

163 março
marzo
march
2025

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50
ANOS
1971-2021

IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA

EDITOR

Eduardo Fortunato, LNEC, Portugal

CO-EDITORES / CO-EDITORS

Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha

EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS

Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil

César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha

José Estaire, CEDEX, Espanha

José Neves, IST, Portugal

Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil

Sara Rios, FEUP, 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 publicandose ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD

Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)

António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)

Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, Espanha)

Daniel Dias (U. Grenoble, França)

David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido)

Diego Manzanal (U. P. Madrid, Espanha)

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, Espanha)

Emanuel Maranhã das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)

Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)

Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, Espanha)

Eurípedes Vargas (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)

Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)

Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)

Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)

Ignacio Pérez Rey (U. Vigo, Espanha)

Isabel Fernandes (FC, U. Lisboa, Portugal)

Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)

Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, Espanha)

Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, EUA)

José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, Espanha)

José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)

Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil)

Leandro Alejano Monge (U. Vigo, Espanha)

Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)

Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, Espanha)

Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)

Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, Espanha)

Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)

Marina Bellaver Corte (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)

Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil)

Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)

Nuno Cristelo (UTAD, Vila Real, Portugal)

Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, Espanha)

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

Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)

Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, Espanha)

Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)

Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)

Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)

Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)

Roberto Tomás Jover (U. Alicante, Espanha)

Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, Espanha)

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

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

Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, 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@lneec.pt
<http://www.spgeotecnia.pt>

**ABMS**

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

**SEMSIG**

CEDEX, Laboratorio de Geotecnia
C/ Alfonso XII, 3
28014 Madrid, Espanha
Tel.: (+34) 91 335 7500
Fax: (+34) 91 335 7322
E-mail: info@semsig.org
<http://www.semsig.org>

3 Editorial

António Gomes Correia
Eduardo Fortunato

- 9** Sensibilidade de modelo analítico de interação onda-solo marinho através de planeamento de experimentos
Sensitivity of analytical model of wave-seabed interaction through the design of experiments

João Paulo Quiuqui
Antônio Alves

- 31** Tratamento por biocimentação para estabilização superficial de um talude real
Biocementation treatment to stabilize the surface of a real slope

Rafaela Cardoso
Mário Oliveira
Miguel Cruz
Isabel Gonzalez
Ana Teresa Rodrigues
Leslie Sapin
Annette Esnault-Fillet

- 47** Estudio experimental sobre la rotura de granos porosos bajo cargas aleatorias: propuesta de un criterio de rotura probabilístico
Experimental study on the breakage of porous grains under random loads: proposal for a probabilistic breakage criterion

Elías Rocés
Jose Estaire
Jesús González-Galindo

- 71** Análise estatística de dados e eventos relevantes para a piezometria da barragem da hidrelétrica Santo Antônio
Statistical analysis of data and relevant events for the piezometry of Santo Antônio hydroelectric dam

Katia Vieira
Marcos Mendonça
Maria Cavalcanti

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE

- 97** Cálculo directo de impulsos estáticos e sísmicos sobre estruturas de suporte com inclinação superior à crítica
Direct calculation of static and seismic earth pressures applied on retaining structures with inclination greater than the critical value

Nuno Guerra

Editorial

António Gomes Correia

Eduardo Fortunato

António Gomes Correia – Editor da Revista Geotecnia em 2023-2024

Neste número gostaria de começar por agradecer a todos os membros da equipa editorial do biénio 2023-2024 constituída por mim próprio, Editor (SPG-Portugal), os dois Co-Editores (ABMS-Brasil, SEMSIG-Espanha), os seis Editores Associados (2 SPG, 2 ABMS e 2 SEMSIG) e aos 48 membros da Comissão Editorial (15 Brasil, 1 Chile, 15 Espanha, 1 EUA, 1 França, 14 Portugal, 1 Reino Unido). Este voto de agradecimento é também extensivo aos editores convidados, bem como a todos os autores e revisores listados neste volume pelo apoio prestado à revista Geotecnia e que muito contribuíram para a concretização dos objetivos traçados para o biénio, garantindo a qualidade e o cumprimento regular da publicação. Também um renovado agradecimento à Imprensa da Universidade de Coimbra pela eficaz e aprontada colaboração na gestão e divulgação dos artigos.

Durante o biénio 2023-24 foram publicados os 6 números regulares da revista (157-162) e ainda um número especial sobre o tema “50º Aniversário da Sociedade Portuguesa de Geotecnia/ 75º Aniversário do Laboratório Nacional de Engenharia Civil” (Geotecnia nº Extra – fevereiro 2024) integrando 6 artigos, preparados pelas comissões técnicas da SPG e por ilustres membros da comunidade geotécnica, para além do editorial dos Editores convidados, os consócios da SPG, Alexandre Pinto e Laura Caldeira.

Concretizou-se a indexação à SCOPUS (notícia no número 157), com indexação dos artigos publicados a partir de 2019, sendo que relativamente ao biénio 2023-2024 foram indexados 13 em 2023 (incluindo um editorial) e 15 em 2024. As primeiras métricas SCOPUS foram publicadas em maio de 2024, relativas a 2023, com um CiteScore de 0,7 e com as seguintes classificações nas quatro categorias associadas à revista e que foram: Engenharia Civil e Estruturas (332/379), Ciências da Terra e Planetárias (diversos) (139/159), Geologia (270/321), e Engenharia Geotécnica e Geologia de Engenharia (193/229). Consequentemente, a revista Geotecnia ficou listada no ranking da SCImago tendo sido no primeiro ano de indexação atribuído o quartil Q4 nas categorias acima listadas na SCOPUS, com o SCImago Journal Rank (indicador SJR 2023) de 0,11. Embora com métricas reconhecidamente modestas, salienta-se que é a única revista portuguesa com acesso aberto na categoria de Ciências da Terra e Planetárias (diversos) e acompanhada de mais duas (“Journal of Innovation Management (Q2)” e U. Porto Journal of Engineering (Q4)”) na categoria de Engenharia, estas duas em língua inglesa.

Anote-se que continua em avaliação a indexação na Web of Science (WoS) e espera-se um melhoramento dos indicadores da revista relativos a 2024 e que serão publicados pela SCOPUS em maio de 2025, registando-se desde já um ligeiro aumento do CiteScore para 0,8 (março 2025).

A opinião do signatário, já partilhada com o Presidente da SPG (2024-2028) e com o novo Editor da revista Geotecnia (2025-2026), é que se deve repensar o acordo com as Sociedades parceiras na Edição da revista, de modo a permitir também a publicação de trabalhos redigidos em inglês para ter uma maior atração e integrar um corpo editorial de escala mundial. Deste modo potenciar-se-ia, garantidamente, um crescimento do impacto da revista a nível mundial, com o conseqüente melhoramento das métricas nas diferentes agências de indexação.

Lanço este desafio à nova direção da SPG e da revista Geotecnia, expressando, em nome de toda a equipa editorial do biénio 2023-2024, os nossos mais sinceros votos de sucesso. Estou certo da capacidade para impulsionar a geotecnia portuguesa e fortalecer a projeção da nossa comunidade técnico-científica nos palcos internacionais de maior prestígio. Que este novo ciclo seja marcado por conquistas significativas, inovação e criatividade contínua e um reforço do papel de Portugal na vanguarda da geotecnia.

Eduardo Fortunato – Editor da Revista Geotecnia para 2025-2026

Neste número, o primeiro da responsabilidade da nova equipa editorial para o biénio 2025-2026, quero começar por agradecer a confiança depositada pela Direção da SPG nos membros que agora iniciam funções na revista Geotecnia.

Assumimos este desafio cientes da grande responsabilidade que esta tarefa encerra, quer pela história da revista quer, em particular, pela necessidade de garantir, e se possível aumentar, as conquistas recentes. Estas decorreram, em grande medida, do empenho da anterior equipa editorial na gestão e divulgação da revista, no processo

de indexação e na manutenção de elevados padrões de exigência no que se refere aos trabalhos aceites para publicação. A partilha deste editorial é o primeiro passo do nosso compromisso.

Esta nova equipa editorial tudo fará para que a revista Geotecnia prossiga a sua trajetória ascendente, esperando que a comunidade geotécnica dos países de língua portuguesa e de língua espanhola nos ajudem a garantir a qualidade e a aumentar a notoriedade da revista, nomeadamente através da divulgação entre pares e, em particular, submetendo para publicação trabalhos de elevado mérito técnico-científico.

Para além do compromisso em assegurar a publicação de três números por ano, envidaremos esforços para identificar temas que, pela sua importância e atualidade, justifiquem edições temáticas especiais. Atualmente está em preparação um número especial dedicado à temática dos Desafios da Geotecnia Ambiental o qual terá como editores convidados Ana Vieira, do LNEC, Fernando Pardo de Santayana, do CEDEX, e Roberto Quental Coutinho, da Universidade Federal de Pernambuco. As áreas em foco serão no domínio da Geotecnia Ambiental, destacando-se: aterros e armazenamento de resíduos; remediação de terrenos e reabilitação de locais contaminados; reciclagem, tratamento e aplicação de resíduos; utilização de recursos geotérmicos superficiais; e economia circular e análise do ciclo de vida aplicadas à geotecnia.

Termino este meu primeiro editorial, agradecendo a todos os que, ao longo dos anos, têm contribuído para a regular publicação da revista Geotecnia e para o seu sucesso, nomeadamente os membros das equipas editoriais, autores, revisores, leitores, patrocinadores e entidades que colaboram na sua produção e divulgação.

António Gomes Correia – Editor da Revista Geotecnia em 2023-2024

En este número, quisiera comenzar expresando mi agradecimiento a todos los miembros del equipo editorial 2023-2024, compuesto por mí como Editor (SPG–Portugal), los dos Coeditores (ABMS–Brasil y SEMSIG–España), seis Editores Asociados (2 de SPG, 2 de ABMS y 2 de SEMSIG) y los 48 miembros del Consejo Editorial (15 de Brasil, 1 de Chile, 15 de España, 1 de EUA, 1 de Francia, 14 de Portugal y 1 del Reino Unido). Este agradecimiento también se extiende a los editores invitados, así como a todos los autores y revisores mencionados en este volumen, cuyo apoyo a Geotecnia contribuyó en gran medida al logro de los objetivos establecidos para el bienio, garantizando una publicación de calidad y cumpliendo los plazos de edición. Asimismo, extendemos nuestro renovado agradecimiento a la Imprenta de la Universidade de Coimbra por su eficiente y oportuna colaboración en la gestión y difusión de los artículos de la revista.

Durante el bienio 2023-2024 se publicaron seis números regulares de la revista (157-162), junto con un número especial dedicado al tema del 50º Aniversario de la Sociedad Portuguesa de Geotecnia / 75º Aniversario del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (Geotecnia Número Extra – febrero de 2024), que incluyó seis artículos preparados por comités técnicos de la SPG y miembros distinguidos de la comunidad geotécnica, además de un editorial de los editores invitados y miembros de la SPG, Alexandre Pinto y Laura Caldeira.

Un logro importante fue la indexación de la revista en SCOPUS (anunciada en el número 157), con cobertura de artículos publicados desde 2019. En concreto, se indexaron 13 artículos de 2023 (incluido un editorial) y 15 de 2024 para el bienio. Las primeras métricas de SCOPUS se publicaron en mayo de 2024, correspondientes a 2023, con un CiteScore de 0,7 y las siguientes clasificaciones en las cuatro áreas temáticas asignadas a la revista: Ingeniería Civil y Estructural (332/379), Ciencias de la Tierra y Planetarias - Miscelánea (139/159), Geología (270/321) e Ingeniería Geotécnica y Geología de Ingeniería (193/229). Como resultado, Geotecnia fue incluida en el SCImago Journal Rankings por primera vez, recibiendo una clasificación Q4 en cada una de las categorías SCOPUS antes mencionadas, con una puntuación SCImago Journal Rank (SJR 2023) de 0,11.

Si bien estas métricas son modestas, cabe destacar que Geotecnia es la única revista portuguesa de acceso abierto incluida en la categoría de Ciencias de la Tierra y Planetarias - Miscelánea. Dentro de la categoría más amplia de Ingeniería, solo la acompañan otras dos revistas portuguesas: Journal of Innovation Management (Q2) y U. Porto Journal of Engineering (Q4), ambas publicadas en inglés.

También vale la pena señalar que la revista aún está en evaluación para su indexación en la Web of Science (WoS), y esperamos mejoras en los indicadores de 2024, que serán publicados por SCOPUS en mayo de 2025. En marzo de 2025, ya se ha observado un ligero aumento en el CiteScore a 0,8.

La opinión del abajo firmante, ya compartida con el Presidente de la SPG (2024-2028) y con el nuevo Editor de Geotecnia (2025-2026), es que es necesario reconsiderar el acuerdo actual con las Sociedades asociadas respecto al idioma de publicación de la Revista. Publicar artículos en inglés permitiría una mayor difusión global y la integración de un consejo editorial internacional. Este cambio, sin duda, aumentaría el impacto mundial de la revista y contribuiría a mejorar su posicionamiento en diversas agencias de indexación.

