada de distribuição de 1,0 m e carregamento de 100 kPa (Figura 12b) as tensões induzidas pelas cabeças das inclusões sob o radier é de 63,5 kPa para estratigrafia na condição de umidade natural, porém, quando aplicada uma redução de volume as tensões aumentam para 163,0 kPa, sendo o acréscimo de tensões de 100 kPa (158,7 %). Se aumentada a espessura da camada de distribuição para 1,5 m, as tensões induzidas pelas cabeças das inclusões sob o radier, na estratigrafia com redução de volume, diminui de 163,0 kPa para 35,8 kPa, decrescendo em 127,2 kPa (354,7 %).

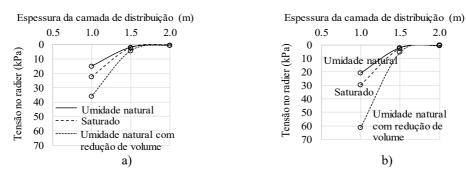
**Quadro 6** – Tensões máximas no radier (kPa) induzidas pelas cabeças das inclusões após aplicada a redução de volume.

| S   | $H_{CD}$ |       |        | q <sub>0</sub> (1 | kPa)   |        |        |
|-----|----------|-------|--------|-------------------|--------|--------|--------|
| (m) | (m)      | 20    | 40     | 60                | 80     | 100    | 120    |
|     | 0,5      | 25,3  | 49,6   | 89,1              | 131,7  | 164,0  | 192,5  |
| 1.0 | 1,0      | 1,1   | 2,2    | 4,1               | 6,7    | 8,3    | 10,7   |
| 1,0 | 1,5      | 0,1   | 0,1    | 0,2               | 0,3    | 0,3    | 0,3    |
|     | 2,0      | 0,0   | 0,0    | 0,0               | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
|     | 0,5      | 129,0 | 169,3  | 354,0             | 526,4  | 675,0  | 857,0  |
| 1.5 | 1,0      | 16,1  | 25,5   | 35,5              | 53,6   | 60,9   | 84,8   |
| 1,5 | 1,5      | 2,1   | 2,7    | 4,2               | 5,2    | 5,6    | 6,2    |
|     | 2,0      | 0,2   | 0,4    | 0,4               | 0,6    | 0,6    | 0,7    |
|     | 0,5      | 269,3 | 524,5  | 727,0             | 891,3  | 1092,0 | 1594,0 |
| 2,0 | 1,0      | 41,3  | 90,0   | 121,0             | 141,0  | 163,0  | 191,9  |
| 2,0 | 1,5      | 9,7   | 13,6   | 21,2              | 29,7   | 35,8   | 43,5   |
|     | 2,0      | 1,7   | 2,6    | 3,8               | 4,5    | 5,0    | 5,6    |
|     | 0,5      | 508,7 | 1069,0 | 1562,0            | 2768,0 | 2945,0 | 3204,0 |
| 2,5 | 1,0      | 111,4 | 194,4  | 244,1             | 270,3  | 318,9  | 338,5  |
|     | 1,5      | 25,3  | 38,2   | 55,1              | 63,6   | 71,8   | 84,1   |
| -   | 2,0      | 5,8   | 6,1    | 7,6               | 8,0    | 10,9   | 13,0   |

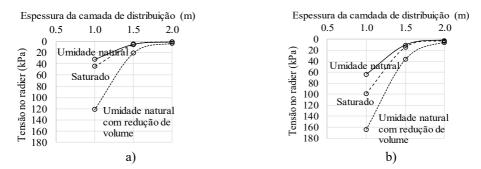




**Fig. 10** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 1,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para cargas as superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.



**Fig. 11** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 1,5 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

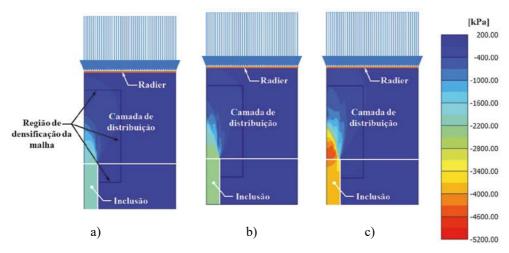


**Fig. 12** – Tensões máximas sob o radier para espaçamentos de 2,0 m entre inclusões e diferentes valores de espessura da camada de distribuição, para as cargas superficiais: a) 60 kPa e b) 100 kPa.

Nas Figuras 13 e 14 são apresentadas as propagações das tensões da cabeça da inclusão ao radier para as diferentes condições de estratigrafia expostas anteriormente e considerando espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carregamento de 60 kPa e espessura de camada de distribuição de 1,0 m (Figura 13) e 1,5 m (Figura 14). Na estratigrafia com umidade natural tem-se o menor bulbo de tensões. Com os primeiros 3,5 m saturados o bulbo de tensões aumenta. Já na condição de umidade

natural e aplicação da redução de volume vertical nos primeiros 3,5 m de solo colapsível, tem-se o maior bulbo de tensões.

O tamanho do bulbo de tensões induzidos pela cabeça da inclusão, para um espaçamento entre inclusões e espessura de camada de distribuição constante, depende das propriedades do solo de fundação (solo entre inclusões), como apresentado nas Figuras 13 e 14. Na medida que aumenta a compressibilidade do solo de fundação, maior carga é transferida para a cabeça das inclusões, fazendo com que o bulbo de tensões seja maior. Na Figura 15 é apresentado o perfil de recalques



**Fig. 13** – Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,0 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.

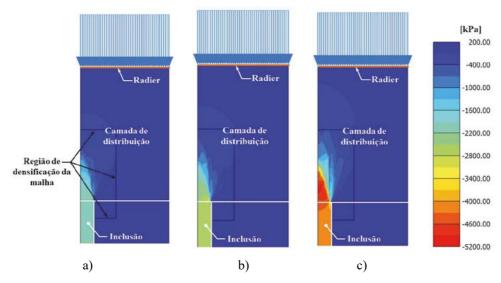
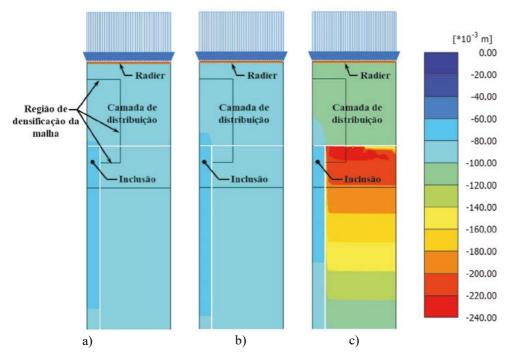


Fig. 14 – Propagação das tensões da cabeça da inclusão ao radier para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,5 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.



**Fig. 15** – Perfis de recalques verticais na parte superior da fundação com inclusões rígidas para uma carga de 60 kPa, espaçamento entre inclusões de 2,0 m e espessura de camada de distribuição de 1,0 m para as condições: a) com umidade natural, b) com saturação de 3,5 m e c) com redução de volume.

verticais na parte superior da fundação com inclusões rígidas com as características apresentadas nos modelos da Figura 13.

Nas Figuras 16 e 17 são apresentadas as distribuições de tensões sob o radier para os modelos com espaçamento de 1,5 m (Figura 16) e 2,0 m (Figura 17) entre inclusões e espessuras de 1,0 m e 1,5 m para a camada de distribuição. Com linhas contínuas são representadas as distribuições de tensões considerando a estratigrafia em condições de umidade natural e com linhas descontínuas os casos com redução de volume nos primeiros 3,5 m de solo colapsível.

A distribuição de tensões possui um máximo na parte do radier que fica acima da inclusão rígida e um mínimo na metade da distância entre as inclusões, conforme apresentado por ASIRI (2011) na Figura 4. Pode ser observado como as tensões sob o radier aumentam quando aplicada uma redução de volume devido a recalques verticais nos primeiros 3,5 m, sendo elas menores para camadas de distribuição com maiores espessuras. Para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e uma carga sobre o radier de 120 kN/m², o aumento das tensões sob o radier devido ao colapso do solo foi de 125,25 kPa (38,60 %) para espessura da camada de distribuição de 1,0 m (Figura 17a) e 29,72 kPa (18,40 %) para espessura da camada de distribuição de 1,5 m (Figura 17b). Observa-se na Figura 17, que ao se aumentar a espessura da camada de distribuição de 1,0 m para 1,5 m ocorre uma redução de 162,88 kPa (50 %) nas tensões sob o radier.

No Quadro 7 são apresentadas as solicitações no radier induzidas pelo topo das inclusões rígidas, para três condições de estratigrafia diferentes, espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carga sobre o radier de 60 kPa e espessura da camada de distribuição de 1,0 m e 1,5 m. Observa-se nos resultados um aumento das solicitações quando diminui a compressibilidade do solo. No caso do momento fletor o valor máximo aumenta 2,51 kNm/m (67,11 %) quando acontece a mudança da estratigrafia

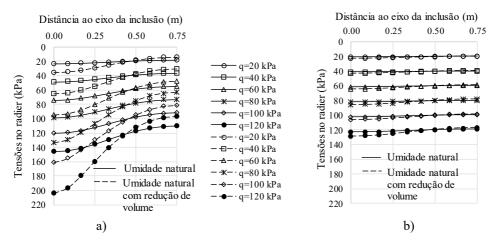


Fig. 16 – Distribuição de tensões verticais sob o radier para espaçamento de 1,5 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.

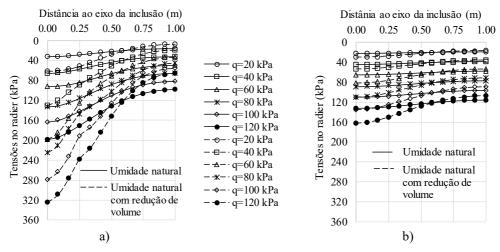


Fig. 17 – Distribuição de tensões verticais sob o radier para espaçamento de 2,0 m entre inclusões e espessura da camada de distribuição de: a) 1,0 m b) 1,5 m.

com umidade natural para a estratigrafia com redução de volume vertical. Para o caso da força axial e cisalhante os acréscimos dos valores máximos foram de 9,44 kN/m (72,12 %) e 8,4 kN/m (64,97 %) respectivamente. Também pode ser observada uma diminuição no valor das solicitações quando aumenta a espessura da camada de distribuição. O valor de momento máximo para a estratigrafia com redução de volume vertical diminui 3,0 kNm/m (80 %) quando a espessura da camada de distribuição aumenta de 1,0 m para 1,5 m, já para o caso da força axial e cisalhante os valores máximos diminuíram 10,65 kN/m (81,36 %) e 10,27 kN/m (79,43 %) respectivamente.

**Quadro** 7 – Solicitações no radier induzidas pelo topo das inclusões rígidas para espaçamento de 2,0 m entre inclusões, carga sobre o radier de 60 kPa e espessura da camada de distribuição de 1,0 m e 1,5 m.

|                         |                 | Tipo de                        | Valor   | Espessura da cam        | ada de distribuição     |
|-------------------------|-----------------|--------------------------------|---------|-------------------------|-------------------------|
|                         |                 | Estratigrafia                  | Máx/Mín | 1,0 m                   | 1,5 m                   |
| m)                      | +               | Umidade natural                | Máximo  | 1,23                    | 0,25                    |
| Momento fletor (kNm/m)  |                 | Omidade natural                | Mínimo  | -0,79                   | -0,17                   |
| etor (                  |                 | Primeiros 3,5 m                | Máximo  | 1,59                    | 0,25                    |
| ito file                | -               | saturados                      | Mínimo  | -1,02                   | -0,17                   |
| omen                    |                 | Redução vertical de volume nos | Máximo  | 3,74                    | 0,73                    |
| Σ                       |                 | primeiros 3,5 m                | Mínimo  | -2,13                   | -0,48                   |
| +                       | Umidade natural | Máximo                         | 3,65    | 0,75                    |                         |
| _                       |                 | Officade flatural              | Mínimo  | -2,14                   | -0,50                   |
| Força axial (kN/m)      |                 | Primeiros 3,5 m<br>saturados   | Máximo  | 5,09                    | 0,85                    |
| Forç<br>(R)             | -               |                                | Mínimo  | -2,92                   | -0,58                   |
|                         |                 | Redução vertical de volume nos | Máximo  | 13,09                   | 2,44                    |
|                         |                 | primeiros 3,5 m                | Mínimo  | -6,44                   | -1,56                   |
| (ii)                    |                 | Umidade natural                | Máximo  | -0,058*10 <sup>-3</sup> | 0,316*10-3              |
| (RN                     |                 | Offindade flatural             | Mínimo  | -4,53                   | -0,90                   |
| ante                    |                 | Primeiros 3,5 m                | Máximo  | -0,074*10 <sup>-3</sup> | -0,014*10 <sup>-3</sup> |
| Força cisalhante (kN/m) |                 | saturados                      | Mínimo  | -5,84                   | -0,94                   |
|                         |                 | Redução vertical de volume nos | Máximo  | -0,148*10 <sup>-3</sup> | 2,161*10-3              |
| 0년                      |                 | primeiros 3,5 m                | Mínimo  | -12,93                  | -2,66                   |

# 6 - CONCLUSÕES

As análises numéricas apresentadas mostraram a influência das características geométricas da fundação com inclusões rígidas (espessura da camada de distribuição e espaçamento entre inclusões), o nível de tensões sobre o radier e as condições de estratigrafia no desenvolvimento de tensões sob radier induzidas pela cabeça da inclusão rígida. Na medida que aumenta a compressibilidade do solo de fundação, maior carga é transferida para a cabeça das inclusões, fazendo com que o bulbo de tensões seja maior e maiores tensões atinjam o radier. Para uma determinada espessura de camada de distribuição, na medida que se aumenta o espaçamento entre inclusões, aumenta-se o bulbo de tensões no topo da inclusão rígida, podendo atingir o radier. Da mesma forma, para um espaçamento fixo entre inclusões, na medida que se aumenta a espessura da camada de distribuição, diminui-se as tensões que chegam no radier devido ao puncionamento do topo da inclusão.

Para um nível de tensões sobre o radier e uma condição de estratigrafia, existe um arranjo geométrico entre a espessura da camada de distribuição e o espaçamento entre inclusões no qual os esforços máximos que chegam ao radier (induzidos pela cabeça da inclusão) são nulos ou muito baixos. A partir da modelagem 2D axissimétrica, podem ser obtidos gráficos de espessura da camada de distribuição vs tensão máxima sob o radier para diferentes espaçamentos entre inclusões, visando obter a espessura da camada de distribuição na qual as tensões máximas sob o radier, provocadas pelos topos das inclusões, são baixas (Figuras 10, 11 e 12), permitindo reduzir a quantidade de reforço estrutural na fundação (sapata ou radier).

Um bom arranjo geométrico entre a espessura da camada de distribuição e o espaçamento entre inclusões deve ser obtido para a pior condição de estratigrafia que poderia acontecer durante a vida útil, levando em conta o aumento das tensões máximas sob o radier advindas dos topos das inclusões rígidas quando acontecem mudanças nas propriedades do solo de fundação, por exemplo, em função do colapso estrutural do solo.

## 7 - AGRADECIMENTOS

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF), pelo apoio financeiro.