Dejamos este reto en manos de la nueva dirección de SPG y Geotecnia, expresando, en nombre de todo el equipo editorial 2023-2024, nuestros más sinceros deseos de éxito continuo. Confío en su capacidad para impulsar la ingeniería geotécnica portuguesa y fortalecer la visibilidad de nuestra comunidad técnica y científica en los escenarios internacionales más prestigiosos. Les deseamos que este nuevo período se caracterice por logros significativos, innovación y creatividad continuas, y un papel reforzado para Portugal en la vanguardia de la geotecnia.

Eduardo Fortunato – Editor da Revista Geotecnia para 2025-2026

En este número, el primero bajo la responsabilidad del nuevo equipo editorial para el bienio 2025-2026, quiero comenzar agradeciendo la confianza depositada por la Dirección del SPG a los socios que ahora inician sus funciones en la Revista Geotecnia.

Asumimos este reto conscientes de la gran responsabilidad que lleva consigo, tanto por la trayectoria de la revista como, en particular, por la necesidad de garantizar, y si es posible, ampliar, los logros recientes. Estos se debieron, en gran medida, al gran compromiso del anterior equipo editorial con la gestión y difusión de la revista, con el proceso de indexación y con el mantenimiento de altos estándares en cuanto a los trabajos aceptados para publicación. Compartir este editorial es el primer paso de nuestro compromiso.

Este nuevo equipo editorial hará todo lo posible para que la revista Geotecnia continúe su trayectoria ascendente, esperando que la comunidad geotécnica de los países de idioma portugués y español nos ayude a mantener la calidad y aumentar la visibilidad de la revista, en particular a través de la difusión entre nuestros pares y, en particular, enviando para publicación trabajos de alto valor técnico-científico.

Además del compromiso de publicar tres números anuales, identificaremos temas clave que, por su importancia y relevancia actual, justifiquen números temáticos especiales. Actualmente se está preparando un número especial dedicado a los Desafíos de la Geotecnia Ambiental, con los editores invitados Ana Vieira, del LNEC; Fernando Pardo de Santayana, del CEDEX; y Roberto Quental Coutinho, de la Universidad Federal de Pernambuco. Las áreas de enfoque se centrarán en el ámbito de la Geotecnia Ambiental, destacando: vertederos de almacenamiento de residuos; remediación y rehabilitación de terrenos contaminados; reciclaje, tratamiento y aplicación de residuos; uso de recursos geotérmicos superficiales; y economía circular y análisis del ciclo de vida aplicados a la Geotecnia.

Cierro mi primer editorial agradeciendo a todos los que a lo largo de los años han contribuido a la publicación regular de la revista Geotecnia y a su éxito, especialmente a los miembros del equipo editorial, autores, revisores, lectores, patrocinadores y entidades que colaboraron en su producción y difusión.

António Gomes Correia – Editor da Revista Geotecnia em 2023-2024

In this issue, I would like to begin by expressing my gratitude to all members of the 2023–2024 editorial team, composed of myself as Editor (SPG–Portugal), the two Co-Editors (ABMS–Brazil and SEMSIG–Spain), six Associate Editors (2 from SPG, 2 from ABMS, and 2 from SEMSIG), and the 48 members of the Editorial Board (15 from Brazil, 1 from Chile, 15 from Spain, 1 from the USA, 1 from France, 14 from Portugal, and 1 from the United Kingdom). This vote of thanks is also extended to the guest editors, as well as to all authors and reviewers listed in this volume, whose support for Geotecnia greatly contributed to achieving the goals set for the biennium, ensuring both quality and timely publication. We also extend our renewed thanks to the University of Coimbra Press for their efficient and timely collaboration in the management and dissemination of the Journal's articles.

During the 2023-2024 biennium, six regular issues of the Journal were published (157–162), along with a special issue dedicated to the theme 50th Anniversary of the Portuguese Geotechnical Society/ 75th Anniversary of the Nacional Laboratory for Civil Engineering (Geotecnia Extra Issue – February 2024), which included six articles prepared by SPG technical committees and distinguished members of the geotechnical community, in addition to an editorial by the guest editors and SPG members, Alexandre Pinto and Laura Caldeira.

A major achievement was the Journal's indexing in SCOPUS (announced in issue 157), with coverage of articles published since 2019. Specifically, 13 articles from 2023 (including one editorial) and 15 from 2024 were indexed for the biennium. The first SCOPUS metrics were released in May 2024, referring to 2023, with a CiteScore of 0.7 and the following rankings across the four subject areas assigned to the Journal: Civil and Structural Engineering (332/379), Earth and Planetary Sciences – Miscellaneous (139/159), Geology (270/321), and Geotechnical Engineering and Engineering Geology (193/229). As a result, Geotecnia was included in the SCImago Journal Rankings for the first time, receiving a Q4 classification in each of the aforementioned SCOPUS categories, with a SCImago Journal Rank (SJR 2023) score of 0.11.

While these metrics are modest, it is worth highlighting that Geotecnia is the only open-access Portuguese journal listed in the Earth and Planetary Sciences – Miscellaneous category. Within the broader Engineering category, it is accompanied by only two other Portuguese journals: Journal of Innovation Management (Q2) and U. Porto Journal of Engineering (Q4), both published in English.

It is also worth noting that the Journal is still under evaluation for indexing in the Web of Science (WoS), and we expect improvements in the 2024 indicators, to be published by SCOPUS in May 2025. As of March 2025, a slight increase in the CiteScore to 0.8 has already been observed.

The undersigned opinion, already shared with the President of SPG (2024-2028) and with the new Editor of Geotecnia (2025–2026), is that it is necessary to reconsider the current agreement with partner Societies regarding the publication language of the Journal. Publishing articles in English would allow for broader global outreach and integration of an international-scale editorial board. This shift would undoubtedly increase the Journal's worldwide impact and contribute to improving its standing across various indexing agencies.

We leave this challenge to the new leadership of SPG and Geotecnia, expressing, on behalf of the entire 2023-2024 editorial team, our most sincere wishes for continued success. I am confident in their ability to elevate Portuguese geotechnical engineering and strengthen the visibility of our technical and scientific community on the most prestigious international stages. The best wishes for this new period to be marked by meaningful achievements, ongoing innovation and creativity, and a reinforced role for Portugal at the forefront of geotechnics.

Eduardo Fortunato – Editor da Revista Geotecnia para 2025-2026

In this issue, the first under the responsibility of the new editorial team for the 2025-2026 biennium, I want to begin by thanking the confidence given by the SPG Board of Directors to the members who are now starting their duties at Geotecnia.

We assume this challenge aware of the great responsibility this task entails, both due to the history of the Journal and, in particular, the need to guarantee, or even increase, recent achievements. These resulted mostly from the great commitment of the previous editorial team in the management and dissemination of the Journal, in the indexing process, and in maintaining high standards in terms of works accepted for publication. Sharing this editorial is the first step of our commitment.

This new editorial team will do everything to ensure that the Geotecnia continues on its upward trajectory, hoping that the geotechnical community in Portuguese-speaking and Spanish-speaking countries will help us to keep the quality and increase the visibility of the Journal, namely through dissemination among peers and, in particular, by submitting for publication works of high technical-scientific merit.

In addition to the commitment to publish three issues per year, we will identify key topics that, due to their importance and current relevance, justify special thematic issues. A special issue dedicated to the Challenges of Environmental Geotechnics is currently being prepared, with guest editors Ana Vieira, from LNEC, Fernando Pardo de Santayana, from CEDEX, and Roberto Quental Coutinho, from the Federal University of Pernambuco. The areas of focus will be in the domain of Environmental Geotechnics, highlighting: landfills and waste storage; land remediation and rehabilitation of contaminated sites; recycling, treatment and waste application; use of shallow geothermal resources; and circular economy and life cycle analysis applied to Geotechnics.

I close my first editorial by thanking everyone who, over the years, has contributed to the regular publication of Geotecnia and its success, especially the members of the editorial team, authors, reviewers, readers, sponsors, and entities that collaborated in its production and dissemination.

Agradecimento / Agradecimiento / Acknowledgement

A qualidade dos artigos da Revista Geotecnia muito deve à dedicação e ao nível científico dos seus Revisores que, graciosamente, disponibilizam o seu tempo e o seu conhecimento. Em nome da Direcção da Revista Geotecnia, os Editores manifestam o seu público agradecimento aos colegas que, como Revisores, colaboraram com a Revista durante os anos de 2022, 2023 e 2024.

La calidad de los artículos de la Revista Geotecnia le debe mucho a la dedicación y al nivel científico de sus Revisores, quienes ofrecen amablemente su tiempo y sus conocimientos. En nombre de la Dirección de la Revista Geotecnia, los Editores manifiestan su público agradecimiento a los colegas que, como Revisores, han colaborado con la Revista durante los años 2022, 2023 y 2024.

The quality of the articles published in Geotecnia journal owes much to the dedication and scientific level of its Reviewers, who freely offer their time and knowledge. On behalf of the Board of Geotecnia journal, the Editors acknowledge those who have collaborated with the journal during 2022, 2023 and 2021.

2022

Alessandro Cirone, Brasil
Ana Cristina Freire, Portugal
Ana Paula Pinto França de Santana, Portugal
André Paixão, Portugal
António Alberto Correia, Portugal
António Pedro, Portugal
António Roque, Portugal
Bruno Delgado, Brasil
Carlos Medeiros, Brasil
Carlos Rodrigues, Portugal
Cecília Vale, Portugal
Celeste Jorge, Portugal
Claudio Olalla Marañón, Espanha
Cristina Gomes, Portugal
Eduardo Fortunato, Portugal
Enrique Asanza, Espanha
Fernando Marinho, Brasil
Fernando Saboya Jr, Brasil
Francisco Salgado, Portugal
Javier Moreno Robles, Espanha
João Marcelino, Portugal
Jorge Almeida e Sousa, Portugal
José Carlos Grazina, Portugal
José Eduardo Quintanilha de Menezes, Portugal

José Mateus de Brito, Portugal
José Neves, Portugal
José Nuno Varandas, Portugal
José Vieira de Lemos, Portugal
Katia Bicalho, Brasil
Luis Edmundo Campos, Brasil
Luís Lemos, Portugal
Manuela Carvalho, Portugal
Maria da Graça Lopes, Portugal
Mariana de Carvalho, Portugal
Marina Corte, Brasil
Mauro Muñoz, Espanha
Miguel Sol-Sánchez, Espanha
Nuno Cruz, Portugal
Paulo Coelho, Portugal
Paulo Venda Oliveira, Portugal
Pedro Lamas, Portugal
Renato Cunha, Brasil
Ricardo Santos, Portugal
Rui Micaelo, Portugal
Sara Rios, Portugal
Teresa Santana, Portugal
Tiago de Jesus Souza, Brasil

2023

Alessandro Cirone, Brasil
Ana Cristina Freire, Portugal
Ana Paula Pinto França de Santana, Portugal
André Paixão, Portugal
António Alberto Correia, Portugal
António Pedro, Portugal
António Roque, Portugal
Bruno Delgado, Brasil
Carlos Medeiros, Brasil
Carlos Rodrigues, Portugal
Cecília Vale, Portugal
Celeste Jorge, Portugal
Claudio Olalla Marañón, Espanha
Cristina Gomes, Portugal
Eduardo Fortunato, Portugal
Enrique Asanza, Espanha
Fernando Marinho, Brasil
Fernando Saboya Jr, Brasil
Francisco Salgado, Portugal
Javier Moreno Robles, Espanha
João Marcelino, Portugal
Jorge Almeida e Sousa, Portugal
José Carlos Grazina, Portugal
José Eduardo Quintanilha de Menezes, Portugal

José Mateus de Brito, Portugal
José Neves, Portugal
José Nuno Varandas, Portugal
José Vieira de Lemos, Portugal
Katia Bicalho, Brasil
Luis Edmundo Campos, Brasil
Luís Lemos, Portugal
Manuela Carvalho, Portugal
Maria da Graça Lopes, Portugal
Mariana de Carvalho, Portugal
Marina Corte, Brasil
Mauro Muñiz, Espanha
Miguel Sol-Sánchez, Espanha
Nuno Cruz, Portugal
Paulo Coelho, Portugal
Paulo Venda Oliveira, Portugal
Pedro Lamas, Portugal
Renato Cunha, Brasil
Ricardo Santos, Portugal
Rui Micaelo, Portugal
Sara Rios, Portugal
Teresa Santana, Portugal
Tiago de Jesus Souza, Brasil

2024

Ana Cristina Freire, Portugal
Ana Cristina Sieira, Brasil
António Alberto Correia, Portugal
Celeste Jorge, Portugal
Ignacio Pérez Rey, Espanha
João Camões Lourenço, Portugal
João Marcelino, Portugal
Jorge Almeida e Sousa, Portugal
José Neves, Portugal
José Carlos Grazina, Portugal
Lays Cristina, Brasil
Luísa Braga, Portugal
Mariana de Carvalho, Portugal
Miriam Martín Ruiz, Espanha
Nuno Azevedo, Portugal
Paulo Venda Oliveira, Portugal
Pedro Guedes de Melo, Portugal
Rogério Mota, Portugal
Rui Micaelo, Portugal
Sara Rios, Portugal
Teresa Santana, Portugal

SENSIBILIDADE DE MODELO ANALÍTICO DE INTERAÇÃO ONDA-SOLO MARINHO ATRAVÉS DE PLANEJAMENTO DE EXPERIMENTOS

Sensitivity of analytical model of wave-seabed interaction through the design of experiments

João Paulo Chodacki Quiuqui^a, Antônio Marcos de Lima Alves^b

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

^b Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Brasil.

RESUMO – Os fenômenos associados à interação dinâmica entre ondas e leitos marinhos porosos são objeto de intensas pesquisas ao redor do mundo. O assunto é de extrema importância para a análise da estabilidade de estruturas portuárias e offshore, dutos e taludes submarinos, por exemplo. Neste trabalho, foi conduzida uma análise de sensibilidade de um modelo analítico para representação das tensões, poropressão e deslocamentos induzidos por ondas em leitos marinhos porosos. A análise de sensibilidade foi realizada aplicando-se o método de Taguchi para planejamento de experimentos, em conjunto com uma análise de variância (ANOVA). Foi possível identificar os parâmetros do solo que mais influenciam na resposta do modelo analítico. Foi realizada ainda a otimização dos fatores do modelo analítico a fim de determinar os parâmetros ótimos para um conjunto de dados experimentais analisados.

ABSTRACT – The phenomena associated with the dynamic interaction between waves and porous seabeds are the subject of intense research worldwide. The subject is extremely important for analyzing the stability of port and offshore structures, pipelines, and submarine slopes, for example. In this work, an analytical model to represent wave-induced stresses, pore pressure, and displacements in porous seabeds was subjected to a sensitivity analysis, by applying the Taguchi method for design of experiments and analysis of variance (ANOVA). It was possible to identify the soil parameters that most influence the response of the analytical model. The optimization of the analytical model factors was also carried out to determine the optimal parameters for a set of experimental data analyzed.

Palavras Chave – interação onda-solo marinho, análise de sensibilidade, planejamento de experimentos.

Keywords – wave-seabed interaction, sensitivity analysis, design of experiments.

1 – INTRODUÇÃO

O crescimento das atividades humanas em regiões costeiras e offshore tem conduzido a esforços consideráveis de pesquisas buscando um melhor entendimento da interação entre as ondas e o leito marinho. Uma das razões para isso é a preocupação com danos em estruturas costeiras e offshore associados à instabilidade do leito marinho induzida por ondas (Christian et al., 1974; Jeng, 2013).

E-mails: joao.quiuqui@ufrgs.br (J. Quiuqui), antonioalves@furg.br (A. Alves)

ORCID: orcid.org/0000-0002-5083-413X (J. Quiuqui), orcid.org/0000-0001-5799-3304 (A. Alves)

A propagação de ondas gera um campo de pressões dinâmicas ao longo da coluna de água, chegando até o leito marinho. Essa pressão induz o surgimento de tensões, poropressões e deslocamentos no solo marinho (Moshagen e Torum, 1975). Estes efeitos podem resultar em problemas de engenharia significativos como deslocamento de oleodutos, instabilidade de taludes submarinos e rompimento de quebra-mares (Yang, 2014). A avaliação da estabilidade de estruturas submarinas, essencial para a operação normal dos sistemas, depende da obtenção das respostas do fundo marinho à propagação das ondas na superfície do mar (Fu et al., 2024).

Numerosos modelos de resposta do fundo marinho diante do carregamento cíclico de ondas têm sido desenvolvidos (Jeng, 2013), dentre os principais estão, o modelo desacoplado (Nakamura et al., 1973), modelo de adensamento (ou modelo quase estático) (Madsen, 1978; Yamamoto et al., 1978), modelo dinâmico, aproximação u-p (Zienkiewicz et al., 1980; Jeng et al., 1999; Jeng and Rahman, 2000) e os modelos poroelastoplásticos (Sassa e Sekiguchi, 2001; Sassa et al., 2001). O modelo desacoplado considera o solo e o fluido como incompressíveis, além de ignorar as acelerações do fluido e do solo. Além disso, diversos trabalhos têm utilizado abordagens numéricas para investigar a resposta do meio poroso. Por exemplo, Sui et al. (2016) apresentaram um modelo tridimensional que considerou os efeitos da reflexão e difração das ondas em um meio poroso ao redor de estacas. Lin et al. (2017) integraram modelos de ondas e de solo utilizando o OpenFOAM, validando seus resultados com dados experimentais. Zhao et al. (2021) desenvolveram um modelo elastoplástico para estudar a resposta do solo ao redor de dutos submarinos, focando nas interações entre ondas e correntes.

O modelo de adensamento é baseado na teoria de adensamento de Biot (1941), o qual fornece a resposta do solo marinho induzida pela onda, considerando o fluido contido nos poros e o solo como meios compressíveis. São ignorados os termos de acelerações do solo e do fluido. Essa abordagem foi desenvolvida inicialmente por Yamamoto et al. (1978) e Madsen (1978), que consideraram ainda a equação de armazenamento de Verruijt (1969). Yamamoto et al. (1978) consideraram o solo como um meio hidráulico isotrópico enquanto Madsen (1978) admitiu anisotropia quanto a permeabilidade.

Os modelos dinâmicos consideram as força inerciais do fluido e do solo como parte da solução, enquanto que o modelo de aproximação u-p leva em conta somente as acelerações do solo, desconsiderando, portanto, as derivadas de segunda ordem em relação ao tempo do fluido (Quiuqui et al., 2022). Jeng e Cha (2003) apontam que a inclusão de termos inerciais deve ser considerada somente em alguns casos específicos de combinação do solo marinho e características de onda, sendo os modelos quase estáticos, normalmente, suficientes para estimar os efeitos no solo induzido por ondas na maior parte dos casos. Nos exemplos numéricos apresentados, Jeng e Lee (2001) identificaram que a solução dinâmica é necessária para solos mais permeáveis, como pedregulhos e cascalhos. Por outro lado, para solos arenosos, a solução quase estática mostrou-se suficiente para representar adequadamente as tensões, poropressões e deslocamentos no interior do fundo marinho.

O objetivo deste trabalho é avaliar o modelo analítico de Yamamoto et al. (1978) para representação de tensões, poropressão e deslocamentos induzido por ondas em leitos marinhos porosos. Através do método de Taguchi, muito utilizado na área de planejamento de experimentos, o modelo analítico de Yamamoto et al. (1978) foi testado para diferentes combinações de parâmetros do solo, tendo sido realizada ainda uma análise de variância (ANOVA) com o objetivo de determinar a contribuição de cada parâmetro na resposta do modelo analítico. Por fim, através do modelo de regressão matemática desenvolvido, realizou-se um processo de otimização a fim de obter os parâmetros ótimos do modelo analítico, para um conjunto de dados experimentais testado. Desta forma, o presente estudo busca indicar quais parâmetros são mais ou menos importantes para a resposta do modelo, norteando onde devem ser concentrados mais esforços para sua determinação precisa e quais podem ser estimados de forma aproximada sem comprometer a acurácia na resposta do comportamento do fundo marinho.

2 – O MODELO ANALÍTICO DE YAMAMOTO ET AL. (1978)

2.1 – Equações governantes

O modelo analítico de Yamamoto et al. (1978) está baseado na teoria de adensamento de Biot (1941), sendo o solo representado como um material poroso isotrópico, homogêneo e de espessura infinita. O fluido intersticial é considerado compressível, assim como o meio poroso. Já os grãos do solo são considerados incompressíveis. Os efeitos gerados no solo são induzidos por ondas de água periódicas, progressivas e lineares propagando-se sobre o leito marinho com profundidade constante h , sendo o modelo considerado bidimensional.

Para estas condições, a equação da continuidade pode ser escrita como:

$$\frac{k}{\gamma} \nabla^2 p = \frac{n}{K'} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

onde k é o coeficiente de permeabilidade, γ é o peso específico do fluido, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ é o operador laplaciano, p é o excesso de poropressão, n é a porosidade, e ε é a deformação específica do meio poroso, definida por:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad (2)$$

sendo u e w os deslocamentos na direção x e z respectivamente. O parâmetro K' é o módulo de compressibilidade aparente do fluido, que se relaciona da seguinte forma com o módulo de compressibilidade real K (Verruijt, 1969):

$$K' = \left[\frac{1}{K} + \frac{1-S}{\gamma h} \right]^{-1} \quad (3)$$

sendo S o grau de saturação do meio poroso e h a distância entre a superfície do leito marinho e a superfície média do fluido em repouso.

As equações de equilíbrio em suas componentes são expressas como:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad (4)$$

$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad (5)$$

De acordo com a Lei de Hooke, as tensões efetivas normais na direção horizontal (σ'_x) e vertical (σ'_z) e cisalhantes (τ_{xz} , τ_{zx}) podem ser definidas como:

$$\sigma'_x = 2G \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right) \quad (6)$$

$$\sigma_z' = 2G \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\nu}{1 - 2\nu} \varepsilon \right) \quad (7)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad (8)$$

onde G é o módulo de cisalhamento e ν é o coeficiente de Poisson do solo.

2.2 – Condições de contorno

Na Figura 1 estão apresentados os eixos de orientação adotados na solução matemática considerando o solo homogêneo com espessura infinita. O eixo z é vertical e positivo com direção para baixo, já o eixo x é positivo com direção contrária à propagação das ondas progressivas.

Na superfície da camada de solo ($z = 0$), a tensão vertical efetiva é nula, a tensão cisalhante é desprezada e o excesso de poropressão é igual à pressão gerada pela onda:

$$\sigma_z' = 0 \quad (9)$$

$$\tau_{xz} = 0 \quad (10)$$

$$p = p_0 \exp \psi \quad (11)$$

onde $\psi = i(\lambda x + \omega t)$ é a função fase, sendo λ o número de onda definido por $\lambda = \frac{2\pi}{L}$, L o comprimento de onda, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ é a frequência angular, sendo T o período da onda, $i = \sqrt{-1}$, sendo considerada na solução somente a parte real, e p_0 é a amplitude da pressão dinâmica gerada pela onda, calculada através da teoria linear de ondas sendo, $p_0 = \frac{\gamma H}{2 \cosh(\lambda h)}$ onde H é a altura da onda.

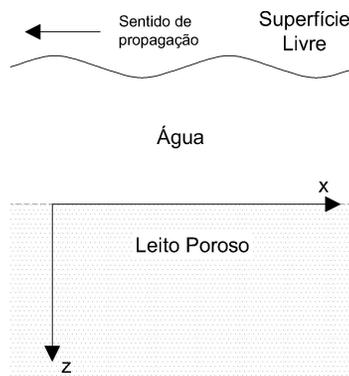


Fig. 1 – Esquema dos eixos de orientação.