# 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2001). NBR 6484 Solo Sondagens de simples reconhecimento com SPT Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17 p.
- ABNT (2014). NBR 6118 *Projeto de estruturas de concreto Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 256 p.
- ABNT (2015). NBR 8953 Concreto para fins estruturais Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- Almeida, M.S.S.; Magnani, H.O.; Dias, D.; Deotti, L.O.G. (2011). Behaviour of three test embankments taken to failure on soft clay. Soils and Rocks, 34:389–404.
- Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Geotechnique, 40(3): 405–430.
- ASIRI (2011). Recommendations for design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. ASIRI National Project. Institute for Applied Research and Experimentation in Civil Engineering (IREX), Presses des Ponts, France, 317 p.
- Bohn, C. (2015). Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations. PhD thesis, Université Paris-Est, Paris, 319 p. NNT: 2015PESC1096
- Briançon, L.; Dias, D.; Simon C. (2015). *Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions reinforced industrial building*. Can. Geotech. J., 52:1–13, DOI: 10.1139/cgj-2014-0262.
- Brinkgreve, R.B.J.; Engin E.; Swolfs W.M. (2014). Plaxis 2D Anniversary Edition, Plaxis bv.
- Brinkgreve, R.B.J.; Kamarswamy S.; Swolfs W.M. (2015). Plaxis 3D Anniversary Edition, Plaxis by.
- British Standards (2010). *Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills* BS 8006-1, British Standards Institution, London, UK, 249 p.

- Camapum de Carvalho, J.; Martins, É.S.; Cardoso, F.B.F. (2002). *A influência da mineralogia na evolução micromorfológica do colapso em saprólito e latossolo*. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. Embrapa Cerrados, Brasília, n.67.
- Camapum de Carvalho, J.; Cordão Neto, M.; Andrade de Aguiar, L. (2009). Livro comemorativo dos vinte anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Editorial FT, Brasília, DF, 470 p.
- Cardoso, F.B.F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- Cardoso, F.B.F. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Chatte, R.; Lauzon, M. (2011). Embankment Construction Using Controlled Modulus Columns for Nouvelle Autoroute 30 Project in Beauharnois (Qc). 14<sup>th</sup> Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Ontario, Canada.
- Chevalier, B. (2008). Études expérimentale et numérique des transfert de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcement des sols par inclusions rigides. Thése de Docteur, Ecole doctorale Mécanique et Energétique, Université Joseph-Fourier Grenoble I, 203 p.
- Cintra, J.C.A (2004). Aplicações da mecânica dos solos não saturados Fundações em solos colapsíveis. 5° Simpósio Brasileiro de Solos Não-Saturados, São Carlos, SP: 1-19.
- Coelho, R.S. (2013). Relatório das sondagens executadas na área destinada à construção da obra Casa do Professor. FUNDEX, Infrasolo, Brasília, DF, 11 p.
- Combarieu, O. (1988). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres. Rev. Franç. Géotech., 44: 57–79.
- Combarieu, O. (1990). Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. Rev. Franç. Géotech., 53: 33–44.
- Cruz, P.T. (1987). Solos residuais: algumas hipóteses de formulações teóricas de comportamento. Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, ABMS-UNB, Brasília, DF, pp. 79-111.
- Echeverría, S.P. (2006). *Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado*. Master Degree Dissertation, Civil Engineering and Environmental Department, University of Brasília, Brasília, 136 p.
- Erol, O.A.; El-Ruwaih, I.A. (1982). *Collapse behaviour of desert loess*. International Proceedings of the 3th International Conference of Expansive Soils, Haifa, 196-200.
- Fonseca, E.C.; Palmeira, E.M. (2018). An evaluation of the accuracy of design methods for geosynthetic reinforced piled embankments. Can. Geotech. J., 56(6):761-773, DOI: 10.1139/cgj-2018-0071
- Futai, M.M. (1997). Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis. Dissertação de Mestrado em Ciências da Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de janeiro, RJ, 254 p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

- Hor, B.; Myung-Jun Song; Min-Hyung Jung; Young-Hun Song; Yung-Ho Park (2015). *A 3D FEM analysis on the performance of disconnected piled raft foundation*. 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Fukuoka, Kyushu, Japan.
- Habib, H. A. A.; Brugman, M. H. A.; Uijting, B. G. J. (2002). Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles. 7th ICG, Nice, pp. 369-372.
- Jardim, N.A. (1998). *Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- Jenck, O.; Dias, D.; Kastner, R. (2005). Soft ground improvement by vertical rigid piles Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. Soils and Foundations, Vol 45, No 6, 15-30.
- Jenck, O.; Dias, D.; Kastner, R. (2006). Numerical modeling of an embankment on soft ground improved by vertical rigid piles. Proceedings of the Fourth International Conference on Soft Soil Engineering, Vancouver, Canada.
- Jennings, J.E.; Knigth, K. (1957). The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sand subsoils on wetting. Proc. of the 4th ISSMFE, 1: 316-319.
- Jennings, J.E.; Knight, K. (1975). A guide to construction on or with material exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. International Proceedings of the 6th Regional Conference of Africa on SMFE, pp. 99–105.
- López, R.; Shao, L.; Lam Po, I.; Gularte, F. (1999). Composite ground reinforcement foundation system for large capacity grain domes under static and seismic loads. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguazu, Brasil: 1–16.
- Maswoswe, J. (1985). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. PhD thesis, Imperial College, London.
- Mota, N.M.B. (2003). Ensaios avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 335 p.
- Okyay, U.S.; Briançon, L. (2012). *Monitoring and numerical investigations of rigid inclusion reinforced concrete water tanks*. 3<sup>rd</sup> International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus.
- Okyay, U.S.; Dias, D. (2010). Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. Engineering Geology 114, 34–44.
- Otálvaro, I.F. (2013). *Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Paniagua, W.I. (2013). *Inclusiones rígidas*. 1er Congreso Internacional de Fundaciones Profundas, CFPB, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia.
- Pecker, A. (2004). Le pont de Rion Antirion en Grèce, le défi sismique. 550 conférence, Prononcée à l'Université de Tous les saviors.
- Perez, E.N.P. (1997). O uso da teoria da elasticidade na determinação do Modulo de Young de solo adjacente a estacas carregadas verticalmente na argila porosa de Brasília. Dissertação de

- Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146p.
- Pérez, R.F. (2017). *Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156 p.
- Quigley, P.; O'Malley, J.; Rodgers, M. (2003). *Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon*, Ireland. Proc of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice. Noordwijkerhout, pp. 619–624.
- Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum de Carvalho, J. (2019.a). *Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília*. Soils and Rocks, 42(1):61-74, DOI: 10.28927/SR.421061
- Rebolledo, J.F.; León, R.F.; Camapum de Carvalho, J. (2019.b). *Performance evaluation of rigid inclusions foundations in the reduction of settlements*. Soils and Rocks, 42(3):265-279, DOI: 10.28927/SR423265
- Rizal, M.; Yee, K. (2018). *Bridge Approach Embankments on Rigid Inclusions*. International Conference on Geotechnics, Yogyakarta, Indonesia.
- Rodríguez, J.F. (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 154 p.
- Rodríguez, J.F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México. Tesis de Doctorado en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, DF, 244 p.
- Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (1999). Uso de inclusiones para el control de asentamientos debido a abatimientos preziométricos. XI Congreso Panamericano de Mecánica Suelos e Ingeniería Geotécnica, Brazil.
- Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (2002). Aplicación del método de los elementos finitos al diseño de cimentaciones piloteadas. Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas, : 1–11.
- Rodríguez, J.F.; Auvinet, G. (2006). *Rigid inclusions in Mexico City soft soils*. Proc. Int. Symp. Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, Mexico City, v. 1, pp. 197-206.
- Rodríguez, J.F.; Auvinent G.; Martínez H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. DYNA, 82(192): 211-220, DOI: http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v82n192.47752
- Sales, M.M. (2000). *Análise do comportamento de sapatas estaqueadas*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229 p.
- Sales, M.M.; Vilar O.M.; Mascarenha, M.M.A.; Silva, C.M.; Pereira, J.H.F; Camapum de Carvalho, J. (2015). Fundações em solos não saturados. Solos não saturados no contexto geotécnico, Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G., Machado, S., Mascarenha, M.M. & Filho, F. (eds.), ABMS, São Paulo, SP, pp. 651-685.
- Santoyo, E.; Ovando, E. (2006). *Geotechnical considerations for hardening the subsoil in Mexico City's Metropolitan Cathedral*. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, México, DF, : 171-178.

- Schanz, T.; Vermeer, A.; Bonnier, P. (1999). *The hardening soil model: formulation and verification*. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years Plaxis, Amsterdam, Netherlands, 281 p.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H.M; Juran, I. (1984). *Le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique, 624 29:7-32, DOI: 10.1051/geotech/1984029007
- Simon, B.; Scholsser, F. (2006). *Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France*. International Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Ciudad de México, Mexico, DF: 3–23.
- Varaksin, S.; Meltz, A. e Yee, K. (2011). Application of consolidation acceletarion combined with rigid inclusions (CMC) for a shipyard foundation on deep very soft clay. Proceeding of the 5<sup>th</sup> International Conference on Geotechnical and Hiwgway Engineering Practical Applications, Challenges and Opportunities, 183-190.
- Wood, H.J. (2003). *The design and constructions of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass*. Proc. of Foundations: Innovations, Design and Practice, Dundee. pp. 941-950.
- Zanziger, H.; Gartung, E. (2002). *Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles*. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, pp. 381-386.

# AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS EM SOLOS NÃO SATURADOS

Evaluation of bearing capacity methods for shallow foundations in unsaturated soils

Marcela M. da R. Almeida<sup>a</sup>, Francisco C. da S. Filho<sup>a</sup>, Elis Ferreira Lopes<sup>a</sup>, Alfran Sampaio Moura<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

RESUMO – O presente artigo apresenta uma análise experimental e numérica do comportamento de um solo não saturado no que diz respeito à capacidade de carga de fundações superficiais. Para isso, apresentam-se inicialmente os resultados de duas provas de carga diretas executadas em uma placa de 30cm de diâmetro no Campo Experimental de Fundações da Universidade Federal do Ceará, com o solo em duas diferentes condições, uma com perfil de umidade natural e outro com pré-inundação. Foram coletadas amostras do solo em cada um dos ensaios, sendo o solo posteriormente caracterizado. As sucções do solo nas duas situações foram estimadas através da curva de retenção de água. Na sequência, apresentam-se vários perfis de sucção para o solo de acordo com a metodologia proposta por Lu e Likos (2004) e em seguida foram aplicadas as propostas de Oloo *et al.* (1997), Vanapalli e Mohamed (2007), Briaud (2013), Vahedifard e Robinson (2016) e Tang *et al.* (2017) para a determinação da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados. Os valores obtidos na aplicação desses métodos mostraram valores de capacidade de carga bastante coerentes com a carga última determinada através da extrapolação da curva tensão versus recalque da prova de carga direta não saturada.

ABSTRACT – This paper presents an experimental and numerical analysis of the behavior of an unsaturated soil with respect to the bearing capacity of shallow foundations. For this, the results of two plate load tests on a 30 cm diameter plate in the Experimental Field of Foundations of the Federal University of Ceará, with soil in two different conditions, one with a natural moisture profile and the other with pre-flood are presented. Soil samples were collected in each of the trials, and the soil was later characterized. The soil suction in both situations were estimated through the soil-water characteristic curve. Several soil suction profiles are presented in accordance with the methodology proposed by Lu and Likos (2004), followed by the proposals of Oloo *et al.* (1997), Vanapalli and Mohamed (2007), Briaud (2013), Vahedifard and Robinson (2016) and Tang *et al.* (2017) for the determination of bearing capacity of shallow foundations in unsaturated soils. The values obtained in the application of these methods showed values of bearing capacity quite coherent with the values determined by the extrapolation of the curve from the unsaturated plate load test.

Palavras Chave - Solo não saturado, capacidade de carga, fundação direta.

**Keywords** – Unsaturated soil, bearing capacity, shallow foundations.

E-mails: marcelamra@hotmail.com (M. Almeida), fchagasfilho@gmail.com (F. Filho), f.lopes@hotmail.com (E. Lopes), alfransampaio@gmail.com (A. Moura)

# 1 - INTRODUÇÃO

A capacidade de carga de fundações diretas pode ser teoricamente estimada utilizando as equações clássicas (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Hansen, 1970; Vesic, 1973). Porém, mais recentemente tem havido um crescente interesse em compreender melhor o comportamento do solo na condição não saturada, em especial no que diz respeito à capacidade de carga, já que uma grande parcela de um perfil de solo pode se encontrar não saturado, especialmente em regiões áridas e semiáridas.

Trabalhos como os de Oloo *et al.* (1997), Vanapalli e Mohamed (2007), Vo e Russell (2016), Vahedifard e Robinson (2016), Tristá *et al.* (2017), Tang *et al.* (2017), Zhang *et al.* (2019), Garakani *et al.* (2019) testaram e propuseram métodos de estimativa de capacidade de carga em solos não saturados.

Nesses casos, a capacidade de carga pode ser significantemente aumentada em comparação com a condição totalmente saturada devido à sucção desenvolvida nesse solo, o que foi comprovado em diversos estudos numéricos e experimentais (Costa *et al.*, 2003; Oh e Vanapalli, 2011; Vanapalli e Mohamed, 2013). Porém, a mecânica dos solos clássica determina a ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb, e deste modo não é feita uma medida direta do efeito da sucção, apresentado em uma envoltória curva, como em uma análise dos solos não saturados. Já as formulações propostas por Vanapalli e Mohamed (2007), Vahedifard e Robinson (2016) e Tang *et al.* (2017), por exemplo, foram concebidas especialmente para solos não saturados, onde a sucção é considerada como uma parcela relevante da resistência ao cisalhamento do solo.

A sucção matricial contribui na resistência ao cisalhamento de solos não saturados, que, consequentemente aumenta a capacidade de carga de uma fundação assente em solo não-saturado. A influência da sucção na capacidade de carga vai depender de diversos fatores, como o tipo de solo, as diferentes condições de fluxo, como infiltração, evaporação, condição hidrostática, entre outros fatores (Lu e Likos, 2004).

Análises que tenham sido feitas com base em uma investigação geotécnica ou provas de cargas realizadas no momento em que o solo se encontrava com baixa umidade podem vir a ser contra a segurança, já que o comportamento desse solo pode ser muito diferente em situações em que ocorre grande aumento de umidade. Nesse caso a capacidade de carga da fundação seria inferior ao valor originalmente proposto e uma possível diminuição na rigidez e resistência, por aumento de umidade, deve influenciar nas estimativas de recalques e da tensão de ruptura da fundação. Além disso, vale salientar que em perfis de solos que nunca venham a ficar saturados, pode ser muito interessante verificar a possibilidade de considerar esse estado mais realista no projeto de fundações.

Se um solo que tem assente uma fundação não ficar completamente saturado durante a situação em serviço, é possível incorporar o efeito da sucção para atingir um dimensionamento mais econômico, baseado na análise mais realista da capacidade de carga, usando inclusive dados de uma prova de carga.

É importante também, analisar corretamente as provas de carga em solos não saturados, para que seja possível fazer até mesmo uma retroanálise dos parâmetros de resistência e capacidade de carga, (Costa *et al.*, 2003). Uma interpretação errônea de uma prova de carga pode levar a superestimar a rigidez e a capacidade de carga de um solo, se não for conhecida a história desse solo, principalmente no que diz respeito às condições de variação do nível freático.