Considerando a espessura do solo marinho infinita, os deslocamentos horizontais e verticais além do excesso de poropressão podem ser considerados nulos à medida que a profundidade tende ao infinito, logo:

$$u, w, p \rightarrow 0 \text{ em } z \rightarrow +\infty \quad (12)$$

2.3 – Solução analítica do problema

A linearidade das equações governantes sugere que todas as variáveis dependerão de x e t da forma dada pelo carregamento (equação 11), portanto, a diferenciação de qualquer variável em relação a x e t reduz-se à própria variável multiplicada por $(i\lambda)$ e $(i\omega)$, respectivamente. Introduzindo este conceito nas equações 1, 4 e 5, pode-se reescrevê-las, respectivamente, como:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial z^2} - p \left(\lambda^2 + \frac{i\gamma n}{kK'} \right) = \frac{i\omega\gamma}{k} \left(i\lambda u + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (13)$$

$$p = \sigma'_x + \frac{1}{i\lambda} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \quad (14)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + i\lambda \tau_{xz} \quad (15)$$

Substituindo a equação 14 nas equações 13 e 15, pode-se obter as equações governantes do problema em função somente das tensões efetivas e deslocamentos:

$$\frac{\partial^2 \sigma'_x}{\partial z^2} + \frac{1}{i\lambda} \frac{\partial^3 \tau_{xz}}{\partial z^3} - \left(\lambda^2 + \frac{i\gamma n}{kK'} \right) \left(\sigma'_x + \frac{1}{i\lambda} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) = \frac{i\omega\gamma}{k} \left(i\lambda u + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (16)$$

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial z} + \frac{1}{i\lambda} \frac{\partial^2 \tau_{xz}}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + i\lambda \tau_{xz} \quad (17)$$

Substituindo as equações 6, 7 e 8 nas equações 16 e 17, o problema passará a ser função dos deslocamentos u e w . Após as substituições e algumas manipulações algébricas, obtêm-se a equação governante para o deslocamento horizontal u :

$$\frac{\partial^6 u}{\partial z^6} - (2\lambda^2 + \lambda'^2) \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} + \lambda^2 (\lambda^2 + 2\lambda'^2) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \lambda^4 \lambda'^2 u = 0 \quad (18)$$

onde o parâmetro λ' reúne as variáveis físicas dependentes da onda (número de onda λ e frequência angular ω), do solo (coeficiente de Poisson ν , porosidade n , módulo de cisalhamento G) e do fluido (peso específico γ e módulo de compressibilidade corrigido K'):

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{i\gamma\omega}{k} \left(\frac{n}{K'} + \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)G} \right) \quad (19)$$

A equação 18 (em conjunto com a equação 19) torna-se a equação governante final para o deslocamento do solo induzido pela onda progressiva bidimensional, na direção horizontal, considerando-se condições hidráulicas isotrópicas. Através das equações 14 e 17, é possível determinar as equações governantes para o deslocamento induzido na direção vertical e para o excesso de poropressão, respectivamente, onde todas elas são equações diferenciais homogêneas de sexto grau cuja equação característica pode ser dada por:

$$(D^2 - \lambda^2)^2 (D^2 - \lambda'^2) \begin{Bmatrix} u \\ w \\ p \end{Bmatrix} = 0 \quad (20)$$

onde D indica o operador $D = \frac{d}{dz}$. Como soluções da equação 20, obtêm-se:

$$u = \{a_1 \exp(\lambda z) + a_2 \exp(-\lambda z) + a_3 z \exp(\lambda z) + a_4 z \exp(-\lambda z) + a_5 \exp(\lambda' z) + a_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (21)$$

$$w = \{b_1 \exp(\lambda z) + b_2 \exp(-\lambda z) + b_3 z \exp(\lambda z) + b_4 z \exp(-\lambda z) + b_5 \exp(\lambda' z) + b_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (22)$$

$$p = \{c_1 \exp(\lambda z) + c_2 \exp(-\lambda z) + c_3 z \exp(\lambda z) + c_4 z \exp(-\lambda z) + c_5 \exp(\lambda' z) + c_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (23)$$

As constantes a_n, b_n e c_n com $n = \{1,2,3,4,5,6\}$ podem ser determinadas através das condições de contorno.

2.4 – Determinação das constantes

A aplicação da condição de contorno apresentada pela equação 12 indica que $a_n = b_n = c_n = 0$, sendo $n = \{1,3,5\}$, sendo assim, as equações 21, 22 e 23 reduzem-se a:

$$u = \{a_2 \exp(-\lambda z) + a_4 z \exp(-\lambda z) + a_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (24)$$

$$w = \{b_2 \exp(-\lambda z) + b_4 z \exp(-\lambda z) + b_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (25)$$

$$p = \{c_2 \exp(-\lambda z) + c_4 z \exp(-\lambda z) + c_6 \exp(-\lambda' z)\} \exp \psi \quad (26)$$

As constantes a_n, b_n e c_n com $n = \{2,4,6\}$ não são independentes. Esta dependência pode ser determinada substituindo as equações 24, 25 e 26 nas equações governantes do problema apresentadas pelas equações 1, 4 e 5. Sendo assim, as relações entre as constantes podem ser escritas da seguinte forma:

$$b_2 = i \left(a_2 + \frac{a_4}{\lambda} \frac{1 + m(3 - 4\nu)}{1 + m} \right) \quad (27)$$

$$b_4 = i a_4 \quad (28)$$

$$b_6 = i \frac{\lambda'}{\lambda} a_6 \quad (29)$$

$$c_2 = \frac{2G}{1 + m} a_4 \quad (30)$$

$$c_4 = 0 \quad (31)$$

$$c_6 = \frac{2G\beta\omega'}{\lambda} a_6 \quad (32)$$

onde:

$$\omega' = \frac{\omega}{c} \quad (33)$$

$$c = \frac{k}{\gamma \left(\frac{n}{K'} + \frac{1-2\nu}{2G(1-\nu)} \right)} \quad (34)$$

$$\beta = \frac{1-2\nu}{1-\nu} \quad (35)$$

$$m = \frac{n}{K'} \frac{G}{(1-2\nu)} \quad (36)$$

Por fim, a determinação das constantes a_j sendo $j = \{2,4,6\}$, se dá através da aplicação das condições de contorno restantes (equações 9, 10 e 11). As expressões gerais para o cálculo dos deslocamentos e excesso de poropressão induzidos por ondas progressivas e bidimensionais são:

$$u = \frac{ip_0}{2\lambda G} \left\{ m \frac{-[1+2(1-\nu)\lambda^n]+i(1-2\nu)\omega^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \exp(-\lambda z) - \left[1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \lambda z \exp(-\lambda z) + \frac{m}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \exp(-\lambda'z) \right\} \exp \psi \quad (37)$$

$$w = \frac{p_0}{2\lambda G} \left\{ \left[1 + m \frac{1+(1-2\nu)(-\lambda^n+i\omega^n)}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \exp(-\lambda z) + \left[1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \lambda z \exp(-\lambda z) - \frac{(1+\lambda^n)}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \exp(-\lambda'z) \right\} \exp \psi \quad (38)$$

$$p = p_0 \left\{ \left[1 - \frac{im\omega^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \exp(-\lambda z) + \frac{m\omega^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \exp(-\lambda'z) \right\} \exp \psi \quad (39)$$

onde as constantes ω'' e λ'' são:

$$\omega'' = \beta \left(\frac{\omega'}{\lambda^2} \right) \quad (40)$$

$$\lambda'' = \frac{\lambda' - \lambda}{\lambda} \quad (41)$$

As expressões para o cálculo das tensões efetivas podem ser obtidas substituindo as equações 37, 38 e 39 nas equações 6, 7 e 8:

$$\sigma_x' = p_0 \left\{ \left[m \frac{-[1+2(1-\nu)\lambda^n]+i(1-2\nu)\omega^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} - \frac{2m\nu}{1+m} \left(1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right) \right] \exp(-\lambda z) + \left[1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \lambda z \exp(-\lambda z) + \left[\left(\frac{-m}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right) \left(\frac{\lambda^2(1-\nu)-\nu\lambda'^2}{\lambda^2(1-2\nu)} \right) \right] \exp(-\lambda'z) \right\} \exp \psi \quad (42)$$

$$\sigma_z' = -p_0 \left\{ \left[m \frac{-[1+2(1-\nu)\lambda^n]+i(1-2\nu)\omega^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} + \frac{2m(1-\nu)}{1+m} \left(1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right) \right] \exp(-\lambda z) + \left[1 - \frac{m\lambda^n}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right] \lambda z \exp(-\lambda z) + \left[\left(\frac{-m}{-\lambda^n+i(1+m)\omega^n} \right) \left(\frac{\lambda^2\nu-(1-\nu)\lambda'^2}{\lambda^2(1-2\nu)} \right) \right] \exp(-\lambda'z) \right\} \exp \psi \quad (43)$$

$$\tau_{xz} = -ip_0 \left\{ \left[m \frac{-[1+2(1-\nu)\lambda'']+i(1-2\nu)\omega''}{-\lambda''+i(1+m)\omega''} - \frac{m(1-2\nu)}{1+m} \left(1 - \frac{m\lambda''}{-\lambda''+i(1+m)\omega''} \right) \right] \exp(-\lambda z) + \left[1 - \frac{m\lambda''}{-\lambda''+i(1+m)\omega''} \right] \lambda z \exp(-\lambda z) + \left[\frac{\lambda'}{\lambda} \left(\frac{-m}{-\lambda''+i(1+m)\omega''} \right) \right] \exp(-\lambda' z) \right\} \exp \psi \quad (44)$$

Vale ressaltar ainda que somente a parte real deve ser considerada como solução do problema nas equações 37, 38, 39, 42, 43 e 44. Da solução completa apresentada, a expressão que se refere ao excesso de poropressão (equação 39) será utilizada na seção 3 referentes a análise de sensibilidade do modelo adotado.

O fundo marinho real nas plataformas continentais é, geralmente, composto por várias camadas de solo com diferentes propriedades, onde estas variam de acordo com o aumento da distância da interface água-solo (Yamamoto, 1981). Um solo não homogêneo pode ser aproximado para um modelo de múltiplas camadas onde cada camada pode possuir diferentes parâmetros geotécnicos. A solução para este modelo é a extensão da solução analítica apresentada aqui acrescida de novas condições de contorno. Considerando a equação governante com anisotropia hidráulica apresentada por Madsen (1978), é possível também estender a solução para solos anisotrópicos.

2.5 – Validação por confronto com dados experimentais

Yamamoto et al. (1978) realizaram medições experimentais de poropressão em uma areia fina, a fim de validar a solução analítica desenvolvida. Os testes foram realizados em um tanque em laboratório, com espessura de água (h) igual a 0,9 m e espessura de solo (d) igual a 0,5 m. Foram medidos o excesso de poropressão em cinco profundidades diferentes. O período da onda T variou de 1 até 2,6 s.

Através do ajuste de curvas dos resultados experimentais realizados por Yamamoto et al. (1978), para diferentes períodos de onda, foram obtidos os valores de $\nu = 1/3$, $c = 0,02 \text{ m}^2/\text{s}$ e $m = 1$, além da estimativa do volume de ar contido nos poros (2%), resultando em um grau de saturação $S = 98\%$ (Yamamoto et al., 1978). Os demais parâmetros do solo foram estimados através das Eq. 3, 34 e 36: módulo de cisalhamento $G = 374,92 \text{ kPa}$, coeficiente de permeabilidade $k = 3,11 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ e porosidade $n = 0,4$. A comparação entre os dados experimentais e o modelo analítico pode ser observada na Figura 2. De acordo com a Figura 2, é possível observar visualmente que há uma razoável concordância entre os dados experimentais e as previsões do modelo analítico. As maiores diferenças são encontradas quando se consideram pequenos períodos de onda.

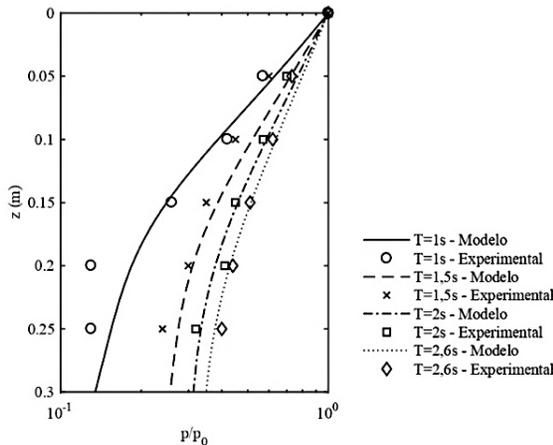


Fig. 2 – Comparação dos dados experimentais com o modelo analítico.

3 – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

3.1 – Método de Taguchi para planejamento de experimentos

O planejamento fatorial completo é referido como a técnica de definição e investigação de todas as condições possíveis em um experimento, envolvendo múltiplos fatores, enquanto o planejamento fatorial fracionário investiga apenas uma fração de todas as combinações possíveis. Embora essas abordagens sejam amplamente utilizadas, elas têm certas limitações: são ineficientes no tempo e no custo quando o número de variáveis é grande, além de exigir tratamento matemático rigoroso no desenho do experimento e na análise dos resultados. Nesta abordagem, o mesmo experimento pode ter projetos diferentes e produzir resultados diferentes, além disso, a determinação da contribuição de cada fator não é permitida (Roy, 1990).

O método de Taguchi foi proposto para superar essas limitações, simplificando e padronizando o planejamento fatorial fracionário (Roy, 1990). A metodologia envolve a identificação de parâmetros controláveis e incontroláveis e o estabelecimento de uma série de experimentos para descobrir a combinação ideal dos parâmetros que tem maior influência no desempenho e a menor variação em relação ao objetivo do projeto. O método de Taguchi tem sido empregado, dentre outras aplicações, na retroanálise de parâmetros geotécnicos. Lafifi et al. (2019), por exemplo, utilizaram esse método para identificar a coesão e o ângulo de atrito com base no modelo de Mohr–Coulomb, realizando ensaios pressiométricos em solos argilosos sintéticos.

Matrizes ortogonais são frequentemente empregadas em planejamento de experimentos para estudar os efeitos dos parâmetros e seus níveis. Para construir uma matriz ortogonal, é necessário definir o número de fatores a ser estudado, nível de variação de cada fator e a interação entre os fatores, caso ela exista (Singh, 2012). Neste estudo, a análise será realizada a partir de todos os parâmetros de entrada no modelo de Yamamoto (1978), eles são: grau de saturação (S), porosidade (n), coeficiente de permeabilidade (k), módulo de cisalhamento (G) e coeficiente de Poisson (ν), com 4 níveis de cada um dos fatores. A matriz ortogonal escolhida para análise dos fatores é a L16, que permite a análise de 5 parâmetros e a definição de 4 níveis para cada parâmetro (Quadro 1). No contexto do método de Taguchi, um nível representa um valor ou uma condição específica atribuída a um parâmetro durante os experimentos.

Quadro 1 – Matriz ortogonal L16 de Taguchi.

Nº do experimento	Parâmetro				
	1	2	3	4	5
1	1	1	1	1	1
2	1	2	2	2	2
3	1	3	3	3	3
4	1	4	4	4	4
5	2	1	2	3	4
6	2	2	1	4	3
7	2	3	4	1	2
8	2	4	3	2	1
9	3	1	3	4	2
10	3	2	4	3	1
11	3	3	1	2	4
12	3	4	2	1	3
13	4	1	4	2	3
14	4	2	3	1	4
15	4	3	2	4	1
16	4	4	1	3	2

De acordo com o Quadro 1, foram calculados, através da equação 39, os excessos de poropressão para 16 diferentes combinações dos parâmetros.

Os níveis de cada um dos parâmetros foram estabelecidos com base nos valores apresentados por Yamamoto et al. (1978), e estão apresentados no Quadro 2. Os valores dos níveis foram definidos com base nos valores médios obtidos por Yamamoto et al. (1978), considerando a faixa de variação relevante para cada parâmetro em relação ao modelo analítico estudado. O Quadro 2 apresenta esses níveis e os valores associados a cada parâmetro.

Quadro 2 – Fatores e níveis adotados para a matriz ortogonal de Taguchi.

Parâmetro	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4
S	0,97	0,98	0,99	1,00
n	0,3	0,4	0,5	0,6
k (m/s)	$2,1 \times 10^{-4}$	$3,1 \times 10^{-4}$	$4,1 \times 10^{-4}$	$5,1 \times 10^{-4}$
G (kPa)	200	300	400	500
v	0,2	0,3	0,4	0,499

O erro entre o modelo analítico e os dados experimentais foi calculado através da seguinte função (Roy, 1990):

$$Erro = \sum_{j=1}^{n_o} \frac{\left| \frac{p_{experimental}}{p_0} - \frac{p_{modelo}}{p_0} \right|}{n_o} \quad (45)$$

onde n_o representa o número de pontos na curva, $\frac{p_{experimental}}{p_0}$ representa o excesso de poropressão adimensionalizado por p_0 medido e $\frac{p_{modelo}}{p_0}$ representa o excesso de poropressão calculado através da equação 39, também adimensionalizado pela amplitude máxima p_0 . Desta forma, a função *Erro* é adimensional.

No Quadro 3, são apresentados os fatores e seus níveis nos 16 experimentos da matriz ortogonal de Taguchi, além do erro entre os dados experimentais e o modelo analítico calculado através da equação 45, para períodos de onda de $T = 1, 1,5, 2$ e $2,6$ s. A análise dos valores revela que o grau de saturação e o módulo de cisalhamento têm maior impacto na minimização do erro entre os dados experimentais e o modelo analítico, enquanto que a porosidade e a permeabilidade mostram influência menos significativa, conforme indicado por erros relativamente consistentes para diferentes níveis desses últimos parâmetros. Na Figura 3, estão a comparação entre os dados experimentais e todos os experimentos da matriz ortogonal de Taguchi para o período $T = 2$ s.

3.2 – Análise de variância (ANOVA)

A análise de variância (ANOVA) é uma técnica estatística padrão comumente usada para determinar a importância das variáveis independentes nas respostas de saída (Bouazid et al., 2014). A ANOVA tem por objetivo estimar a percentagem de contribuição de cada parâmetro em um conjunto de dados, assim como a eventual interação entre fatores.

Fazem parte da análise de variância grandezas como: a soma dos quadrados de cada fator, que pode ser calculada de acordo com a equação 46 (Roy, 1990):

$$SS_A = \left(\sum_{j=1}^{K_A} \frac{A_j^2}{n_{A_j}} \right) - \frac{R^2}{N} \quad (46)$$

onde K_A é o número de níveis do fator A , n_{A_j} é o número de experimentos do nível j do fator A , A_j é a soma de todos os experimentos do nível j do fator A , e R é a soma de todos os experimentos e N é o número de experimentos.

Quadro 3 – Resultado final da matriz de experimentos de Taguchi com o erro em cada experimento.

Exp.	S	n	k (m/s)	G (kPa)	v	Erro			
						T = 1 s	T = 1,5 s	T = 2 s	T = 2,6 s
1	0,97	0,3	0,0002	200	0,20	0,1199	0,1855	0,1467	0,1341
2	0,97	0,4	0,0003	300	0,30	0,0456	0,0237	0,0363	0,0432
3	0,97	0,5	0,0004	400	0,40	0,1176	0,1277	0,1773	0,1830
4	0,97	0,6	0,0005	500	0,49	0,1523	0,1931	0,2662	0,2775
5	0,98	0,3	0,0003	400	0,49	0,1036	0,1476	0,1743	0,1712
6	0,98	0,4	0,0002	500	0,40	0,0877	0,0930	0,1379	0,1459
7	0,98	0,5	0,0005	200	0,30	0,0788	0,1356	0,1000	0,0943
8	0,98	0,6	0,0004	300	0,20	0,0551	0,0943	0,0550	0,0475
9	0,99	0,3	0,0004	500	0,30	0,1402	0,2147	0,1866	0,1841
10	0,99	0,4	0,0005	400	0,20	0,1558	0,2379	0,2107	0,2072
11	0,99	0,5	0,0002	300	0,49	0,1122	0,1644	0,2088	0,2069
12	0,99	0,6	0,0003	200	0,40	0,0640	0,1134	0,0758	0,0700
13	1	0,3	0,0005	300	0,40	0,2669	0,3745	0,3497	0,3418
14	1	0,4	0,0004	200	0,49	0,2670	0,3746	0,3497	0,3418
15	1	0,5	0,0003	500	0,20	0,2668	0,3745	0,3496	0,3417
16	1	0,6	0,0002	400	0,30	0,2668	0,3744	0,3496	0,3417

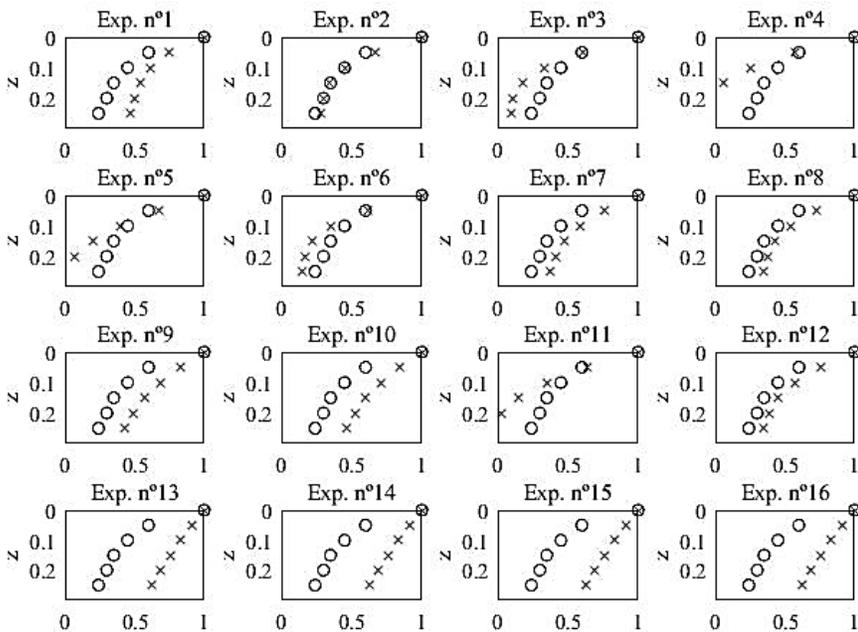


Fig. 3 – Excesso de poropressão adimensional (p/p_0): dados experimentais (o) comparados com o modelo analítico (x) para o período de onda $T=2s$.

A soma dos quadrados do erro pode ser calculada por:

$$SS_e = SS_R - (SS_A + SS_B + \dots) \quad (47)$$

onde SS_R é soma dos quadrados total de todas as observações e é calculada pela seguinte equação:

$$SS_R = \sum_{j=1}^N y_j^2 - \frac{R^2}{N} \quad (48)$$

onde y_j é a observação de j .

O grau de liberdade (DOF_A) do parâmetro A é dado por:

$$DOF_A = K_A - 1 \quad (49)$$

A razão entre a soma dos quadrados e o grau de liberdade deste mesmo parâmetro é denominado de média quadrada:

$$MS_A = \frac{SS_A}{DOF_A} \quad (50)$$

O valor F , e a contribuição de cada um dos fatores podem ser calculados, respectivamente por:

$$F_A = \frac{MS_A}{MS_e} \quad (51)$$

$$P_A(\%) = \frac{SS_A}{SS_R} \times 100 \quad (52)$$

Os valores P são determinados utilizando a distribuição F (Montgomery, 2020). A análise de variância (ANOVA) dos períodos de onda analisados foram calculadas com o software Minitab 19.

No Quadro 4 são apresentados os resultados da análise de variância (ANOVA) para o período de onda $T = 1$ s. A participação do grau de saturação (S) na solução do modelo foi de 54,4%, enquanto que o segundo fator mais relevante foi o módulo de cisalhamento (G) com 3,47%, seguido pelo coeficiente de permeabilidade (k) com 1,18%. A porosidade (n) e o coeficiente de Poisson (ν) apresentaram pouca relevância na contribuição do resultado do modelo.

No Quadro 5, a análise de variância para o período de onda $T = 1,5$ s mostrou um aumento na contribuição no grau de saturação do solo (S) com 63,12% enquanto a participação do módulo de cisalhamento (G) se reduziu a 1,16%.

No Quadro 6 está apresentada os resultados da análise de variância para o período de onda $T = 2$ s. Dos resultados da contribuição de cada fator apresentado, é notável a grande influência do grau de saturação (S) com 45,65%, o módulo de cisalhamento (G) e o coeficiente de Poisson (ν) apresentaram considerável contribuição de 8,10% e 4,32%, respectivamente. A porosidade (n) e o coeficiente de permeabilidade (k) mostraram ser menos relevantes, porém, a interação entre a porosidade e o módulo de cisalhamento apresentou efeitos significantes, com 33,25% de contribuição.

A ANOVA do período de onda $T = 2,6$ s (Quadro 7) mostrou uma redução na participação do grau de saturação (42,06%) e o aumento da participação do módulo de cisalhamento (10,38%).

Quadro 4 – Resultado da análise de variância (ANOVA) para T=1 s.

Fonte	DOF	SS	MS	Valor F	Valor P	Contribuição
<i>S</i>	1	0,0522	0,0522	30,96	0,11	54,40%
<i>n</i>	1	0,0008	0,0008	0,49	0,61	0,87%
<i>k</i>	1	0,0011	0,0011	0,67	0,56	1,18%
<i>G</i>	1	0,0033	0,0033	1,97	0,39	3,47%
<i>v</i>	1	0,0002	0,0002	0,10	0,80	0,18%
<i>S*n</i>	1	0,0006	0,0006	0,36	0,66	0,63%
<i>S*k</i>	1	0,0002	0,0002	0,10	0,81	0,17%
<i>S*G</i>	1	0,0003	0,0003	0,15	0,76	0,27%
<i>n*k</i>	1	0,0019	0,0019	1,11	0,48	1,95%
<i>n*G</i>	1	0,0308	0,0308	18,30	0,15	32,15%
<i>n*v</i>	1	0,0000	0,0000	0,01	0,93	0,02%
<i>k*G</i>	1	0,0000	0,0000	0,03	0,90	0,04%
<i>k*v</i>	1	0,0024	0,0024	1,43	0,44	2,51%
<i>G*v</i>	1	0,0004	0,0004	0,23	0,72	0,40%
Erro	1	0,0017	0,0017	-	-	1,76%
Total	15	0,0959	0,0064	-	-	100,00%

Quadro 5 – Resultado da análise de variância (ANOVA) para T=1,5 s.