O artigo apresenta, portanto, um estudo experimental de campo e numérico, analisando-se o comportamento de um solo não saturado no que diz respeito a aplicação de diferentes metodologias de cálculo de capacidade de carga para solos não saturados. Além disse, é realizada a validação dessas metodologias através de resultados de ensaio de placa realizados em solo em condição natural e após processo de saturação.

# 2 – CARACTERIZAÇÃO E ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

O solo foi coletado do Campo Experimental de Fundações ou de Geotecnia, localizado na Universidade Federal do Ceará, como mostra a Figura 1.

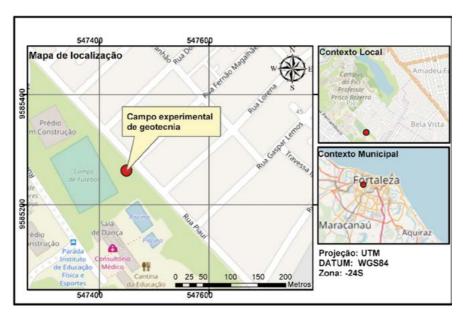


Fig.1 – Localização do campo experimental.

Após a coleta, foi caracterizado através de ensaios de granulometria (peneiramento e sedimentação), de cisalhamento direto e de densidade. O ensaio de cisalhamento direto foi realizado segundo recomendado pela ASTM D 3080 (2011), com amostra indeformada. As tensões normais utilizadas para realização do ensaio foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O corpo de prova foi moldado em molde de aço, e transferido para a caixa de cisalhamento. Feito isso, a caixa de cisalhamento é posicionada na prensa, onde foi executado o ensaio. Na sequência foi feito o adensamento e para isso, foi realizado o procedimento de saturação do corpo de prova. Foi adicionada água na caixa para saturar o corpo de prova e, a seguir, foi colocado o pendural com a carga correspondente a tensão normal apropriada. O tempo de adensamento e de saturação adotado foi de 4 horas, tendo em vista que o solo tem rápida saturação, já que se trata de uma areia. Após o adensamento, foram ajustados os extensômetros vertical e horizontal e o anel do dinamômetro para a realização o cisalhamento da amostra. O ensaio foi feito de forma lenta. Em seguida ao cisalhamento, a amostra foi retirada da caixa, pesada numa balança de precisão de 0,01 g, colocada na estufa por 24 horas para secar e novamente pesada, a fim de obter a umidade do corpo de prova.

No Quadro 1 são apresentados os parâmetros obtidos nesses ensaios de caracterização e resistência. Na Figura 2 é apresentada a curva granulométrica do solo estudado. O solo é areno siltoso e apresentou ângulo de atrito de 29° e coesão de 7 kPa obtidos através dos resultados do ensaio de cisalhamento direto. Além disto, foram determinados ainda os parâmetros de umidade gravimétrica (w) e volumétrica (θ), pesos específicos, índice de vazios e grau de saturação, para o solo em condição natural e após processo de inundação. O solo, mesmo com um pequeno percentual de finos, mostrou-se não plástico.

As amostras foram retiradas do campo antes da realização das provas de carga em placa, ao lado do local de realização dos ensaios, com o cuidado de, no caso do ensaio inundado, obter-se uma

amostra sujeita ao mesmo processo de inundação. As amostras foram retiradas a uma profundidade de 0,20 m, mesma profundidade da realização dos ensaios.

| Parâmetro            | Inundado | Natural |
|----------------------|----------|---------|
| Classificação        | SM       | SM      |
| w (%)                | 20,05    | 6,38    |
| θ (%)                | 32,68    | 10,4    |
| $\gamma_d (kN/m^3)$  | 15,98    | 15,98   |
| Ângulo de atrito (°) | 29       | 29      |
| Coesão (kPa)         | 7        | 7       |
| $\gamma_s (kN/m^3)$  | 25,41    | 25,41   |
| e                    | 0,59     | 0,59    |
| S (%)                | 88,02    | 28,01   |
| $\gamma (kN/m^3)$    | 19,19    | 17,00   |

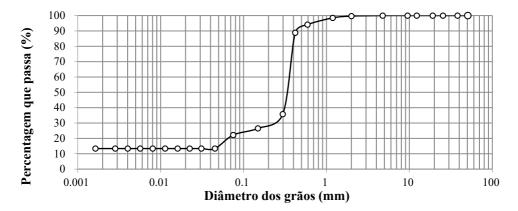


Fig. 2 – Curva granulométrica.

| PROF.        | GOLE | GOLPES P/15 cm |     |      | GOLPE          | GOLPES P/30 cm |         | PROF.       |  |
|--------------|------|----------------|-----|------|----------------|----------------|---------|-------------|--|
| DE<br>ATÉ    | 1ª   | 2ª             | 3ª  | Nspt | 2 <sup>1</sup> | + 3            | a<br>30 | (m)<br>0.00 | DESCRIÇÃO  |
| 0.20<br>0.65 | 4    | 8              | 7   | 15   | Ĭ              |                |         |             | Areia fina siltosa, cor cinza,<br>medianamente compacta.         |
| 1.00<br>1.45 | 5    | 5              | 7   | 12   | *              |                |         |             | Silte arenoso, cor amarelo,                                      |
| 2.00<br>2.45 | 6    | 8              | 7   | 15   | *              |                |         |             | medianamente compacto.   |
| 3.00<br>3.45 | 7    | 9              | 9   | 18   | )              | ĸ              |         | _           | Silte arenoso, cor amarelo com                                   |
| 4.00<br>4.45 | 7    | 9              | 9   | 18   |                | k              |         | _           | pigmentação vermelha, pouco<br>compacta a medianamente compacto. |
| 5.00<br>5.45 | 2    | 3              | 2.7 | 5.7  | 1              |                |         | _           | 6.00   |
| 6.00<br>6.45 | 1    | 1.9            | 1.5 | 3.4  | *              |                |         | _           | Silte arenoso, cor variegado, fofo.                              |
| 7.00<br>7.45 | 1.9  | 1.8            | 1.7 | 3.5  | *              |                |         | N.A=7.35m   | 7.51   |

Fig. 3 – Sondagem à percussão Campo Experimental de Fundações da UFC.

Além dos ensaios de laboratório, o solo também foi caracterizado através de sondagem à percussão, conforme Figura 3. Pela sondagem, o terreno é areno siltoso até 1,40 m e medianamente compacto. Na camada posterior, entre 1,40 m e 7,45 m, o solo foi classificado como silte arenoso, variando sua compacidade de medianamente compacto a fofo. O nível da água foi obtido com 7,35 m. Apesar do N<sub>STP</sub> não aumentar com a profundidade, é preciso considerar que o ensaio é limitado a 8 m de profundidade, pois o objetivo é somente identificar a posição do nível d'água. Logo, apesar do solo ser poroso, não houve uma variação significativa na sucção para classificá-lo como colapsível.

# 3 – PROVA DE CARGA EM PLACA

Os ensaios de placa realizados foram do tipo estáticos, em duas situações, um com o solo natural (não saturado) e outro com o solo pré-inundado. A Figura 4 apresenta um perfil geotécnico, feito a partir da sondagem, onde é indicada a profundidade que a prova de carga em placa foi realizada, bem como o diâmetro da placa e a tensão máxima aplicada.

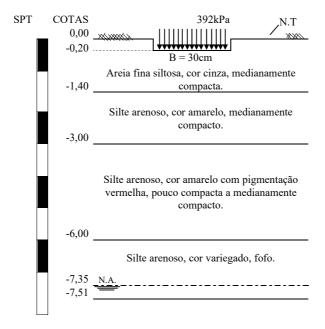


Fig. 4 – Perfil geotécnico.

O sistema de reação utilizado nos ensaios foi um trator de aproximadamente 6 toneladas. Os carregamentos foram aplicados de forma rápida, no total de 10 estágios de carregamento e 4 estágios de descarregamento, conforme Quadro 2. O intervalo entre cada estágio de carregamento foi de 15 minutos. As leituras de deslocamentos verticais da placa foram feitas através de dois extensômetros de sensibilidade de 0,001 mm, nos instantes de tempo 0, 1, 2, e 5 minutos para todos os estágios, exceto para o último estágio de carregamento, onde as leituras foram realizadas nos tempos 0, 1, 2, 5, 8, 15, 30 e 60 minutos. Ao final do ensaio, foram coletadas 3 amostras de solo para a obtenção da umidade. A definição dos intervalos de tempo usados foi feita em função de outros estudos realizados nesse campo experimental.

A Figura 5 mostra a deformação da placa antes e após a realização do ensaio. É possível observar que os deslocamentos não foram tão acentuados. A Figura 6 mostra o canal de inundação executado em torno da placa, por onde o solo foi umedecido gradualmente durante uma hora, e que foi preenchido antes da realização do ensaio. A Figura 7 apresenta os deslocamentos do solo inundado

Quadro 2 – Estágios de carga.

| Estágio | Tensão (kPa) |
|---------|--------------|
| 1       | 52           |
| 2       | 103          |
| 3       | 124          |
| 4       | 165          |
| 5       | 206          |
| 6       | 248          |
| 7       | 289          |
| 8       | 330          |
| 9       | 371          |
| 10      | 392          |
| 11      | 309          |
| 12      | 206          |
| 13      | 103          |
| 14      | 0            |

após a realização do ensaio. É possível observar um deslocamento bem mais acentuado, onde a placa ficou embutida na superfície do terreno. Já as Figuras 8 e 9 apresentam as curvas tensão versus recalque construídas com os resultados dos ensaios, para o solo natural e para o solo inundado, respectivamente.

O recalque máximo para o ensaio no solo natural foi de 8,2 mm e para o solo inundado foi de 26,3 mm. No descarregamento, o recalque residual foi de 7,2 mm para o solo natural e de 16,6 mm para o solo inundado. Apesar de apresentar diferentes deformações no solo natural e inundado, o solo é predominantemente arenoso e a deformação é pequena, não sendo significativa o bastante para considerar o solo colapsível.

Através da extrapolação das curvas tensão x recalque, apresentadas nas Figuras 8 e 9 pelo método de Van der Veen (1953), foram obtidas as capacidades de carga últimas nos valores de 480 kPa e 450 kPa para o solo natural e para o solo umedecido, respectivamente, conforme apresentado nas Figuras 10 e 11.





Fig. 5 – Deformação da placa a) antes e b) após realização do ensaio – solo natural.



Fig. 6 – Canal de inundação em torno da placa.

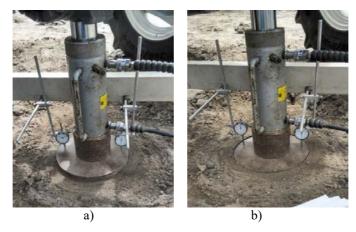


Fig. 7 – Deslocamento vertical da placa a) antes e b) após realização do ensaio – solo inundado.

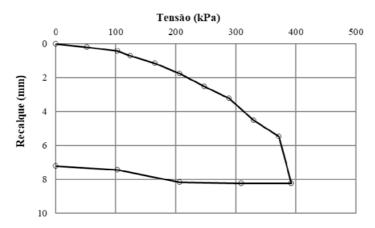


Fig. 8 – Curva tensão x recalque – Solo natural.

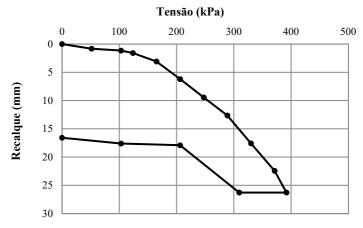


Fig. 9 – Curva tensão x recalque – Solo inundado.

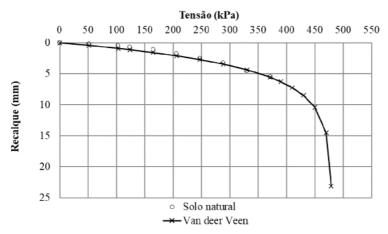


Fig. 10 – Extrapolação da curva tensão x recalque pelo método de Van der Veen para o solo natural.

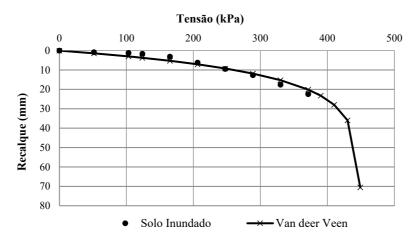


Fig. 11 – Extrapolação da curva tensão x recalque pelo método de Van der Veen para o solo inundado.

94

### 4 – ENSAIO DO PAPEL FILTRO

Foi realizado ainda, o ensaio do papel filtro para a obtenção da curva de retenção de água. Com os pontos obtidos experimentalmente, foi feito um ajuste pelo modelo de Van Genutchen (1980). A curva ajustada é mostrada na Figura 12. A sucção de entrada de ar é 5,5 kPa, a sucção para a umidade natural do solo é de 4 kPa, e para a umidade após a inundação é de 9 kPa.

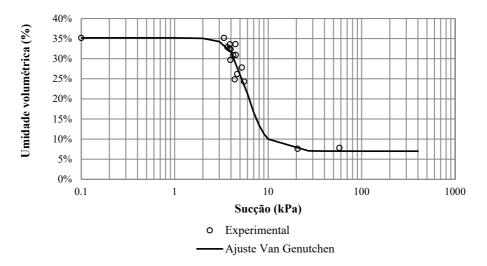


Fig. 12 – Curva de retenção.

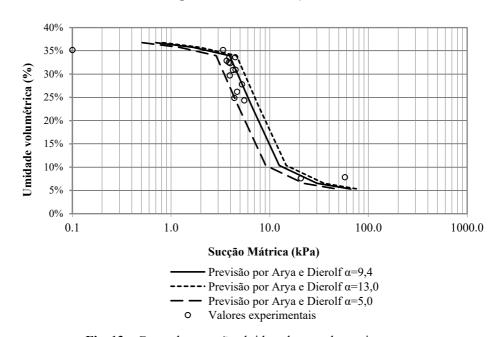


Fig. 13 – Curva de retenção obtida pela granulometria.

Para confirmar a curva de retenção obtida através do ensaio do papel filtro, foi aplicada a metodologia proposta Arya e Dierolf (1989) que faz a previsão da curva de retenção através dos

dados da granulometria do solo. O modelo se limita ao caso de materiais granulares pouco ativos e com certa uniformidade mineralógica, mas sua análise permite o entendimento da curva de retenção. Gitirana *et al.* (2005) verificaram ser possível prever o formato aproximado das curvas de retenção. As curvas obtidas são apresentadas na Figura 13, em função do parâmetro α, que representa o comprimento de poro efetivo de cada fração. Observa-se uma boa aproximação entre a curva obtida por Arya e Dierolf (1989) e pela curva de retenção.