Fonte	DOF	SS	MS	Valor F	Valor P	Contribuição
<i>S</i>	1	0,1251	0,1251	27,01	0,12	63,12%
<i>n</i>	1	0,0017	0,0017	0,37	0,65	0,86%
<i>k</i>	1	0,0034	0,0034	0,74	0,55	1,73%
<i>G</i>	1	0,0023	0,0023	0,50	0,61	1,16%
<i>v</i>	1	0,0001	0,0001	0,02	0,92	0,04%
<i>S*n</i>	1	0,0022	0,0022	0,47	0,62	1,11%
<i>S*k</i>	1	0,0010	0,0010	0,22	0,72	0,52%
<i>S*G</i>	1	0,0003	0,0003	0,05	0,85	0,13%
<i>n*k</i>	1	0,0069	0,0069	1,49	0,44	3,47%
<i>n*G</i>	1	0,0468	0,0468	10,10	0,19	23,61%
<i>n*v</i>	1	0,0001	0,0001	0,02	0,90	0,05%
<i>k*G</i>	1	0,0002	0,0002	0,03	0,88	0,08%
<i>k*v</i>	1	0,0035	0,0035	0,76	0,54	1,78%
<i>G*v</i>	1	0,0000	0,0000	0,01	0,95	0,02%
Erro	1	0,0046	0,0046	-	-	2,34%
Total	15	0,1983	0,0132	-	-	100,00%

Quadro 6 – Resultado da análise de variância (ANOVA) para T=2 s.

Fonte	DOF	SS	MS	Valor F	Valor P	Contribuição
<i>S</i>	1	0,0801	0,0801	17,39	0,15	45,65%
<i>n</i>	1	0,0007	0,0007	0,14	0,77	0,38%
<i>k</i>	1	0,0018	0,0018	0,40	0,64	1,05%
<i>G</i>	1	0,0142	0,0142	3,09	0,33	8,10%
<i>v</i>	1	0,0076	0,0076	1,65	0,42	4,32%
<i>S*n</i>	1	0,0012	0,0012	0,26	0,70	0,68%
<i>S*k</i>	1	0,0009	0,0009	0,20	0,73	0,52%
<i>S*G</i>	1	0,0000	0,0000	0,01	0,94	0,02%
<i>n*k</i>	1	0,0051	0,0051	1,11	0,48	2,91%
<i>n*G</i>	1	0,0583	0,0583	12,67	0,17	33,25%
<i>n*v</i>	1	0,0001	0,0001	0,02	0,90	0,06%
<i>k*G</i>	1	0,0000	0,0000	0,00	1,00	0,00%
<i>k*v</i>	1	0,0007	0,0007	0,15	0,77	0,38%
<i>G*v</i>	1	0,0001	0,0001	0,01	0,92	0,04%
Erro	1	0,0046	0,0046	-	-	2,63%
Total	15	0,1754	0,0117	-	-	100,00%

Quadro 7 – Resultado da análise de variância (ANOVA) para T=2,6 s.

Fonte	DOF	SS	MS	Valor F	Valor P	Contribuição
<i>S</i>	1	0,0718	0,0718	18,86	0,14	42,06%
<i>n</i>	1	0,0005	0,0005	0,13	0,78	0,28%
<i>k</i>	1	0,0021	0,0021	0,54	0,60	1,21%
<i>G</i>	1	0,0177	0,0177	4,65	0,28	10,38%
<i>v</i>	1	0,0096	0,0096	2,53	0,36	5,64%
<i>S*n</i>	1	0,0010	0,0010	0,27	0,70	0,60%
<i>S*k</i>	1	0,0007	0,0007	0,19	0,74	0,43%
<i>S*G</i>	1	0,0001	0,0001	0,02	0,91	0,04%
<i>n*k</i>	1	0,0043	0,0043	1,14	0,48	2,55%
<i>n*G</i>	1	0,0581	0,0581	15,25	0,16	34,02%
<i>n*v</i>	1	0,0002	0,0002	0,05	0,87	0,10%
<i>k*G</i>	1	0,0000	0,0000	0,01	0,95	0,02%
<i>k*v</i>	1	0,0006	0,0006	0,15	0,76	0,34%
<i>G*v</i>	1	0,0002	0,0002	0,05	0,87	0,10%
Erro	1	0,0038	0,0038	-	-	2,23%
Total	15	0,1707	0,0114	-	-	100,00%

De acordo com os resultados apresentados nos Quadros 4, 5, 6 e 7, observa-se que o grau de saturação é o parâmetro com maior contribuição na resposta do modelo em todos os períodos de onda analisados, seguido pelo módulo de cisalhamento, no entanto, os demais parâmetros, como porosidade e permeabilidade, apresentam menor relevância nas respostas do modelo.

Na Figura 4 é apresentado o diagrama de efeitos principais para os quatro períodos de onda, no qual reforça a grande influência do grau de saturação seguido do módulo de cisalhamento, já que suas curvas apresentam grandes inclinações.

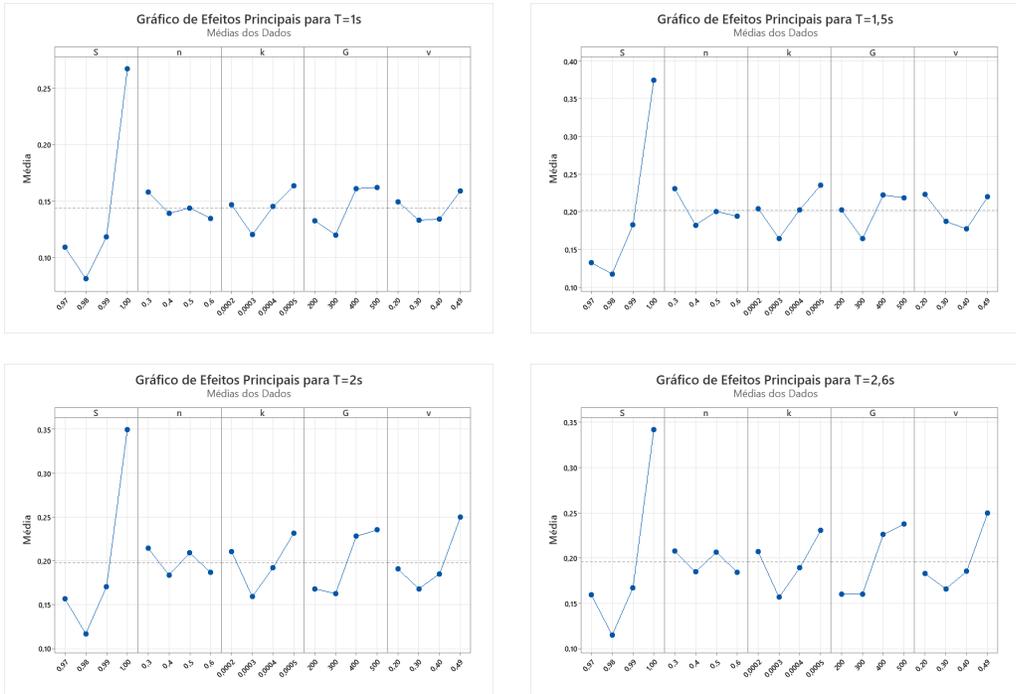


Fig. 4 – Efeitos principais para os quatro períodos de onda analisados.

3.3 – Equações de regressão

Através do modelo linear generalizado para todos os períodos de onda analisados, é obtido os coeficientes para a equação de regressão que estima o erro para a obtenção da otimização dos parâmetros. A equação 53 apresenta a equação de regressão para os períodos de onda analisados com os coeficientes disponíveis no Quadro 8.

$$Erro_T = Constante + Coef_S + Coef_n + Coef_k + Coef_G + Coef_v \quad (53)$$

3.4 – Otimização da resposta usando a abordagem da função desirability

O conceito de aproximação da função *desirability* foi introduzido inicialmente por Derringer e Suich (1980). Ele é baseado na transformação de todas as respostas obtidas de diferentes escalas de medida que varia entre 0 e 1. A *desirability* individual e composta avaliam quão bem uma combinação de variáveis satisfaz as metas definidas para as respostas. A *desirability* individual (d_i)

avalia como as definições otimizam uma resposta única já a *desirability* composta (*DF*) avalia como as definições otimizam um conjunto global de respostas.

Quadro 8 – Coeficientes da equação de regressão para os períodos analisados.

T		1 s	1,5 s	2 s	2,6 s
Constante		0,1438	0,2018	0,1984	0,1957
S	0,97	-0,0349	-0,0693	-0,0418	-0,0363
	0,98	-0,0625	-0,0842	-0,0816	-0,0810
	0,99	-0,0257	-0,0192	-0,0279	-0,0287
	1	0,1231	0,1727	0,1513	0,1460
n	0,3	0,0139	0,0288	0,0159	0,0121
	0,4	-0,0047	-0,0195	-0,0147	-0,0112
	0,5	0,0001	-0,0013	0,0105	0,0107
	0,6	-0,0092	-0,0080	-0,0117	-0,0116
k (m/s)	$2,1 \times 10^{-4}$	0,0029	0,0025	0,0124	0,0114
	$3,1 \times 10^{-4}$	-0,0238	-0,0370	-0,0394	-0,0392
	$4,1 \times 10^{-4}$	0,0012	0,0010	-0,0062	-0,0066
	$5,1 \times 10^{-4}$	0,0197	0,0335	0,0333	0,0345
G (kPa)	200	-0,0113	0,0005	-0,0303	-0,0357
	300	-0,0238	-0,0376	-0,0359	-0,0359
	400	0,0172	0,0201	0,0296	0,0300
	500	0,0198	0,0170	0,0367	0,0416
v	0,2	0,0056	0,0212	-0,0079	-0,0131
	0,3	-0,0109	-0,0147	-0,0303	-0,0299
	0,4	-0,0097	-0,0247	-0,0132	-0,0106
	0,499	0,0150	0,0181	0,0514	0,0536

O processo de otimização é calculado através das seguintes equações (Hessainia et al., 2013):

$$DF = \left(\prod_{j=1}^N d_j^{w_j} \right)^{\frac{1}{\sum_{i=1}^N w_i}} \quad (54)$$

$$F(x) = -DF \quad (55)$$

onde $F(x)$ é a função objetiva, d_j é a *desirability* para a j^{a} resposta, w_j é importância da j^{a} resposta.

Se o objetivo é minimizar a função, as equações utilizadas são as seguintes:

$$d_j = 1 \quad \text{se } Y_j \ll \text{Low}_j \quad (56)$$

$$d_j = \left[\frac{\text{High}_j - Y_j}{\text{High}_j - \text{Low}_j} \right] \quad \text{se } \text{Low}_j \ll Y_j \ll \text{High}_j \quad (57)$$

$$d_j = 0 \quad \text{se } Y_j \gg \text{Low}_j \quad (58)$$

Para maximizar a resposta, emprega-se as seguintes equações:

$$d_j = 0 \quad \text{se } Y_j \ll \text{Low}_j \quad (59)$$

$$d_j = \left[\frac{Y_j - \text{Low}_j}{\text{High}_j - \text{Low}_j} \right] \quad \text{se } \text{Low}_j \ll Y_j \ll \text{High}_j \quad (60)$$

$$d_j = 1 \quad \text{se } Y_j \gg \text{High}_j \quad (61)$$

Para valores alvo:

$$d_j = 0 \quad \text{se } Y_j \ll \text{Low}_j \quad (62)$$

$$d_j = \left[\frac{Y_j - \text{Low}_j}{\text{High}_j - \text{Low}_j} \right] \quad \text{se } \text{Low}_j \ll Y_j \ll T_j \quad (63)$$

$$d_j = \left[\frac{Y_j - \text{High}_j}{T_j - \text{High}_j} \right] \quad \text{se } T_j \ll Y_j \ll \text{High}_j \quad (64)$$

$$d_j = 1 \quad \text{se } T_j \gg \text{High}_j \quad (65)$$

onde Y_j é o resultado obtido na j^{a} resposta durante o processo de otimização, T_j é o valor alvo, Low_j é o valor mínimo dos dados para j^{a} e High_j é o seu valor máximo.

O processo de otimização, assim como a análise de variância, foi obtido através do software Minitab 19.

No Quadro 9 está resumida a otimização para os períodos de onda definidos. Os valores foram obtidos através do processo de otimização apresentado na Figura 5. Os parâmetros otimizados apresentaram valores muito próximos aos determinados experimentalmente por Yamamoto et al. (1978), além dos erros serem consideravelmente menores do que os determinados na matriz ortogonal de Taguchi para todos os períodos de onda analisados.

Quadro 9 – Resposta da otimização para os quatro períodos de onda analisados.

Fatores otimizados					Erro				Desirability
S	n	k (m/s)	G (kPa)	ν	T=1 s	T=1.5 s	T=2 s	T=2.6 s	
0,98	0,6	$3,1 \times 10^{-4}$	300	0,4	0,0148	0,0104	0,0165	0,0175	1,0

3.5 – Teste de confirmação dos fatores otimizados

A partir dos valores otimizados, pode-se verificar o excesso de poropressão através do modelo analítico de Yamamoto et al. (1978). Na Figura 6 encontram-se as poropressões geradas com o modelo analítico aplicando-se os parâmetros otimizados, bem como as poropressões medidas no modelo experimental de Yamamoto et al. (1978), para os períodos de onda $T = 1, 1.5, 2, 2.6$ s. Os valores mostrados apresentam erros muito pequenos, demonstrando que os parâmetros foram otimizados satisfatoriamente.