# 5 – PERFIS DE SUCÇÃO

Para a utilização de algumas equações de previsão de capacidade de carga em solos não saturados, é necessário conhecer a variação da sucção ao longo do perfil do solo. A previsão matemática dos perfis de sucção mátrica pode ser estabelecida resolvendo as equações que governam o fluxo com condições iniciais e de contorno apropriadas. Para o perfil de fluxo estável, a lei de Darcy pode ser aplicada para descrever o fluxo vertical não saturado. Segundo Lu e Likos (2004), a relação entre a sucção mátrica, a profundidade e a taxa de fluxo é dada por:

$$\alpha(u_a - u_w) = -\ln\left[\left(1 + \frac{q}{k_s}\right)e^{-\alpha\gamma_w z} - \frac{q}{k_s}\right] \tag{1}$$

onde  $\alpha$  é um parâmetro definido como o inverso da tensão de entrada de ar;  $(u_a-u_w)$  é a sucção mátrica; q é a velocidade do fluxo de água;  $k_s$  é a condutividade hidráulica saturada;  $\gamma_w$  é o peso específico da água; z é a profundidade do nível da água.

Lu e Likos (2004) apresentaram intervalos dos parâmetros n e  $\alpha$  para depósitos homogêneos de areia, silte e argila, como listado no Quadro 3. Esses parâmetros são função da curva de retenção do solo e da condutividade hidráulica, o grau de saturação residual  $S_r$  e a condutividade hidráulica saturada  $k_s$ . O parâmetro n é um valor adimensional relacionado com a distribuição da amplitude dos poros do solo, e é necessário em muitos modelos em função da curva de retenção e da condutividade hidráulica.

Quadro 3 – Parâmetros hidrológicos representativos para areia, silte e argila.

| Tipo de solo | n (adimensional) | α (kPa <sup>-1</sup> ) | S <sub>r</sub> (%) | k <sub>s</sub> (m/s)                 |
|--------------|------------------|------------------------|--------------------|--------------------------------------|
| Areia        | 4 - 8,5          | 0,1 - 0,5              | 5 - 10             | 10 <sup>-2</sup> - 10 <sup>-5</sup>  |
| Silte        | 2 - 4            | 0,01 - 0,1             | 8 - 15             | 10 <sup>-6</sup> - 10 <sup>-9</sup>  |
| Argila       | 1,1 - 2,5        | 0,001 - 0,01           | 10 - 20            | 10 <sup>-8</sup> - 10 <sup>-13</sup> |

Intervalos de taxas de infiltração e evaporação estáveis comumente encontradas no campo sob condições naturais estão listadas no Quadro 4. Taxas de fluxo maiores que zero correspondem a um fluxo ascendente (evaporação) e taxas de fluxo menores que zero correspondem a um fluxo descendente (infiltração).

Quadro 4 – Intervalos de taxas de infiltração e evaporação para diferentes direções de fluxo.

| Direção do fluxo         | q (m/s)      | q (mm/dia) | q (m/ano) |
|--------------------------|--------------|------------|-----------|
| Infiltração              | -3,14 . 10-8 | -2,73      | -1        |
| Hidrostático (sem fluxo) | 0            | 0          | 0         |
| Evaporação               | 1,15 . 10-8  | 1          | 0,365     |

Segundo Lu e Likos (2004), a avaliação do conteúdo de água em uma camada não saturada de solo requer uma ligação com o perfil de sucção utilizando a curva de retenção. Os valores de pressão de entrada de ar e grau de saturação residual são utilizados em modelos matemáticos para descrever

a curva de retenção. Para o modelo analisado, considerando o modelo de Van Genuchten (1980), pode ser reescrita uma equação em termos do grau de saturação efetivo ( $S_e$ ) e da sucção mátrica. Com o grau de saturação efetivo, o interesse é conhecer a quantidade de água relativamente livre armazenada no solo, então desconta-se a saturação residual ( $S_r$ ). Segundo Vanapalli e Fredlund (2000), o coeficiente de tensão efetiva ( $\chi$ ) pode ser dado por:

$$S_e = \chi = \frac{S - S_r}{1 - S_r} = \left\{ \frac{1}{1 + [\alpha(u_a - u_w)]^n} \right\}^{1 - 1/n}$$
 (2)

onde α e n são parâmetros de ajuste do modelo.

Fisicamente, a magnitude de  $\chi$  reflete o percentual de sucção mátrica em um determinado grau de saturação que contribui para a tensão de sucção. A tensão de sucção dada por  $\chi(u_a - u_w)$  representa a parcela de sucção mátrica que contribui diretamente para a tensão efetiva em um solo, e pode ser obtida combinando as Equações 1 e 2, e é função apenas dos parâmetros  $\alpha$ , n e  $k_s$ .

Para a previsão dos perfis de sucção utilizados, foi considerado o nível da água variando entre 10 m e 5 m da superfície do terreno, pois conforme a sondagem à percussão, o nível freático estava a 7,35 m quando o ensaio foi realizado, então procurou-se variar o nível em torno dessa profundidade, simulando uma condição de oscilação sazonal. Como a caracterização mais detalhada do solo foi realizada apenas para a camada superfícial de areia siltosa, que é a camada de interesse, pois é onde se localiza o bulbo de tensão para fundação superfícial, foi considerado na pesquisa apresentada neste artigo um perfil de solo homogêneo.

Para o coeficiente de permeabilidade, adotou-se o valor de 10<sup>-5</sup> m/s. Pinto (2006) apresenta que para uma areia fina a permeabilidade possui essa ordem de grandeza. Para construção dos perfis, utilizou-se a metodologia proposta por Lu e Likos (2004) e os dados da curva de retenção ajustada pelo modelo de Van Genuchten. As Figuras 14, 15 e 16 apresentam, respectivamente, os perfis de sucção, perfis de saturação e perfis de tensão de sucção, para diferentes condições de fluxo, de acordo com os valores limites de taxas de infiltração e evaporação apresentados na Tabela 3, para o nível d'água (NA) a 10 m da superfície do terreno. As Figuras 17, 18 e 19 apresentam os mesmos perfis para o NA a 5 m da superfície.

É possível observar nos perfis de sucção das Figuras 14 e 17 que as diferentes taxas de fluxo só têm influência na sucção mátrica a aproximadamente 2 m acima do NA. A sucção na superfície para o nível da água a 10 m apresenta grande variação (aproximadamente 68 kPa) para a condição de infiltração em relação à condição hidrostática. Para o nível d'água a 5 m a variação é de aproximadamente 18 kPa. A evaporação praticamente não influenciou o perfil de sucção, devido ao baixo valor de entrada de ar que o solo apresenta. A partir de aproximadamente 4 m acima do NA a sucção mátrica na evaporação é praticamente a mesma que da condição hidrostática, isto é, não há ganho considerável de sucção na evaporação.

É possível observar ainda nos perfis de sucção que, durante o processo de infiltração, o solo perde sucção consideravelmente, a aproximadamente 4 m do nível d'água, e se mantém constante até a superficie. Nas Figuras 15 e 18, observa-se que o grau de saturação efetiva, que como mostrado é igual ao coeficiente de tensão efetiva, é insensível às taxas de fluxo e reduz rapidamente acima do nível d'água, atingindo o valor de 0 a aproximadamente 2 m.

Nas Figuras 16 e 19, observa-se que a parcela de sucção mátrica que contribui para a tensão de sucção é pequena, conforme o previsto por Lu e Likos (2004) para solos arenosos. Conforme observado, existe uma considerável variação da sucção mátrica, o que é dificilmente observado no perfil de tensão de sucção. Tal fato pode ser observado nas provas de carga, onde mesmo com a presença de sucção no solo com menos umidade, não houve uma grande diferença na capacidade de carga em relação ao solo úmido.

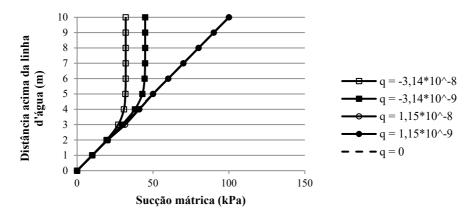


Fig. 14 – Perfil de sucção – N.A. 10 m.

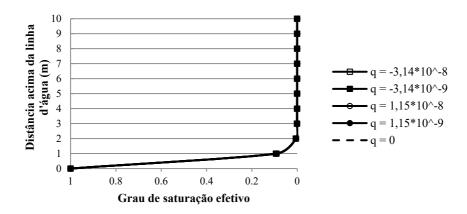


Fig. 15 – Perfil de saturação – N.A. 10 m.

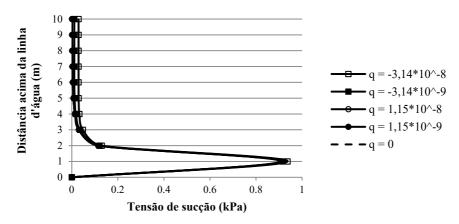


Fig. 16 – Perfil de tensão de sucção – N.A. 10m.

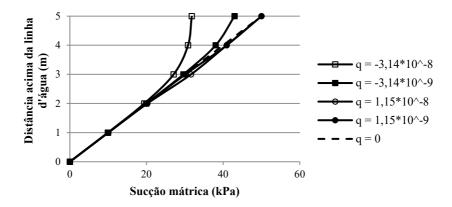


Fig. 17 – Perfil de sucção – N.A. 5 m.

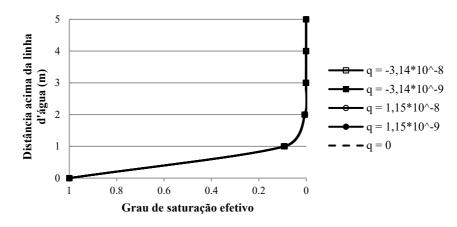


Fig. 18 – Perfil de saturação – N.A. 5 m.

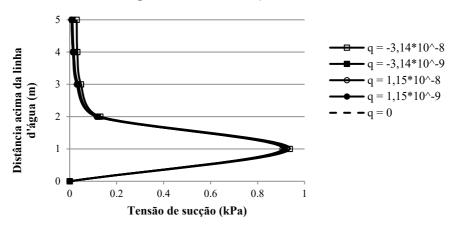


Fig. 19 – Perfil de tensão de sucção – N.A. 5 m.

# 6 - CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS NÃO SATURADOS

Solos não saturados e solos saturados com água tensionada (poropressão menor do que a pressão atmosférica) possuem maior capacidade de carga (q<sub>ult</sub>) que o mesmo solo com água sob compressão (poropressão maior do que a pressão atmosférica). De fato, a água tensionada aumenta a tensão efetiva e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento, que afeta o valor de q<sub>ult</sub>.

As equações clássicas para calcular a capacidade de carga de fundações superficiais são as de Terzaghi (1943) ou de Vesic (1963, 1969, 1973, 1975). Porém, existem outras metodologias que permitem utilizar diretamente o parâmetro de sucção para determinar a capacidade de carga de fundações superficiais para solos não saturados e se aproximar mais da envoltória de resistência.

Baseado na equação da envoltória de resistência ao cisalhamento proposta por Fredlund *et al.* (1978) para solos não saturados, Oloo *et al.* (1997) apresentou uma equação de capacidade de carga para fundações superficiais de solos não saturados estendendo a equação de Terzaghi e considerando o efeito da sucção como coesão aparente:

$$q_{ult} = [c' + (u_a - u_w) \tan \varphi_b] N_c \xi_c + q N_a \xi_a + 0.5B \gamma N_v \xi_v$$
(3)

onde c' é a coesão;  $u_a$  e  $u_w$  são as pressões do ar e da água, respectivamente;  $\phi_b$  é o ângulo de atrito do solo não saturado de acordo com a mudança na sucção quando a tensão normal líquida permanece constante; q é a sobrecarga do solo acima da cota de assentamento da fundação; B é a largura da fundação;  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga;  $\xi_c$ ,  $\xi_q$  e  $\xi_\gamma$  são fatores de forma.

A proposta por Oloo *et al.* (1997) implica que a capacidade de carga aumenta linearmente com a sucção numa taxa constante φ<sub>b</sub> quando a sucção for maior do que o valor de entrada de ar, porém, estudos experimentais mostram que essa rel ação não é linear (Costa *et al.*, 2003; Rojas *et al.*, 2007; Oh e Vanapalli, 2011; Vanapalli e Mohamed, 2007).

Para tornar mais realista o cálculo da capacidade de carga, Vanapalli e Mohamed (2007) propuseram a equação a seguir:

$$q_{ult} = \left[c' + (u_a - u_w)_b \left(1 - S^{\psi^{BC}}\right) \tan \varphi' \left(u_a - u_w\right)_{MED} S^{\psi^{BC}} \tan \varphi'\right] N_c \xi_c + \\ + \gamma D N_q \xi_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \tag{4}$$

onde  $(u_a$  -  $u_w)_b$  é o valor de entrada de ar da curva de retenção (kPa);  $(u_a$  -  $u_w)_{MED}$  é a sucção mátrica média (kPa); S é o grau de saturação (%);  $\psi^{BC}$  é um parâmetro de ajuste determinado por testes experimentais ou calculado pela relação empírica  $\psi^{BC}=1+0,34(I_p)-0,0031(I_p^2)$ , onde  $I_p$  é o índice de plasticidade do solo.

No caso da equação geral de capacidade de carga, o termo c'N<sub>c</sub> se refere à contribuição feita pela tensão efetiva de coesão do solo ao longo da superfície de ruptura. O termo  $0.5yBN_{\gamma}$  se refere à contribuição feita pelo atrito ao longo da superfície de ruptura devido à tensão efetiva abaixo da fundação, porém sem a sobrecarga. Já o termo  $\gamma DN_q$  se refere à contribuição feita pelo atrito ao longo da superfície de ruptura devido à presença da carga  $\gamma D$ . É uma prática relativamente comum calcular a capacidade com água tensionada (seja em solos saturados ou não saturados, com poropressão negativa) aumentando a coesão c' de forma a incluir a coesão aparente  $c_{ap} = \alpha u_w tan \phi$  no valor de c'. A equação fica:

$$q_{ult} = (c' - \alpha u_w tan\varphi') N_c + \gamma D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$$
 (5)

Esta equação não leva em consideração o fato que a coesão aparente é devida a um aumento na tensão efetiva através da tensão da água e não devido a um aumento da "cola" entre os grãos. Parece

mais apropriado esse aumento da tensão efetiva no terceiro termo. A expressão  $0.5\gamma B$  representa a tensão efetiva vertical para uma situação sem água em uma profundidade de 0.5B abaixo do nível de assentamento da fundação no caso de não haver sobrecarga. Briaud (2013) sugere que essa expressão deve ser substituída pela tensão efetiva no mesmo ponto, porém após considerar a tensão da água. A capacidade de carga para solos com água tensionada (seja ele saturado ou não saturado) fica então:

$$q_{ult} = c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}(\gamma B - \alpha u_w)N_{\gamma}$$
 (6)

onde  $\alpha$  é um coeficiente que pode ser determinado em função do valor de entrada de ar e  $u_w$  é a pressão da água.

Segundo Briaud (2013), não há dados suficientes de ensaios em fundações diretas publicados na literatura em larga escala onde a sucção tenha sido medida durante o carregamento para verificar a validade da modelagem.

Vahedifard e Robinson (2016) propuseram outra equação de estimativa de capacidade de carga com uma abordagem onde consideram a coesão total na equação de Terzaghi e utiliza os parâmetros obtidos nos perfis de sucção segundo a metodologia proposta por Lu e Likos (2004):

$$q_{ult} = \left\{c' + a\left(1 - S_{e,MED}\right)\tan\varphi' + \left[(u_a - u_w)S_e\right]_{MED}\tan\varphi'\right\}N_c\xi_c + q_0N_a\xi_a + 0.5\tilde{\gamma}BN_{\gamma}\xi_{\gamma}$$
(7)

onde a é valor de entrada de ar, ou o inverso de  $\alpha$  (kPa);  $S_{e,MED}$  é o grau de saturação efetivo médio no bulbo tensões. Nessa equação, o segundo termo na parcela da coesão, a(1- $S_{e,MED}$ )tan $\phi$ ' leva em consideração a tensão de sucção mátrica até o valor de entrada de ar. O terceiro termo,  $[(u_a-u_w)S_e]_{MED}$  leva em consideração a sucção média além do valor de entrada de ar. Utilizando os parâmetros apropriados, essa equação pode ser utilizada para estimar a capacidade de carga de solos para solos finos ou mais grossos, em várias condições de fluxo e diferentes graus de saturação.

Tang et al. (2017) propuseram uma equação baseada no princípio de tensão efetiva de capacidade de carga que leva em conta um menor número de parâmetros em comparação com as outras metodologias aqui apresentadas. Segundo Tang et al. (2017) se a sucção está uniformemente distribuída abaixo da fundação ou se a sucção pode ser representada por um valor médio na zona do bulbo de tensões, a equação de capacidade de carga é:

$$q_{ult} = (c' + (\chi s)_{med} \tan \varphi') N_c d_c + q N_q d_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma} d_{\gamma}$$
(8)

onde  $(\chi s)_{med}$  é o valor de  $\chi s$  (parâmetro de tensão efetiva) correspondente à sucção média no bulbo de tensões.

Para investigar a validade dos métodos apresentados, as equações foram aplicadas para o solo do Campo Experimental de Fundações da Universidade Federal do Ceará, de acordo com os parâmetros do Quadro 1 e considerando as diferentes sucções presentes nos casos de solo natural e inundado. Foram obtidas as capacidades de carga para a fundação superficial conforme apresentado nos Quadros 5 e 6 e nas Figuras 20 e 21. No Quadro 5 é apresentado ainda o erro relativo em relação ao resultado experimental obtido através da extrapolação da curva carga versus recalque determinada através do ensaio prova de carga direta no solo em condições natural de umidade (480 kPa). No Quadro 6 é apresentado também o erro relativo em relação ao resultado experimental obtido através da extrapolação da curva carga versus recalque determinada através do ensaio prova de carga direta no solo inundado (450 kPa).

A proposta de Vahedifard e Robinson (2016) permite a determinação da capacidade de carga em função da profundidade através dos perfis de sucção construídos a partir da proposta de Lu e Likos (2004). É possível observar pela Figura 22 que acréscimos de sucção acima do valor de entrada de ar pouco contribuem para a capacidade de carga da fundação. Nota-se também que a capacidade

de carga atinge um valor máximo e em seguida diminui um pouco e logo depois, mesmo com o aumento da sucção, a capacidade de carga se mantém constante, isto é, não há acréscimo na capacidade de carga da fundação mesmo com o aumento da sucção a partir de um determinado ponto.

Quadro 5 - Comparação capacidade de carga experimental e numérica - solo natural.

| Método                       | qult (kPa) | Erro   |
|------------------------------|------------|--------|
| Terzaghi (1943)              | 358,20     | 25,38% |
| Vesic (1963)                 | 339,69     | 29,23% |
| Oloo et al. (1997)           | 439,10     | 8,52%  |
| Vanapalli e Mohamed (2007)   | 498,82     | -3,92% |
| Briaud (2013)                | 380,51     | 20,73% |
| Vahedifard e Robinson (2016) | 476,70     | 0,69%  |
| Tang et al. (2017)           | 512,46     | -6,76% |
| Prova de carga natural       | 480,00     | -      |

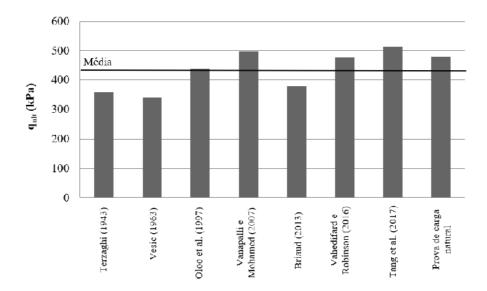


Fig. 20 – Comparação capacidade de carga experimental e numérica – solo natural.

Quadro 6 – Comparação capacidade de carga experimental e numérica – solo inundado.

| Método                       | qult (kPa) | Erro    |
|------------------------------|------------|---------|
| Terzaghi (1943)              | 362,12     | 19,53 % |
| Vesic (1963)                 | 343,48     | 23,67 % |
| Oloo et al. (1997)           | 387,67     | 13,85 % |
| Vanapalli e Mohamed (2007)   | 446,12     | 0,86 %  |
| Briaud (2013)                | 366,69     | 18,51 % |
| Vahedifard e Robinson (2016) | 480,50     | -6,78 % |
| Tang et al. (2017)           | 441,71     | 1,84 %  |
| Prova de carga inundada      | 450,00     | -       |

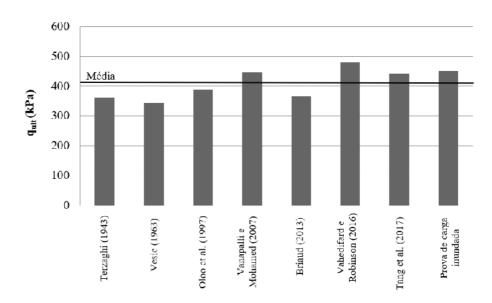


Fig. 21 – Comparação capacidade de carga experimental e numérica – solo inundado.

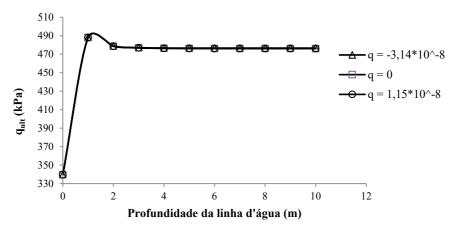


Fig. 22 – Capacidade de carga em função da sucção proposta de Vahedifard e Robinson (2016).

Para analisar de forma mais clara os resultados obtidos para as diferentes propostas, determinouse os valores de capacidade de carga da placa para sucções entre 0 e 30 kPa, conforme Figura 23, para todas as propostas apresentadas. Nesta figura também são apresentadas as capacidades de carga para as duas provas de cargas realizadas. Observa-se que, para todas as metodologias aplicadas, na sucção da prova de carga inundada (4 kPa), o valor experimental foi maior que as estimativas numéricas, mas houve boa aproximação por Vanapalli e Mohamed (2007), Vahedifard e Robinson (2016) e Tang *et al.* (2017). Já para a sucção da prova de carga natural (9 kPa), Vanapalli e Mohamed (2007), Vahedifard e Robinson (2016) e Tang *et al.* (2017) apresentaram valores de capacidade de carga ligeiramente maiores que o obtido experimentalmente, mas também houve boa aproximação. Já para as propostas de Oloo *et al.* (1997) e Briaud (2013), os valores de capacidade de carga foram consideravelmente menores que o obtido experimentalmente.

A Figura 23 mostra também que as equações apresentadas puderam capturar o aumento da capacidade de carga com o aumento da sucção. Observa-se ainda que, em todas as equações propostas, para a sucção de 0 kPa, os valores são iguais ao encontrado na equação para o solo saturado.

A Figura 23 mostra ainda que, para valores de sucção até o valor de entrada de ar, que é de 5,5 kPa, os métodos de Vanapalli e Mohamed (2007), Vahedifard e Robinson (2016) e Tang *et al.* (2017) apresentaram valores bastante coerentes com o resultado medido na prova de carga. As diferenças entre esses três métodos são maiores para valores maiores de sucção. Essas três metodologias apresentaram variação na taxa de aumento da capacidade de carga dentro da faixa de sucção. Já as metodologias de Oloo *et al.* (1997) e Briaud (2013) apresentaram aumentos de capacidade de carga constantes com o aumento da sucção e consideravelmente menores do que as outras metodologias. Briaud (2013) apresentou resultados mais conservadores se comparado com os demais métodos dentro da faixa de sucção de 0 kPa até 30 kPa.

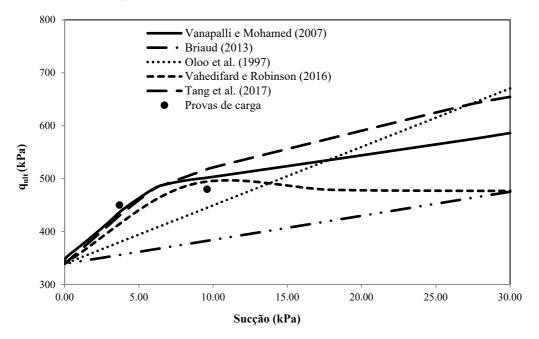


Fig. 23 – Capacidade de carga da fundação por diferentes métodos.

# 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os perfis de sucção, de saturação e de tensão de sucção obtidos pela proposta de Lu e Likos (2004) apresentaram forma previsível para areias, com baixos valores de sucção mátrica e baixos coeficientes de sucção mátrica ou coeficientes de tensão efetiva, o que resulta em apenas uma pequena parcela de sucção mátrica convertida em tensão efetiva. Tal fenômeno foi observado nas provas de carga, onde mesmo com variação da sucção mátrica, não houve uma diferença considerável na capacidade de carga no solo inundado em relação ao natural.

As metodologias aqui testadas para a determinação da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados apresentaram valores coerentes com as capacidades de carga determinadas pelas provas de carga. Os métodos apresentaram discrepâncias não muito acentuadas em relação aos resultados experimentais.

Os erros absolutos obtidos com a utilização das metodologias para cálculo de capacidade de carga em solos não saturados foram menores que os erros absolutos obtidos com a utilização das

propostas clássicas em relação às provas de carga, o que mostra que as equações são sensíveis às variações de sucção.

As propostas analíticas apresentaram valores mais próximos entre si para menores valores de sucção, até aproximadamente o valor de entrada de ar. Para maiores sucções, a discrepância entre os métodos aumentou. Com o aumento da sucção, aumentaram também os erros médios das estimativas quando comparados aos valores experimentais.

## 8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Ceará, à CAPES pela bolsa concedida à primeira autora.

# 9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 3080 (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. Annual Book of ASTM Standards 2011.
- Arya, L. M.; Dierolf, T. S. (1989). Predicting soil moisture characteristics by particle-size distributions: an improved method to calculate pore radii from particle radii. Proc. of the Int. Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils, p. 115-124.
- Briaud, J. L. (2013). Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken, New Jersey. Wiley.
- Costa, Y. D.; Cintra, J.C.; Zornberg, J.G. (2003). *Influence of matric suction on the results of plate load tests performed on a lateritic soil deposit.* Geotechnical Testing Journal, vol. 26, no 2, pp. 219-226.
- Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated Soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, no 3, pp.313-321.
- Garakani, A.A.; Sadeghi, H.; Saheb, S.; Lamei, A. (2019). Bearing Capacity of Shallow Foundations on Unsaturated Soils: Analytical Approach with 3D Numerical Simulations and Experimental Validations. International Journal of Geomechanics, vol.20.
- Gitirana Jr., G. F. N.; Camapum de Carvalho, J.; Cordao Neto, M. P. (2005). *Previsão de curvas características de um perfil de solo colapsível de Brasília utilizando curvas granulométricas*. Congresso Brasileiro de Mecânica do Solos e Engenharia Geotecnica, Curitiba, v. I, 6 p.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Geoteknisk Inst., Bulletin 28, pp. 5-11.
- Lu, N.; Likos, W. (2004). Unsaturated soil mechanics. John Wiley and Sons, New York, NY, USA.
- Meyerhof, G. G. (1951). *The ultimate bearing capacity of foundations*. Géotechnique, vol. 1, nº 4, pp. 351.
- Oh, W. T.; Vanapalli, S. K. (2011). Modelling the applied vertical stress and settlement relationship of shallow foundations in saturated and unsaturated sands. Canadian Geotechnical Journal, 48, pp. 425-438.
- Oloo, S. Y.; Fredlund, D. G.; Gan, J. K. M. (1997). *Bearing capacity of unpaved roads*. Canadian Geotechnical Journal, 34, pp. 398-407.
- Pinto, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 354p.

- Rojas, J. C.; Salinas, L. M.; Sejas, C. (2007). *Plate-load tests on an unsaturated lean clay*. Experimental Unsaturated Soil Mechanic, Edited by T. Schanz, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, Germany, pp. 445-452.
- Tang, Y.; Taiebat, H. A.; Senetakis, K. (2017). Effective stress based bearing capacity equations for shallow foundations on unsaturated soils. Journal of GeoEngineering, vol. 12, no 2, pp. 59-64
- Terzaghi, K. (1943). Theorical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons.
- Tristá, J.G.; Cristía, W.D.C.; Sotolongo, G.J.Q. (2017). *Bearing capacity of footings in unsaturated soils employing analytic methods*. Ingeniería y Desarrollo, vol. 35, n° 2, pp. 417-430.
- Vahedifard, F.; Robinson, J. D. (2016). *Unified method for estimating the ultimate bearing capacity of shallow foundations in variably saturated soils under steady flow.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol.142, no 4, 04015095.
- Van Der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3. Switzerland, vol.2, pp. 84-90.
- Van Genuchten, M. TH. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44, pp. 892-898.
- Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G. (2000). Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Advances in Unsaturated Geotechnics, Shackelford, C. D., Houston, S. L., and Chang, N. Y., eds., GSP n. 99, ASCE, Reston, VA, p. 195–209.
- Vanapalli, S. K.; Mohamed, F. M. O. (2007). *Bearing Capacity of Model Footings in Unsaturated Soils*. Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics, pp. 483-493.
- Vanapalli, S. K.; Mohamed, F. M. O. (2013). Bearing capacity and settlement of footings in unsaturated sands. International Journal of Geomaterials, vol. 5, no 1, pp. 595-604.
- Vesic, A. S. (1963). *Bearing capacity of deep foundations in sand*. Highway Research Record, n. 39, pp. 112-153.
- Vesic, A. S. (1969). *Experiments with instrumented pile groups in sand*. American Society for Testing and Materials. Performance of deep foundations. Philadelphia (ASTM Special Technical Publication, n. 444), pp. 177-222.
- Vesic, A. S. (1973). *Analysis of ultimate loads of shallow foundations*. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, n. SM1.
- Vesic, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. Foundation Engineering Handbook, New York, McGraw-Hill, pp. 121-147.
- Vo, T.; Russell, A.R. (2016). *Bearing capacity of strip footings on unsaturated soils by the slip line theory*. Computers and Geotechnics, vol. 74, pp. 122-131.
- Zhang, C.; Gao, B.; Yan, Q.; Zhao, J.; Wu, L. (2019). Development of allowable bearing capacity for strip foundations in unsaturated soils. Computers and Geotechnics, vol. 114.