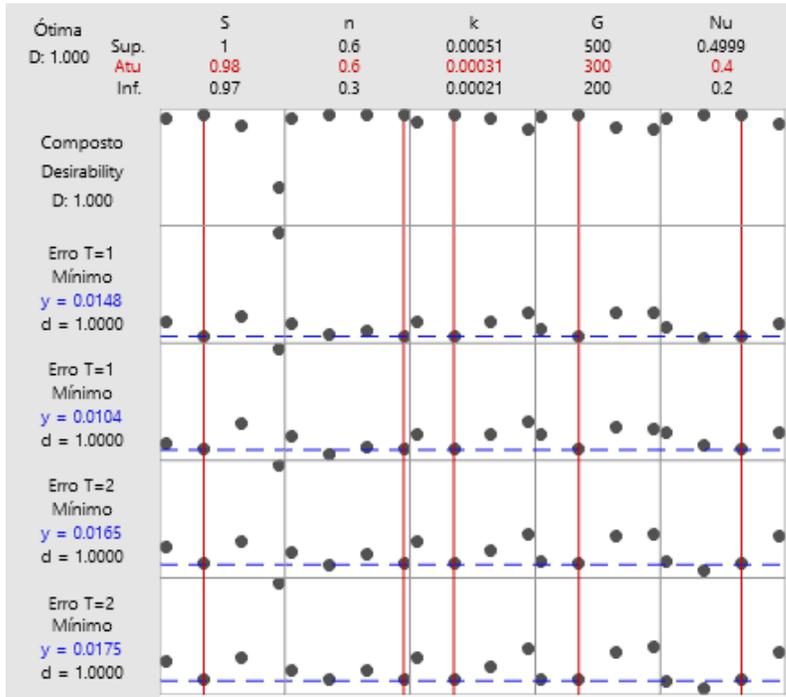


Fig. 5 – Otimização da resposta para os quatro períodos de onda analisados

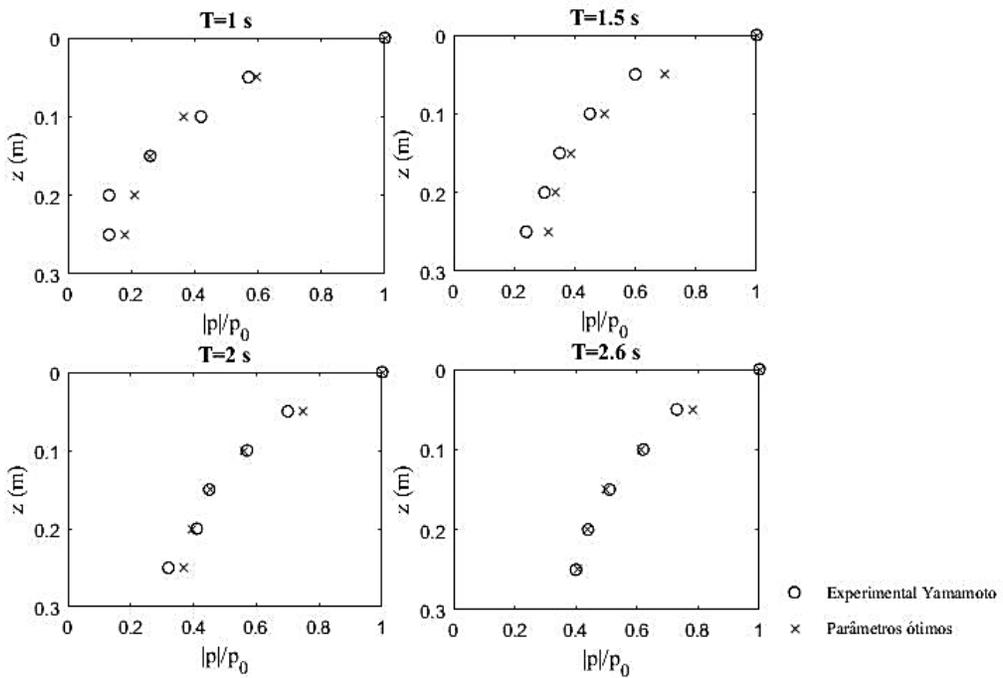


Fig. 6 – Teste de confirmação para os valores otimizados.

4 – CONCLUSÕES

As principais conclusões deste estudo são:

- A combinação dos fatores no método da matriz ortogonal de Taguchi é útil para a avaliação dos parâmetros do modelo analítico de Yamamoto et al. (1978). O modelo matemático da resposta é previsto com o número mínimo de experimentos.
- Da análise de variância, em todos os períodos de onda, o parâmetro grau de saturação apresentou ser mais relevante na resposta do modelo, seguido do módulo de cisalhamento. O coeficiente de Poisson apresentou considerável contribuição enquanto a porosidade e a permeabilidade mostraram-se menos relevantes.
- A ANOVA para os quatro períodos de onda analisado demonstrou que há uma tendência de diminuição da participação do parâmetro saturação do solo na solução do modelo analítico com o aumento do período de onda, enquanto os parâmetros módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson apresentaram tendência de aumento na participação com o aumento do período de onda.
- O processo de otimização conduziu a parâmetros ótimos próximos daqueles reportados para o modelo experimental de Yamamoto et al. (1978), o que valida o processo de otimização como ferramenta de retroanálise de parâmetros.
- O estudo da sensibilidade dos parâmetros do modelo analítico revelou que os fatores mais relevantes devem receber maior atenção na determinação experimental de seus valores, enquanto os fatores menos significativos podem ser estimados de forma aproximada, sem prejuízo nos resultados. Essa abordagem otimiza recursos experimentais e garante maior precisão no uso prático do modelo.

5 – LISTA DE SÍMBOLOS

a_n , b_n e c_n com $n = \{1,2,3,4,5,6\}$: Coeficientes definidos nas equações 21, 22 e 23, respectivamente

$D = \frac{d}{dz}$: Operador derivada em relação a z

d_j : *Desirability* individual

DF : *Desirability* composta

DOF_A : Graus de liberdade

ε : Deformação específica do meio poroso

F_A : Valor F de A

G : Módulo de cisalhamento

γ : Peso específico da água

h : Espessura da lâmina de água

k : Coeficiente de permeabilidade

K' : Módulo de compressibilidade aparente

K : Módulo de compressibilidade real

K_A : Número de níveis do fator A

L : Comprimento de onda

$\lambda = \frac{2\pi}{L}$: Número de onda

λ' : Número de onda modificado

MS_A : Média quadrada

N : Número de experimentos

n : Porosidade do solo

n_{A_j} : Número de experimentos do nível j do fator A

n_o : Número de pontos das curvas definido pela equação 45

ν : Coeficiente de Poisson
 p : Excesso de poropressão
 $p_{experimental}$ e p_{modelo} : Excesso de poropressão experimental e modelado, respectivamente
 P_A : Valor P de A
 p_0 : Pressão máxima exercida pela onda no fundo marinho
 σ'_x, σ'_z e τ_{xz} : Tensões efetivas horizontal, vertical e cisalhante, respectivamente
 R : Soma de todos os experimentos
 S : Grau de saturação do solo
 SS_A : Soma dos quadrados dos fatores
 SS_e : Soma dos quadrados dos erros
 SS_R : Soma dos quadrados de todas as observações
 T : Período de onda
 u, w : Deslocamentos horizontal e vertical, respectivamente
 w_j : Importância da j^a resposta
 $\psi = i(\lambda x + \omega t)$: Função de fase da onda
 $\omega = \frac{2\pi}{T}$: Frequência angular
 ω', c, β e m : Parâmetros definidos pelas equações 33, 34, 35 e 36, respectivamente
 ω'' e λ'' : Parâmetros definidos pelas equações 40 e 41

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Biot, M. A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics 12, p. 155. <https://doi.org/10.1063/1.1712886>
- Bouزيد, L.; Boutabba, S.; Yallese, M.A.; Belhadi, S.; Girardin, F. (2014). *Simultaneous optimization of surface roughness and material removal rate for turning of X20Cr13 stainless steel*. The International Journal of Advanced Manufacturing Technology 74, pp. 879–891. <https://doi.org/10.1007/s00170-014-6043-9>
- Christian, J. T.; Taylor, P. K.; Yen, J. K. C.; Erali, D. R. (1974) (1 de janeiro). *Large diameter underwater pipeline for nuclear power plant designed against soil liquefaction*. Offshore Technology Conference.
- Derringer, G.; Suich, R. (1980). *Simultaneous optimization of several response variables*. Journal of Quality Technology 12, pp. 214–219. <https://doi.org/10.1080/00224065.1980.11980968>
- Fu, C.; Wang, J.; Zhao, T. (2024). *Experimental investigation of pore pressure on sandy seabed around submarine pipeline under irregular wave loading*. Sensors, 24(2), 704. <https://doi.org/10.3390/s24020704>
- Hessainia, Z.; Belbah, A.; Yallese, M. A.; Mabrouki, T.; Rigal, J. F. (2013). *On the prediction of surface roughness in the hard turning based on cutting parameters and tool vibrations*. Measurement 46(5), pp. 1671–1681. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2012.12.016>
- Jeng, D. S. (2013). *Porous models for wave-seabed interactions*. Springer.
- Jeng, D. S.; Cha, D. H. (2003). *Effects of dynamic soil behavior and wave non-linearity on the wave-induced pore pressure and effective stresses in porous seabed*. Ocean Engineering, 30(16), pp. 2065–2089. [https://doi.org/10.1016/S0029-8018\(03\)00070-2](https://doi.org/10.1016/S0029-8018(03)00070-2)
- Jeng, D. S.; Lee, T. L. (2001). *Dynamic response of porous seabed to ocean waves*. Computers and Geotechnics, 28(2), pp. 99–128. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-45485-6>

- Jeng, D. S.; Lin, Y. S. (1999). *Pore pressures on a submarine pipeline in a cross anisotropic non-homogeneous seabed under wave loading*. Canadian Geotechnical Journal, 36(3), pp. 563–572. <https://doi.org/10.1139/t99-005>
- Jeng, D. S.; Rahman, M. S. (2000). *Effective stresses in a porous seabed of finite thickness: Inertia effects*. Canadian Geotechnical Journal, 37(4), pp. 1388–1397. <https://doi.org/10.1139/t00-063>
- Lafifi, B.; Rouaiguia, A.; Boumazza, N. (2019). *Optimization of geotechnical parameters using Taguchi's design of experiment (DOE), RSM and desirability function*. Innovative Infrastructure Solutions, 4(1), 35. <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0218-z>
- Lin, Z.; Pokrajac, D.; Guo, Y.; Jeng, D. S.; Tang, T.; Rey, N.; Zhang, J. (2017). *Investigation of nonlinear wave-induced seabed response around mono-pile foundation*. Coastal Engineering, 121, pp. 197–211. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.01.002>
- Madsen, O. S. (1978). *Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed*. Géotechnique 1978, 28:4, pp. 377–393. [https://doi.org/10.1016/0029-8018\(81\)90002-0](https://doi.org/10.1016/0029-8018(81)90002-0)
- Montgomery, D. C. (2020). *Design and analysis of experiments* (9th ed.). John Wiley & Sons.
- Moshagen, H.; Torum, A. (1975). *Wave induced pressures in permeable seabeds*. Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, 101(1), pp. 49–57. <https://doi.org/10.1061/AWHCAR.0000>
- Nakamura, H.; Onishi, R.; Minamide, H. (1973). *On the seepage in the seabed due to waves*. Proceedings of 20th Coastal Engineering Conference, J.S.C.E., pp. 421–428 (in Japanese, translated by Mr. Oh).
- Quiuqui, J. P. C.; Tamayo, J. P.; Maghous, S. (2022). *Closed-form solutions for wave-induced poroelastic response in seabed under dynamic and quasi-static regimes*. Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, 44(1), 16. <https://doi.org/10.1007/s40430-021-03300-1>
- Roy, R. K., (1990). *A primer on the Taguchi method*. Van Nostrand Reinhold, New York.
- Sassa, S.; Sekiguchi, H. (2001). *Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds*. Géotechnique, 51 (2), pp. 115–126. https://doi.org/10.3208/sandf1972.24.3_85
- Sassa, S.; Sekiguchi, H.; Miyamoto, J. (2001). *Analysis of progressive liquefaction as moving-boundary problem*. Géotechnique, 51(10), pp. 847–857. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.10.847>
- Sui, T.; Zhang, C.; Jeng, D. S.; Guo, Y.; Zheng, J.; Zhang, W.; Shi, J. (2019). *Wave-induced seabed residual response and liquefaction around a mono-pile foundation with various embedded depth*. Ocean Engineering, 173, pp. 157–173. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.12.055>
- Singh, H. (2012). *Taguchi optimization of process parameters: a review and case study*. Int J Adv Eng Res Stud 1, pp. 39–41.
- Verruijt, A. (1969). *Elastic storage of aquifers*. In *Flow Through Porous Media* (ed. R. J. M. DeWiest), Chap. 8. Academic Press.
- Yamamoto, T.; Koning, H.; Sellmeijer, H.; Hijum, E. (1978). *On the response of a poro-elastic bed to water waves*. Journal of Fluid Mechanics, 87(1). <https://doi.org/10.1017/S0022112078003006>