# ANÁLISE SIMPLIFICADA DE RECALQUES DE UM RADIER ESTAQUEADO EM ARGILA DE LONDRES

A simplified settlement analysis of a piled raft in London Clay

Heitor Cardoso Bernardes<sup>a</sup>, Renato Pinto da Cunha<sup>a</sup>

RESUMO – O trabalho analisa a evolução de recalques do edifício Hyde Park Cavalry Barracks, em Londres, partindo de simulações numéricas axissimétricas em elementos finitos. A edificação apresenta uma fundação do tipo radier estaqueado, construído sobre uma espessa camada de argila, representada pelo modelo constitutivo Cam-Clay modificado. Dados da obra e parâmetros do solo foram obtidos através dos trabalhos de Hooper (1973) e Gasparre (2005). A sequência de etapas construtivas da fundação foi considerada e os recalques previstos foram comparados com dados de monitoramento e com as previsões numéricas de Hooper (1973), Hain e Lee (1978), Sales et al. (2010) e Bernardes et al. (2019). A análise proposta difere daquelas publicadas anteriormente por não utilizar parâmetros do solo retroanalisados dos dados de monitoramento de recalques da edificação. Os resultados indicam razoável concordância entre os valores previstos e medidos, ressaltando a escolha adequada do modelo constitutivo Cam-Clay modificado e a importância da definição da inclinação da reta de recompressão na análise de argilas muito sobreadensadas.

ABSTRACT – This paper analyzes the settlement behavior of the Hyde Park Cavalry Barracks building in London, using an axisymmetric finite element solution. The building features a piled raft foundation built in a thick layer of London clay, which is stress-strain behavior is represented using the modified Cam-Clay constitutive model. Hooper (1973) and Gasparre (2005) provided construction data and the soil parameters adopted in this paper. The stages of construction of the foundation were considered and predicted settlements were compared with field measurements and the numerical predictions reported by Hooper (1973), Hain and Lee (1978), Sales et al. (2010) and Bernardes et al. (2019). The proposed analysis differs from those published before since it does not use soil elastic parameters back analyzed from the field settlement measurements. The results show reasonable agreement between the predicted and the measured values, indicating the adequate choice of the modified Cam-Clay constitutive model and the importance of the definition of the recompression coefficient in the analysis of highly overconsolidated clays.

Palavras Chave – Radier Estaqueado, Recalque, Análise Numérica.

Keywords - Piled Raft, Settlement, Numerical Analysis.

### 1 – INTRODUÇÃO

Fundações do tipo radier estaqueado vêm sendo cada vez mais utilizadas devido a sua característica de associar a elevada capacidade de carga do radier com a ação das estacas como elementos redutores de recalque. Devido às complexas interações entre o radier, as estacas e o solo, análises do comportamento deste tipo de fundação exigem a utilização de ferramentas numéricas. Dentre os principais tipos de ferramentas utilizadas, destacam-se as análises tridimensionais (3D) em elementos finitos, pelo maior rigor na representação física do problema, e as formuladas a partir

E-mails: heitor cabe@hotmail.com (H. Bernardes), rpcunha@unb.br (R. Cunha)

ORCID: orcid.org/0000-0003-2053-5240, orcid.org/0000-0002-2264-9711

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil

de metodologias híbridas, cujas simplificações permitem análises com maior velocidade de processamento.

As metodologias híbridas geralmente consistem na simplificação do problema físico por uma placa, discretizada em elementos finitos tipo placa de Kirchhoff, apoiada sobre uma base elástica, na qual as interações entre as estacas e o solo são calculadas pela solução de Mindlin e/ou a partir de análises complementares, realizadas através do método dos elementos de contorno ou do método dos elementos finitos. Este tipo de abordagem apresenta como grande vantagem o reduzido tempo de processamento para as análises, já que sua simplificação não exige a discretização de todo o sistema composto pelo solo e as estacas. Dentre os principais trabalhos envolvendo metodologias híbridas, vale ressaltar os realizados por Hain e Lee (1978), Clancy e Randolph (1993), Poulos (1994), Russo (1998), Kitiyodom e Matsumoto (2002), Nguyen et al. (2013), Basile (2015) e Bernardes et al. (2019).

Por simplificarem o solo através de uma base elástica equivalente, os métodos híbridos possuem significativas limitações, como a limitação das análises ao regime elástico linear. Apesar de alguns trabalhos tratarem esta restrição com a utilização de estacas de rigidez variável, na qual seu comportamento carga versus recalque é simulado por uma função hiperbólica (Small e Poulos, 2007; Bernardes et al., 2019), esta simplificação ainda não contempla a análise de vários problemas geotécnicos corriqueiros, como os que envolvem capacidade de carga ou recalques por adensamento.

Desta forma, a utilização de análises pelo método dos elementos finitos (MEF) surge como uma solução para a melhor representação do problema físico. Análises tridimensionais pelo MEF foram utilizadas por Watcharasawe et al. (2014) e Samanta e Bhowmik (2017), para a previsão de recalques de radiers estaqueados construídos sobre solo argiloso. Dentre os programas de análise 3D disponíveis para a simulação deste tipo de fundação, destaca-se o software comercial Plaxis, utilizado por Vu et al. (2014) e Unsever et al. (2015).

Apesar da análise 3D se apresentar como a metodologia mais rigorosa, casos específicos permitem aproveitar a simetria do sistema de fundação, comumente encontrado em fundações de silos e reservatórios circulares, para a simplificação através de um problema axissimétrico, o que permite a redução do tempo de processamento necessário às análises. Hooper (1973) realizou previsões de recalque para o edifício Hyde Park Cavalry Barracks, em Londres, através de uma análise axissimétrica em elementos finitos. O mesmo edifício foi analisado por Hain e Lee (1978), Sales et al. (2010) e Bernardes et al. (2019), todos através de metodologias híbridas, representando a argila de Londres por um modelo constitutivo elástico linear.

A dependência entre a compressibilidade e a trajetória de tensões para a argila de Londres foi reportada por Costa Filho (1984). Fourie e Potts (1991) verificaram boa correlação entre resultados de ensaios triaxiais e simulações numéricas realizadas pelo modelo constitutivo Cam-Clay Modificado para os gráficos de trajetória de tensão versus deformação volumétrica de amostras de argila de Londres.

Desta forma, o presente artigo apresenta uma análise simplificada de recalques do edificio Hyde Park Cavalry Barracks, através de uma análise axissimétrica em elementos finitos, utilizando o modelo Cam-Clay Modificado para representar a camada de argila de Londres. Sendo o solo o principal elemento responsável pelo comportamento carga-recalque em um sistema de fundação, o artigo objetiva mostrar como a escolha e a calibração, adequadas, do modelo constitutivo adotado para o solo permite a modelagem de problemas complexos a partir de uma geometria simplificada. Os resultados serão comparados com as análises realizadas por Hooper (1973), Hain e Lee (1978), Sales et al. (2010), Bernardes et al. (2019) e com os dados de monitoramento de recalque da edificação.

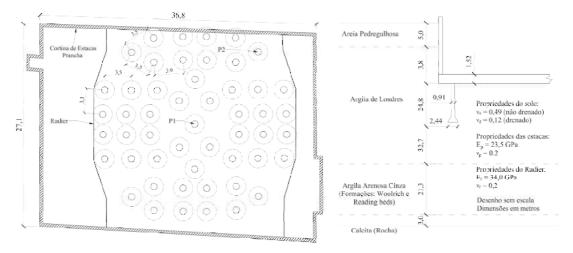
#### 2 – ANÁLISES NUMÉRICAS DO EDIFÍCIO HYDE PARK CAVALRY BARRACKS

O edifício Hyde Park Cavalry Barracks é um caso de fundação do tipo radier estaqueado que devido ao caráter pioneiro de sua instrumentação foi analisado em diversos trabalhos acadêmicos. Hooper (1973) conduziu as primeiras análises para a edificação, apresentando uma descrição completa da edificação e da fundação adotada. A edificação possui 90 m de altura e dois subsolos, suportados por um radier de concreto armado com 1,52 m de espessura, sobre 51 estacas escavadas com 24,8 m de comprimento, 0,91 m de diâmetro do fuste e base alargada com 2,44 m de diâmetro. Para a escavação do subsolo o autor descreve a utilização de uma estrutura de contenção em estacas prancha, com escoramentos em direção ao interior do subsolo. Doze ensaios de penetração de cone com medição de poropressão foram realizados no local, permitindo identificar uma espessa camada de argila de Londres, de 57,6 m de espessura, imediatamente abaixo de uma camada de 5 m de aterro composto por areia pedregulhosa. O nível d'água foi identificado a 4 m de profundidade. A Figura 1 mostra as características geométricas do radier estaqueado, os parâmetros dos materiais e o perfil de solo verificado nas sondagens.

Conforme mostra a Figura 1, o edifício teve seus recalques monitorados no centro (P1) e canto (P2) do radier, durante um período igual a 6 anos. Hooper (1973) aproveitou o arranjo simétrico das estacas, com disposição aproximadamente circular, para realizar uma análise de recalques a partir de um modelo axissimétrico em elementos finitos. Para isto, o autor utilizou um módulo de Young equivalente para as estacas, igual a 13,8 GPa, e adotou um radier circular de área equivalente ao radier original, igual a 642 m². O solo foi considerado como elástico linear, e teve seu módulo de Young determinado através da retroanálise dos resultados de monitoramento de recalque. Desta forma, Hooper (1973) propôs valores de módulo variáveis conforme com a profundidade (z), em metros. As Equações seguintes representam os módulos adotados pelo autor nas condições nãodrenada ( $E_u$ ) e drenada ( $E_d$ ).

$$E_{\nu} = 10 + 5.2z \tag{1}$$

$$E_d = 0.75E_u \tag{2}$$



**Fig. 1** – Características geométricas e parâmetros dos materiais da fundação analisada (modificado de Hooper, 1973 e Bernardes et al., 2019)

Hain e Lee (1978) analisaram os recalques da edificação por uma metodologia híbrida, que representa o radier por elementos finitos de placa de Kirchhoff e o sistema solo-estaca como um meio elástico, cujas interações envolvendo as estacas e/ou o solo são calculadas a partir da solução de Mindlin. Adotando os mesmos valores de módulo de elasticidade do solo que Hooper (1973), as previsões de recalque de Hain e Lee (1978) para a condição drenada foram aproximadamente 50% menores que os valores medidos.

Sales et al. (2010) também analisaram o edificio Hyde Park Cavalry Barracks através de um método híbrido que considera os efeitos da escavação no comportamento do radier estaqueado. Para isto utilizaram o software GARP (*Geotechnical Analysis of Raft with Piles* – Poulos, 1994), para simular o comportamento da fundação em cada estágio de construção, considerando os respectivos carregamentos, conforme exposto na Tabela 1. Apesar das limitações do software utilizado, que associa elementos finitos de placa com as soluções de Mindlin para analisar o sistema solo-estaca, os autores apresentaram boa concordância entre os recalques calculados e os medidos. Previsões de recalques por adensamento, após o término da construção do edifício, foram realizadas através do software CONS3D (Small e Liu, 2007).

**Tabela 1 -** Cargas aplicadas em cada estágio de construção, em MN (modificado de Sales et al., 2010 e Bernardes et al., 2019)

| Tempo<br>(meses) | Peso do<br>Radier | Peso<br>Próprio | Carga de<br>utilização | Esforço de<br>Subpressão | Peso do solo escavado | Carga Total    |
|------------------|-------------------|-----------------|------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------|
|                  | (1)               | (2)             | (3)                    | (4)                      | (5)                   | =(1+2+3)-(4+5) |
| 4,4              | 22,00             | 37,70           | -                      | 0,99                     | 77,30                 | -18,59         |
| 8,5              | 22,00             | 47,30           | -                      | 11,14                    | 77,30                 | -19,14         |
| 10,25            | 22,00             | 70,72           | -                      | 15,42                    | 77,30                 | 0,00           |
| 12,7             | 22,00             | 103,50          | -                      | 21,53                    | 77,30                 | 26,67          |
| 15,7             | 22,00             | 159,30          | -                      | 28,96                    | 77,30                 | 75,04          |
| 18,8             | 22,00             | 168,80          | -                      | 29,70                    | 77,30                 | 83,80          |
| 24,8             | 22,00             | 205,00          | -                      | 29,70                    | 77,30                 | 120,00         |
| 40,0             | 22,00             | 206,00          | 17,00                  | 29,70                    | 77,30                 | 138,00         |

Bernardes et al. (2019), também analisaram o edifício citado com razoável concordância, utilizando a ferramenta numérica híbrida denominada SoFIA (*Soil-Foundation Interaction Analysis*), que permite a análise do radier por elementos finitos de placa de Mindlin, apoiado em uma base elástica com rigidez calculada através de análises axissimétricas, também em elementos finitos, para o perfil de solo e as estacas da fundação. Conforme sugerido por Hooper (1973), os trabalhos de Sales et al. (2010) e Bernardes et al. (2019) adotaram uma rigidez à flexão 10 vezes maior que a rigidez original do radier para considerar o efeito da rigidez da superestrutura no comportamento da fundação.

#### 3 - METODOLOGIA

A análise simplificada proposta consiste em uma modelagem axissimétrica em elementos finitos utilizando o software Plaxis 2D (Bentley Systems, 2019), que permite considerar os efeitos da escavação e analisar o comportamento da camada de argila de Londres pelo modelo constitutivo Cam-Clay modificado (CCM). A Figura 2 mostra a geometria e a malha adotada no modelo numérico, que apresenta maior densidade de elementos na região próxima às estacas, ao radier e à cortina, visando aumentar a precisão das análises.

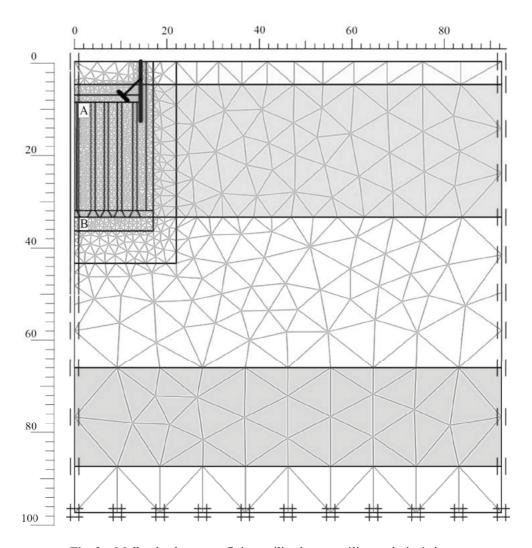


Fig. 2 – Malha de elementos finitos utilizada nas análises axissimétricas.

A malha foi composta por 1980 elementos triangulares de 15 nós para a representação do radier estaqueado e do solo. A representação das estacas no modelo axissimétrico foi realizada através de uma estaca central, seguida de quatro anéis concêntricos que representam de forma simplificada as estacas posicionadas a distâncias iguais em relação ao centro do radier. O espaçamento entre anéis foi definido segundo o espaçamento adotado entre estacas, considerando a direção radial, conforme a geometria proposta por Hooper (1973).

Considerando a direção circunferencial, verifica-se um espaçamento não uniforme entre as estacas (Figura 1). Na tentativa de minimizar estes efeitos no modelo axissimétrico adotado, a rigidez (força requerida para um deslocamento unitário) de cada anel foi calculada como sendo igual ao somatório dos valores de rigidez de cada estaca situada no referido anel, o que conduziu a um módulo de Young equivalente para o concreto das estacas, igual 13,8 GPa (Hooper, 1973).

Devido a sua pequena espessura, a cortina de estacas prancha foi representada por elementos tipo placa e o escoramento por elementos tipo mola, com 1 nó e rigidez constante. A condição de

contorno horizontal foi adotada como maior que 3 vezes a largura da fundação e a condição de contorno vertical foi considerada como a profundidade da camada rochosa de calcita. Para reduzir a concentração de tensões nos contatos estaca-solo, radier-solo e cortina-solo foram utilizados elementos de interface com 5 pares de nós.

Sendo a fundação apoiada na camada de argila de Londres, e devido a elevada espessura da mesma, apenas esta camada de solo foi representada pelo modelo CCM. A Tabela 2 apresenta os parâmetros adotados para o modelo. Os valores de coeficiente de adensamento e coeficiente de variação volumétrica foram obtidos através de ensaios oedométricos realizados em amostras indeformadas de 102mm de diâmetro, reportados por Hooper (1973). Tais dados permitiram a determinação do coeficiente de permeabilidade do solo. A inclinação da linha de compressão ( $\lambda$ ) e de recompressão ( $\kappa$ ), a inclinação da linha de estado crítico (M), o coeficiente de empuxo no repouso ( $\kappa$ ) e a razão de sobreadensamento (OCR) foram retirados do trabalho de Gasparre (2005), que conduziu extensos ensaios de caracterização, resistência e compressibilidade para amostras coletadas no Heathrow Airport Terminal 5, em Londres. Os mesmos parâmetros foram adotados por Gonzalez et al. (2012), para a modelagem numérica da escavação de um túnel no St. James Park, aproximadamente a 2 km de distância do Hyde Park.

A Tabela 3 mostra os parâmetros adotados para as demais camadas de solo. Os valores de peso específico dos grãos foram reportados por Hooper (1973) e os valores de coeficiente de permeabilidade estimados conforme os valores propostos por Das (2008).

**Tabela 2** – Parâmetros adotados para as camadas de argila de Londres, representada pelo modelo CCM.

| Camada<br>(espessura)   | $\gamma_{\mathrm{sat}}$ | e <sub>0</sub> | ν   | c     | ф   | $K_0$ | OCR | $k_x = k_y$ | λ     | κ     | M    |
|-------------------------|-------------------------|----------------|-----|-------|-----|-------|-----|-------------|-------|-------|------|
|                         | $(kN/m^3)$              |                |     | (kPa) | (°) |       |     | (m/dia)     |       |       |      |
| 1 <sup>a</sup> (28,7 m) | 19,7                    | 0,73           | 0,3 | 16,5  | 22  | 1,26  | 9   | 9,98e-7     | 0,168 | 0,064 | 0,85 |
| 2 <sup>a</sup> (32,8 m) | 19,7                    | 0,66           | 0,3 | 16,5  | 22  | 1,84  | 5   | 9,98e-7     | 0,168 | 0,064 | 0,85 |

**Tabela 3** – Parâmetros adotados para as demais camadas de solo.

| Parâmetro                          | Areia Pedregulhosa     | Argila Arenosa Cinza | Calcita             |  |
|------------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------|--|
| Modelo constitutivo                | Mohr-Coulomb           | Linear Elástico      | Linear Elástico     |  |
| Comportamento do material          | Drenado                | Drenado              | Impermeável         |  |
| Peso específico natural            | $20\;kN/m^3$           | $20\;kN/m^3$         | $21 \text{ kN/m}^3$ |  |
| Peso específico saturado           | $21,25 \text{ kN/m}^3$ | $21 \text{ kN/m}^3$  | 21 kN/m³            |  |
| Coef. de permeabilidade horizontal | 8,64 m/dia             | 8,64 m/dia           | -                   |  |
| Coef. de permeabilidade vertical   | 8,64 m/dia             | 8,64 m/dia           | -                   |  |
| Módulo de Young                    | 17,25 MPa              | 311,5 MPa            | 1000 MPa            |  |
| Coeficiente de Poisson             | 0,12                   | 0,3                  | 0,3                 |  |
| Coesão                             | 1 kPa                  | -                    | -                   |  |
| Ângulo de atrito                   | 30°                    | -                    | -                   |  |
| Ângulo de dilatância               | 0°                     | -                    | -                   |  |
| Fator de redução da interface      | 1,0 (Rígida)           | -                    | -                   |  |

Conforme sugerido por Hooper (1973), o coeficiente de Poisson para o concreto das estacas e do radier foi igual a 0,2. Os efeitos da interação solo-estrutura foram considerados adotando um radier com rigidez à flexão dez vezes maior que a original (Hooper, 1973).

De forma a analisar o problema conforme o processo executivo adotado na obra, as simulações numéricas foram realizadas conforme as seguintes etapas:

- Execução da cortina de estacas prancha e das estacas. As estacas foram concretadas até a sua cota de arrasamento.
- II. Primeira etapa de escavação, com espessura igual a 5 m.
- III. Execução do escoramento da cortina.
- IV. Segunda etapa de escavação, com espessura igual a 3,8 m, atingindo a cota de arrasamento das estacas.
- V. Execução do radier com 1,52 m de espessura.
- VI. Análise de adensamento com aplicação gradual dos carregamentos externos como cargas uniformemente distribuídas sobre o radier. Esta etapa foi subdividida em 8 subetapas de cálculo, seguindo os intervalos de tempo e a evolução dos carregamentos (peso próprio e carga de utilização) descritos na Tabela 1. As cargas referentes ao esforço de subpressão e ao peso do solo escavado foram consideradas durante as etapas de cálculo anteriores.

As etapas descritas nos itens de I a V consistiram em análises plásticas, enquanto as subetapas descritas no item VI foram análises de adensamento. Para considerar o efeito da estrutura de contenção impermeável, a opção de rebaixar o nível d'água no interior da fundação ("cluster dry") foi adotada durante as escavações. Os recalques do prédio foram monitorados a partir do quinto mês, logo não foram medidos valores de expansão e recalque provocados pelas etapas de escavação, construção da estrutura de contenção, construção da fundação e aplicação dos carregamentos iniciais. Para considerar esta característica do monitoramento, deslocamentos anteriores ao quinto mês não foram acumulados aos obtidos nas simulações dos períodos subsequentes.

#### 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

A Figura 3 mostra o levantamento do solo previsto ao término da escavação dos subsolos e do radier. Os resultados indicam valores elevados para a expansão da camada de argila, atingindo 60 mm na região central da fundação. Como a expansão do solo não foi monitorada na obra e considerando a magnitude do alívio de tensões provocado pelos 8,8 m de escavação executados, presume-se a razoabilidade dos resultados previstos.

Sendo o monitoramento de recalques realizado a partir do intervalo de tempo igual a 5,2 meses de obra, a Figura 4 visa mostrar os recalques ocorridos devidos ao peso próprio do radier e ao peso próprio da edificação construída até o referido tempo. O valor de carga para 5,2 meses foi calculado através da interpolação dos valores disponíveis na Tabela 1. Os resultados apresentam recalques médios no topo do radier de aproximadamente 9 mm, desconsiderando o levantamento do solo ocorrido durante as etapas de escavação.

A Figura 4 indica recalques até uma profundidade correspondente ao término da camada de argila de Londres, apresentando valores aproximadamente nulos na extremidade inferior desta camada. Tal comportamento justifica a representação das camadas subjacentes à argila de Londres por modelos constitutivos limitados, como o modelo linear elástico. O monitoramento de recalques foi iniciado nesta data, logo as previsões subsequentes não acumularam os deslocamentos verticais indicados na Figura 4.

Os gráficos das Figuras 5 e 6 mostram, respectivamente, a evolução dos recalques da edificação ao longo do tempo para nós localizados na borda e no centro do radier. Apesar das limitações inerentes à simplificação do problema por um modelo axissimétrico, as previsões realizadas

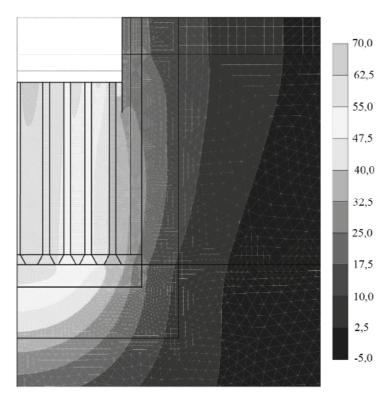


Fig. 3 – Previsão dos levantamentos do solo (em milímetros) após o término das escavações.

apresentaram razoável concordância com os valores medidos, superestimando os recalques em aproximadamente 50% e 25% para a borda e para o centro da fundação, respectivamente.

Os resultados obtidos por Bernardes et al. (2019) foram realizados utilizando módulos de elasticidade na condição drenada e não drenada, conforme as relações descritas nas Equações 1 e 2. Seus resultados apresentaram boa concordância com os valores medidos, sendo contornados pelos resultados das simulações drenadas e não drenadas. Hooper (1973) apresentou resultados semelhantes partindo de um modelo axissimétrico linear elástico. Os resultados de Hain e Lee (1978) foram realizados apenas em condições drenadas, apresentando recalques consideravelmente menores que os medidos.

Assim como os demais trabalhos, as análises de Sales et al. (2010) foram realizadas no regime linear elástico. Os autores consideraram um módulo de Young 5 vezes maior que o originalmente proposto por Hooper (1973) para o comportamento do solo no trecho de recompressão, visando considerar o alívio de tensões provocado pela escavação. Suas previsões apresentaram a melhor concordância entre as apresentadas.

Entretanto, uma significativa limitação comum às previsões de Hooper (1973), Hain e Lee (1978), Sales et al. (2010) e Bernardes et al. (2019) está na utilização de parâmetros elásticos obtidos através da retroanálise dos dados de monitoramento dos recalques da edificação. Este aspecto aumenta a relevância científica das simulações realizadas neste trabalho, que utilizaram parâmetros obtidos em ensaios de laboratório para amostras de argila de Londres. Desta forma, os resultados apresentados neste artigo poderiam ser calculados em etapa de projeto da edificação, ao contrário das demais previsões. Devido à sensibilidade do modelo constitutivo CCM a parâmetros como:

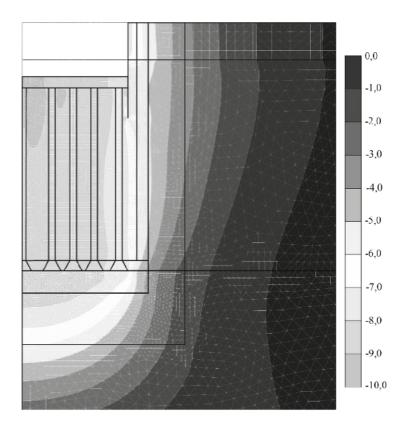


Fig. 4 – Recalques calculados (em milímetros) para um tempo igual a 5,2 meses.

razão de sobreadensamento e inclinação das linhas de compressão e recompressão, ensaios triaxiais realizados in loco poderiam melhorar significativamente as previsões realizadas.

Um comportamento comum a todas as previsões está na melhor concordância entre recalques previstos e monitorados para o centro do radier, conforme mostra a Figura 6, do que para os recalques medidos na borda (Figura 5). Este comportamento está provavelmente relacionado com o aumento da rigidez à flexão do radier, adotado para simular o efeito da interação solo-estrutura. A premissa empírica de Hooper (1973), de adotar uma rigidez à flexão dez vezes superior à original se mostra pouco apropriada para simular os recalques nas extremidades do radier, necessitando de calibração através de análises numéricas mais precisas, que considerem um modelo tridimensional para a superestrutura. A simplificação realizada para os carregamentos dos pilares, representados como cargas distribuídas sobre a superfície do radier, é outro ponto de interferência nos recalques diferenciais previstos para a fundação.

A Figura 7 mostra o excesso de poropressão para um tempo igual a 72 meses, referente ao término do monitoramento de recalques da edificação. O acúmulo de poropressão na região entre as estacas indica uma limitação da simplificação do problema por um sistema axissimétrico. Uma vez que neste modelo o grupo de estacas foi representado por anéis concêntricos, constituídos por material impermeável, a distância de percolação sofre um significativo aumento, gerando acúmulos de poropressão no solo presente entre as estacas e aumentando o tempo necessário para o adensamento da camada de argila.

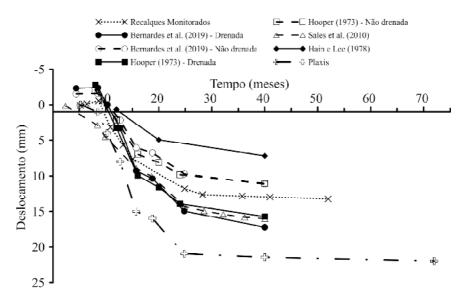
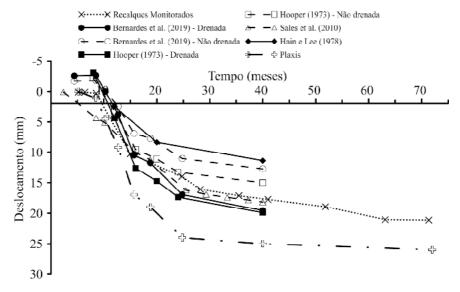


Fig. 5 – Previsões de recalque ao longo do tempo para a borda do radier estaqueado.



**Fig. 6** – Previsões de recalque ao longo do tempo para o centro do radier estaqueado.

Apesar das limitações citadas, análises em termos de tensões efetivas para a totalidade da carga aplicada na fundação permitiram previsões de recalques totais para a fundação. O comportamento de longo prazo foi analisado através de uma análise de adensamento, para a condição de poropressão mínima, indicando um recalque máximo de 29,6 mm, na região central do radier. Comparando com os recalques indicados na Figura 6, verifica-se que para um tempo igual a 72 meses aproximadamente 88% dos recalques por adensamento já ocorreram.

As Figuras 8a e 8b mostram, respectivamente, as trajetórias de tensão para o ponto A (abaixo do radier – ver Figura 2) e o ponto B (abaixo da base das estacas – ver Figura 2), para diferentes tempos. Para o ponto A é possível verificar que a escavação provoca um significativo aumento na

poropressão negativa (sucção), tornando a tensão isotrópica efetiva (p') maior que a tensão isotrópica total (p). Conforme o aumento do tempo, as cargas da edificação provocam o aumento de p. As poropressões negativas provocadas pela escavação não atingem o ponto B, que apresenta valores positivos de poropressão, conforme mostra a Figura 8b. A trajetória de tensão neste caso é típica de argilas muito sobreadensadas em ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado, com as tensões desviadoras (q') aumentando sem variações significativas em p'.

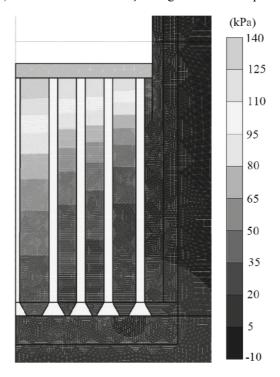


Fig. 7 - Excesso de poropressão verificado para o tempo máximo das medições, igual a 72 meses.

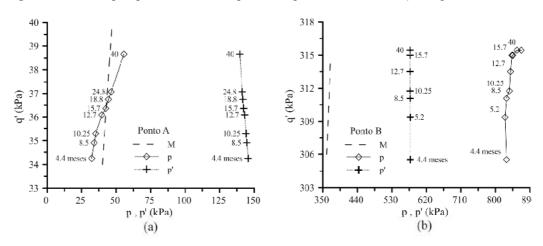


Fig. 8 – Trajetórias de tensões para um ponto sob o radier (a) e para um ponto abaixo da base das estacas (b), para diferentes tempos.

Sendo a argila de Londres um solo muito sobreadensado, as deformações devido à construção do edifício foram predominantemente elásticas. As análises não indicaram a presença de nenhum ponto da fundação atingindo a superfície de fluência ou a ruptura, conforme pode ser verificado pela posição da linha de estado crítico (M) em relação as trajetórias de tensões efetivas (p' x q') representadas nas Figuras 8a e 8b. Assim sendo, o ajuste da previsão de recalques da edificação pode ser realizado com melhor precisão a partir da modificação da inclinação da linha de recompressão (parâmetro κ) das camadas de argila de Londres.

A Figura 9 mostra uma nova previsão de recalques para a edificação, na qual o parâmetro κ das duas camadas de argila de Londres foi alterado para 0,017. Os resultados indicam uma ótima concordância entre os valores medidos e previstos até um tempo igual a 40 meses. A partir deste tempo os recalques monitorados no centro começam a se distanciar das previsões numéricas, o que pode estar relacionado com a ocorrência de recalques por adensamento secundário.

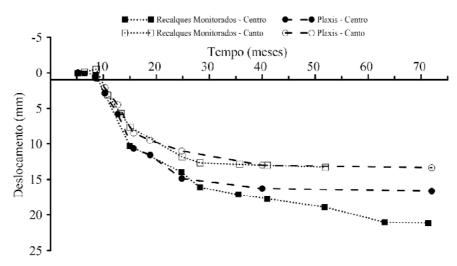


Fig. 9 – Previsões de recalque ao longo do tempo para o centro e a borda do radier estaqueado, para  $\kappa = 0.017$ .

#### 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresenta uma análise de recalques do edifício Hyde Park Cavalry Barracks, em Londres, a partir de uma modelagem axissimétrica em elementos finitos. O trabalho se diferencia da análise original de Hooper (1973) e de outros autores por considerar as etapas construtivas da edificação, incluir a análise de adensamento e representar a camada de argila de Londres pelo modelo constitutivo CCM. Os resultados permitem as seguintes conclusões:

- 1. As limitações geométricas da modelagem axissimétrica e o consequente acúmulo de poropressão na região entre as estacas não inviabilizaram a simulação do problema. As análises indicam que o modelo utilizado apresentou resultados conservadores, sendo bastante eficiente para etapas de anteprojeto.
- 2. O modelo constitutivo CCM se mostrou apropriado para representar o comportamento da camada de argila de Londres. O modelo utilizou parâmetros do solo local, obtidos diretamente através de ensaios triaxiais realizados por Gasparre (2005), e foi capaz de fornecer previsões razoavelmente concordantes com os recalques medidos, dispensando a utilização de parâmetros retroanalisados.

- 3. O aumento de dez vezes da rigidez à flexão do radier, conforme sugerido por Hooper (1973) para considerar os efeitos da interação solo-estrutura, pode subestimar recalques diferenciais da edificação. Recomenda-se a utilização de análises tridimensionais em elementos finitos para uma melhor investigação deste efeito.
- 4. A simulação numérica a partir da retroanálise da inclinação da reta de recompressão (κ) foi capaz de aumentar consideravelmente a precisão da previsão de recalques. Este fato indica a necessidade de uma boa caracterização deste parâmetro para a previsão de recalques em argilas muito sobreadensadas.
- 5. As análises realizadas indicam a importância da representação adequada do comportamento tensão-deformação do solo, através da utilização de modelos constitutivos apropriados e devidamente calibrados. Isto posto, os resultados comprovam que boas previsões de comportamento carga-recalque podem ser obtidas mesmo com significativas simplificações geométricas.

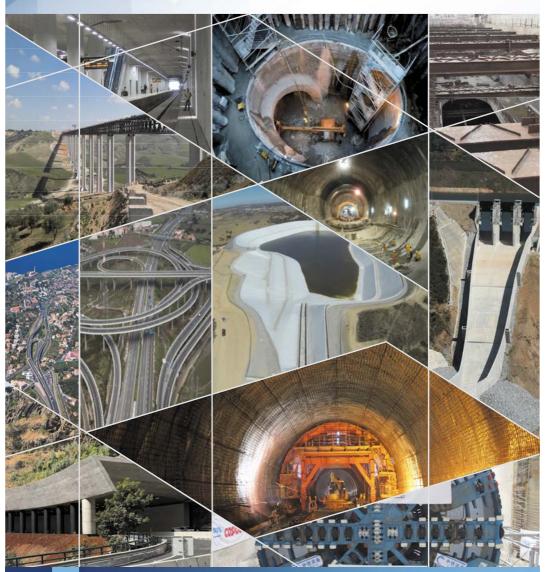
#### 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Basile, F. (2015). *Non-linear analysis of vertically loaded piled rafts*. Computers and Geotechnics vol. 63, pp. 73-82. <a href="http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.08.011">http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.08.011</a>
- Bentley Systems (2019). Plaxis 2D, Finite Element Software.
- Bernardes, H.C.; Carvalho, S.L.; Sales, M.M.; Almeida, S.R.M.; Farias, M.M.; Pinho, F.A.X.C. (2019). *Hybrid numerical tool for nonlinear analysis of piled rafts*. Soils and Foundations, vol. 59, pp.1659-1674. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.04.011.
- Clancy, P.; Randolph, M.F. (1993). *An approximate analysis procedure for piled raft foundations*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 17, pp. 849-869. <a href="http://dx.doi.org/10.1002/nag.1610171203">http://dx.doi.org/10.1002/nag.1610171203</a>
- Costa Filho L.M. (1984) Technical note: A note on the influence of fissures on the deformation characteristics of London Clay. Géotechnique, vol. 34, n° 2, pp. 2668-2672.
- Das, B. M. (2008). Advanced Soil Mechanics. 3rd ed., Taylor & Francis, New York. 567p.
- Fourie, A.B.; Potts, D.M. (1991). A numerical and experimental study of London Clay subjected to passive stress relief. Géotechnique, vol. 41, n° 1, pp. 1-15. https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.1.1
- Gasparre, A. (2005). *Advanced laboratory characterization of London Clay*. PhD thesis, Imperial College, London, UK.
- Gonzalez N. M.; Rouainia M.; Arroyo M.; Gens A. (2012). *Analysis of tunnel excavation in London Clay incorporating soil structure*. Géotechnique, vol. 62, n° 12, pp. 1095-1109. http://dx.doi.org/10.1680/geot.11.P.030
- Hain, S.J.; Lee, I.K. (1978). *The analysis of flexible raft-pile systems*. Géotechnique, vol. 28, n° 1, pp. 65-83. http://dx.doi.org/10.1680/geot.1978.28.1.65
- Hooper, J.A. (1973). Observations on the behavior of a piled raft foundation on London Clay. Proceedings of the Institution of Civil Engineers 55, pp. 855-877.
- Kitiyodom, P.; Matsumoto, T. (2002). A simplified analysis method for piled raft and pile group foundations with batter piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 26, pp. 1349-1369. https://doi.org/10.1002/nag.248

- Nguyen, D.D.C.; Jo, S.B.; Kim, D.S. (2013). *Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects*. Computers and Geotechnics, vol. 47, pp. 16-27. http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.06.007
- Poulos, H.G., (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 18, 73-82. <a href="http://dx.doi.org/10.1002/nag.1610180202">http://dx.doi.org/10.1002/nag.1610180202</a>
- Russo, G. (1998). *Numerical analysis of piled rafts*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 22, pp. 477-493.
- Sales, M.M.; Small, J.C.; Poulos, H.G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behavior, measurements and predictions. Canadian Geotechnical Journal, vol. 47, pp. 327-345. http://dx.doi.org/10.1139/T09-106
- Samanta, M.; Bhowmik, R. (2017). 3D numerical analysis of piled raft foundation in stone column improved soft soil. International Journal of Geotechnical Engineering, pp. 1-11. http://dx.doi.org/10.1080/19386362.2017.1368139
- Small, J.C.; Liu, H.L.S. (2007). *Time-settlement behaviour of piled raft foundations using infinite elements*. Computers and Geotechnics, vol. 35, n° 2, pp. 187-195. <a href="http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.04.004">http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.04.004</a>
- Small, J.C.; Poulos, H.G. (2007). *Non-linear Analyses of Piled Raft.* Contemporary issues in deep foundations GSP 158, pp. 1-9. <a href="http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)9780784409022">http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)9780784409022</a>
- Unsever, Y.S.; Matsumoto, T.; Özkan, M.Y. (2015). *Numerical analyses of load tests on model foundations in dry sand.* Computers and Geotechnics, vol. 63, pp. 255-266. <a href="http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.005">http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.005</a>
- Vu, A.; Pham, D.; Nguyen, T.; He, Y. (2014). 3D Finite element analysis on behaviour of piled raft foundations. Applied Mechanics and Materials. vols. 580-583, pp. 3-8.
- Watcharasawe, K.; Jongpradist, P.; Kitiyodom, P. (2014). *Numerical Analyses of Piled Raft Foundation in Soft Soil using 3D-FEM*. Proceedings of the International Conference on Advances in Civil Engineering for Sustainable Development, pp. 219-224.



## **BUILDING THE WORLD, BETTER**



## Consultoria em Engenharia e Arquitetura



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A. ⊨⊨⊨ www.tpf.pt









- > 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
- Laboratório de Mecânica de Solos Soil and Rock Mechanics Laborator





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



# Much more support to your business.















#### Incotep - Anchoring Systems

Incotep anchoring Systems is a division of Acotubo 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





A company Açotubo Group





Building a better world. teixeiraduarteconstrucao.com

- TECCO<sup>o</sup> SYSTEM<sup>3</sup> teste em escala real, Suíça, outubro 2012
- TECCO<sup>®</sup> SYSTEM<sup>3</sup> instalação, B462, Alemanha
- Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo





# TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

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

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

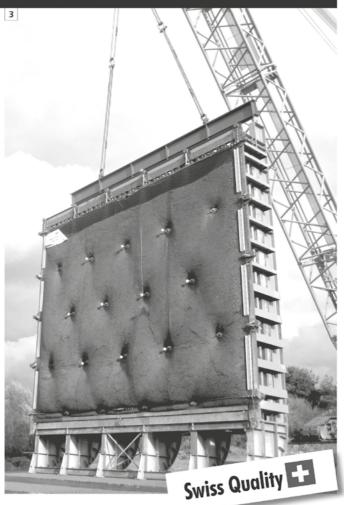
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com

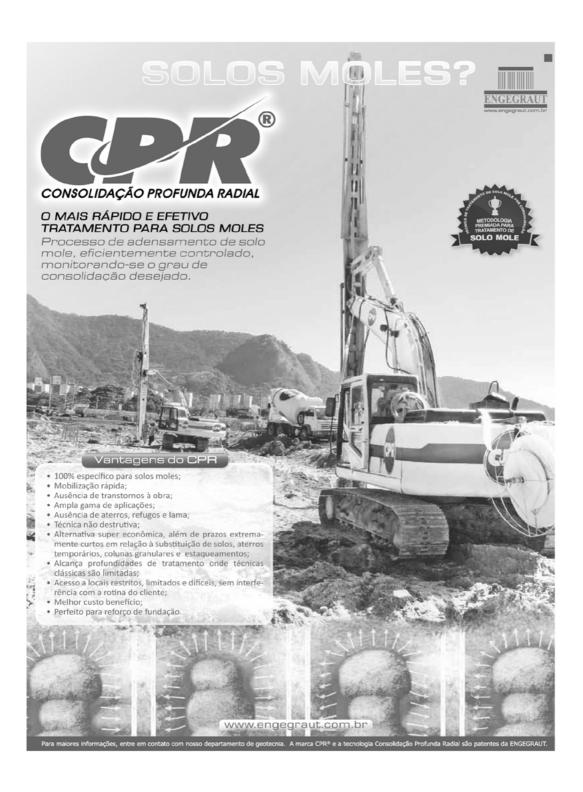


Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



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





## SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore) Seismic CPT Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system) Vane Shear Testing (electrical apparatus) Pressuremetr Testing (Menard) Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti) Standard Penetration Test-SPT-T INSTRUMENTATION Instrumentation, installation and direct import DeltaGeo **Routine Monitoring Operation and Maintenance** Engineering analyses Consultancy, design & geotechnical engineering services 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





# 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



#### CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE









# **GEOLOGIA E GEOTECNIA**

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



Planeamento de Recursos Hídricos **Aproveitamentos Hidráulicos** Produção e Transporte de Energia Eléctrica Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais Agricultura e Desenvolvimento Rural Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias **Ambiente** 

Controle de Segurança e Reabilitação de Obras Gestão e Fiscalização de Empreendimentos



PORTUGAL
REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Oviubro, 323
1649-011 USBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fox: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pl

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

REGIAO NORTE Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1°. 4450-203 MATOSINHOS Tel.: (351) 229 380 421 Fax:(351) 229 373 648

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

Estruturas Geotécnicas Cartografia e Cadastro

MOÇAMBIQUE

MOCAMBIQUE Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel. Rua da Se nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO Tel.: (258) 21 328 813 Fox: (258) 21 016 165 Tim: (258) 820 047 454

BRASIL
Rio de Janeiro
Ruo Buenos Aires 68, 25°
Ruo Buenos Aires 68, 25°
Centro. Rio de Janeiro, RI - CEP 20.070-022
Tol. (55 21) 3553 6′ 30
Tol. (55 21) 8366 00 06
oeral@coba com.br

Av. Senador Virgilio Távora 1701, Sala 403 Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251 Tel.: [55 85] 3244 32 85 Fox: [55 85] 3244 32 85 E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

### 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 Editorial

António Gomes Correia

- 7 Ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas de elevada capacidade resistente Dynamic Load Testing with Increasing Energy for High Bearing Capacity Piles Sérgio Cançado Paraíso, Jaime Alberto dos Santos
- 27 Ensayos de corte en laboratorio para determinar la resistencia residual de arcillas sobreconsolidadas Shear lab tests to determine residual shear strength of overconsolidated clays Natalia S. Montero-Cubillo, José Estaire
- 51 Erosão superficial hídrica em um talude de corte em solo residual de basalto Superficial water erosion in a slope of cut in the basalt residual soil José Luís Rodriguez Brochero, Naudieli Baldissera
- 63 Estudo das tensões sob radier assente em solo colapsível reforçado com inclusões rígidas

  Study of the stresses below a raft founded on collapsible soil reinforced with rigid inclusions

  Raimundo Francisco Pérez León, Juan Félix Rodríguez Rebolledo, José Camapum de Carvalho

  Fernando Feitosa Monteiro
- 87 Avaliação de métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações diretas em solos não saturados

**Evaluation of bearing capacity methods for shallow foundations in unsaturated soils** *Marcela M. da R. Almeida, Francisco C. da S. Filho, Elis Ferreira Lopes, Alfran Sampaio Moura* 

107 Análise simplificada de recalques de um radier estaqueado em Argila de Londres
A simplified settlement analysis of a piled raft in London Clay
Heitor Cardoso Bernardes. Renato Pinto da Cunha