- Yang, S.; Kim, N. (2014). *Developing characteristics of standing wave-induced residual excess pore water pressure in the seabed*. KSCE Journal of Civil Engineering, 18(7), pp. 2019-2027. <https://doi.org/10.1007/s12205-014-0506-2>
- Zhao, K.; Wang, Q.; Chen, S.; Zhuang, H.; Chen, G. (2021). *Dynamic response of pipelines in liquefiable seabed under nature loadings: Waves and currents*. Ocean Engineering, 230, 109051. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.109051>
- Zienkiewicz, O. C.; Chang, C. T.; Bettess, P. (1980). *Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils*. Géotechnique, 30(4), pp. 385–395. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.385>

TRATAMENTO POR BIOCIMENTAÇÃO PARA ESTABILIZAÇÃO SUPERFICIAL DE UM TALUDE REAL

Biocementation treatment to stabilize the surface of a real slope

Rafaela Cardoso^a, Mário Oliveira^a, Miguel Q. Cruz^b, Isabel Gonzalez^b, Ana Teresa Rodrigues^c, Leslie Sapin^d e Annette Esnault-Fillet^d

^a CERIS/Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^b Brisa Gestão de Infraestruturas, Portugal

^c RODIO Portugal, Portugal

^d Soletanche-Bachy, França

RESUMO – No tratamento de solos por biocimentação promove-se a precipitação de carbonato de cálcio (biocimento) com recurso a agentes biológicos tais como bactérias ou enzimas. O tratamento superficial de solos arenosos para aumentar a resistência ao ravinamento é uma nova aplicação, que está a ser investigado no IST no âmbito de um projeto financiado pela FCT I.P. (ref. PTDC/ECI-EGC/1086/2021). Este tratamento foi efetuado num talude de escavação em solo arenoso da autoestrada A13 gerida pela BRISA. O tratamento foi efetuado pela Rodio Portuguesa e a Soletanche-Bachy, que forneceu as bactérias. Neste artigo apresentam-se os resultados de um ano de monitorização do tratamento deste talude para estudar a durabilidade, através da medição das quantidades de carbonato de cálcio medidas logo após o tratamento e depois das primeiras chuvas intensas. Os resultados são animadores e confirmam a adequabilidade deste tratamento para evitar ravinamento. Trata-se do primeiro caso de estudo português em biocimentação, que se espera que ajude a promover esta técnica para melhoramento de terrenos como uma alternativa mais sustentável do que as soluções tradicionais.

ABSTRACT –The precipitation of calcium carbonate (biocement) by using biological agents such as bacteria or enzyme is promoted during soil treatment by biocementation. A novel application is treating soil surface to improve strength against ravine formation, which is being investigated at IST under a project founded by FCT I.P. (ref. PTDC/ECI-EGC/1086/2021). This treatment was done in a slope excavated on a sandy formation at A13 motorway managed by BRISA. The treatment was done by Rodio Portuguesa and Soletanche-Bachy, who supplied the bacteria. The slope was monitored for more than one year to study the durability of the treatment by measuring the amount of calcium carbonate after several rain periods, and the results are presented in this paper. The results are encouraging and confirm the suitability of the treatment against ravine formation. This is the first Portuguese case-study on biocementation, which is expected to help promoting this technique for soil improvement, as a technique more sustainable than traditional solutions.

Palavras Chave – erosão superficial, biocimento, solo arenoso.

Keywords – surface erosion; biocement, sandy soil.

E-mails: rafaela.cardoso@tecnico.ulisboa.pt (R. Cardoso), miguel.cruz@brisa.pt (M. Cruz), isabel.gonzalez@brisa.pt (I. Gonzalez), ana.rodrigues@rodio.pt (A. Rodrigues), leslie.sapin@soletanche-bachy.com (L. Sapin), annette.esnaultt@soletanche-bachy.com (A. Esnault-Fillet)

ORCID: orcid.org/0000-0002-4551-3868 (R. Cardoso), orcid.org/0000-0003-2350-1708 (A. Esnault-Fillet)

1 – INTRODUÇÃO

A biocimentação é uma técnica de melhoramento de terrenos ambientalmente sustentável, alternativa ao uso de ligantes hidráulicos tais como cal ou cimento. Baseia-se numa reação bioquímica que não necessita de ligantes hidráulicos, sendo a energia consumida na produção das bactérias e reagentes baixa, assim como as emissões de CO₂, porque o seu fabrico não envolve combustão (Gat et al. 2017; Patil et al., 2021). Tem ainda a vantagem de produzir pequenas quantidades de resíduos (Pei et al. 2013; Tarczewski, 2015). Do ponto de vista ambiental apresenta algum potencial de contaminação do solo com nitratos, que se corrige com lavagem abundante com água (Lee et al. 2019). Do ponto de vista económico, apesar de a ureia usada como solução de alimento ser muito abundante, e por isso muito barata (Terzis e Laloui, 2019), é uma técnica mais cara do que as soluções tradicionais em que se injetam ligantes hidráulicos, tais como cimento, por causa da necessidade de produzir bactérias em grandes quantidades e este procedimento ainda não ser prática corrente (Suer et al. 2009; Bhutange et al. 2020).

O tratamento consiste em usar agentes biológicos, nomeadamente bactérias ou enzimas, para promover a precipitação de carbonato de cálcio (biocimento). O carbonato de cálcio precipitado é responsável pelo aumento da resistência e da rigidez do solo devido às ligações que estabelece entre as partículas, e por alguma diminuição da permeabilidade causada pelo efeito de preenchimento parcial dos vazios. As melhorias são proporcionais à quantidade de biocimento precipitado, que depende das condições de tratamento e da granulometria e do volume dos vazios do solo (Al Qabany e Soga, 2013). Assim, consoante a duração e dosagens aplicadas, é possível dimensionar este tratamento para evitar sobredimensionamento. Esta é outra forma de promover a sustentabilidade.

Já são várias as aplicações deste tratamento em casos reais, nomeadamente para melhoramento do solo em fundações e em escavações (Esnault-Fillet et al., 2020), aumentar a resistência à liquefação, estabilização de dunas de areia para resistir à erosão eólica (Gomez et al., 2015), aumentar a resistência à erosão interna em diques (Chek et al., 2021), e melhorar o potencial de colapso (Cardoso et al., 2023).

As principais desvantagens deste tratamento são a necessidade de produzir dosagens elevadas de bactérias e solução de alimento, e à dificuldade em conseguir homogeneidade em volume do solo tratado. Estas desvantagens minimizam-se recorrendo a enzimas em vez de bactérias, e fazendo mistura no terreno ou aumentando os pontos de injeção. A maior dificuldade em conseguir homogeneidade do tratamento em volume está associada aos métodos usados para a sua aplicação. Tal como quando se injeta cimento através de jet grouting, o biocimento fica concentrado em torno dos injetores e a sua concentração diminui com a distância.

Os solos arenosos são os mais adequados para este tratamento porque o volume de vazios é compatível com a dimensão das bactérias (Phadnis e Santamarina, 2011) e têm permeabilidade elevada para facilitar a infiltração da solução de tratamento. Isto porque a injeção deve ser feita com relativamente baixa pressão (máximo 2 MPa) (Van Paassen et al, 2010), para permitir a aderência das bactérias e impedir a sua lavagem quando se procede à injeção posterior de solução de alimento. O equipamento usado para este tratamento é o usado em várias aplicações geotécnicas, consistindo em reservatórios para a solução de tratamento, injetores (baixa pressão) e controladores de caudais. Os protocolos de tratamento já estão relativamente bem definidos e patenteados, e consistem basicamente na definição das dosagens de bactérias (1×10^8 células/ml), concentrações de ureia e de cálcio (geralmente 0,5 M) e frequência de alimentação. Os custos, aspetos ambientais, e também o dimensionamento de soluções para obter uma dada melhoria para uma determinada granulometria ainda são temas correntes de investigação, assim como a durabilidade do tratamento (Suer et al. 2009).

Do ponto de vista ambiental, uma das preocupações com este tratamento prende-se com a composição da solução de tratamento. Geralmente usa-se cloreto de cálcio como fonte de cálcio, e na hidrólise de ureia também há a produção de amónia. Para tal é necessário proceder à lavagem com água abundante após o tratamento, para remover os cloretos e a amónia. Tal também permite

remover solução de alimento que não tenha sido consumida, parando a reação biológica e garantindo que não interfere com outras bactérias do ecossistema. A lavagem final com água provou ser eficiente em vários casos estudo (Gat et al. 2017; Lee et al. 2019), eliminando esta preocupação.

Do ponto de vista de durabilidade, um dos aspetos geralmente estudados prende-se com as condições necessárias para precipitar carbonato de cálcio sob a forma de calcite, que é insolúvel em fluidos com pH superior a 6 (Pinto e Cardoso, 2023). As outras formas minerais do carbonato de cálcio são a vaterite e a aragonite, ambas solúveis. A exposição do solo tratado a ciclos de molhagem-secagem é a forma mais usual de estudar a durabilidade deste tratamento (Salifu et al., 2016; Shahin et al. 2020; Gowthaman et al. 2021), porque pode ser responsável pelo destacamento de partículas, ou de agregados de partículas quando a quantidade de biocimento precipitado é baixa (inferior a 2%) (Feng e Montoya, 2015).

A dificuldade em promover a homogeneização sugere que o tratamento poderá ser eficaz se aplicado em superfícies formando capas de solo mais rígido e mais resistente. Juntamente com os bons resultados dos estudos de erosão eólica e de durabilidade sob ciclos de molhagem-secagem, surgiu a ideia de usar esta técnica para aumentar a resistência ao ravinamento de taludes. Esta técnica provou ser eficiente para este objetivo em ensaios de laboratório realizados anteriormente no IST (Borges et al. 2021; Fernandez e Cardoso, 2022).

O tratamento superficial de solos arenosos para aumentar a resistência ao ravinamento de taludes considerando a durabilidade do tratamento está a ser investigado no Instituto Superior Técnico, IST, no âmbito de um projeto financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT I.P.) (ref. PTDC/ECI-EGC/1086/2021). Este tratamento foi efetuado num talude de escavação em solo arenoso da autoestrada A13 gerida pela BRISA, com o objetivo de evitar ravinamento provocado pela chuva. Foi efetuado pela Rodio Portugal, do grupo Soletanche-Bachy, detentoras de tecnologia capaz de injetar no solo os fluidos de tratamento com bactérias. Este talude está a ser monitorizado ao longo do tempo para estudar o seu desempenho, tal como se descreve em seguida.

2 – CASO DE ESTUDO

O talude tratado é um dos taludes de escavação da autoestrada A13 que atravessam formações arenosas que exibem ravinamento. Para além do tipo de solo, os restantes critérios de seleção basearam-se na geometria (inclinação máxima de 30° e altura média inferior a 6m), acessibilidade pelo topo e base, disponibilidade de espaço para estaleiro, e o imperativo de manter a operacionalidade da autoestrada durante os trabalhos.

O talude localiza-se no km 37, no sentido Marateca - Almeirim. Atravessa uma formação arenosa na sua totalidade, ainda que a espessura da camada de areia seja variável em altura, com um valor mínimo variável entre 50 a 70 cm numa faixa horizontal na sua base, com cerca de 2 m de largura. Tem inclinação entre 28° e 30° e altura média de 5 m, e não apresenta sinais muito marcados de ravinamento (Figura 1a). A distância entre o separador e a berma do talude do aterro da autoestrada tem cerca de 3 m de largura, com mais 3 m até ao sistema de drenagem longitudinal no pé do talude, e por isso a berma é larga o suficiente para instalar um pequeno estaleiro. No topo, o talude tem um caminho antes de uma cerca de limite de propriedade e está próximo de uma passagem superior, pelo que também é acessível. Finalmente, está num troço em que a supressão da berma é visível para os condutores. Estas condições são idênticas às que se adotariam para outro tipo de soluções de estabilização de taludes recorrendo a injeção.

Segundo a informação dos relatórios geológico-geotécnicos relativos à A13 fornecidos pela BRISA, no local identificam-se três formações geológicas descritas no Quadro 1 (So, Q e MP). Os dados do ensaio SPT (N_{SPT}) aí identificados foram obtidos numa sondagem realizada próximo do talude tratado. As formações atravessadas pelo talude tratado são a So e a Q, ambas arenosas, logo indicadas para este tratamento.

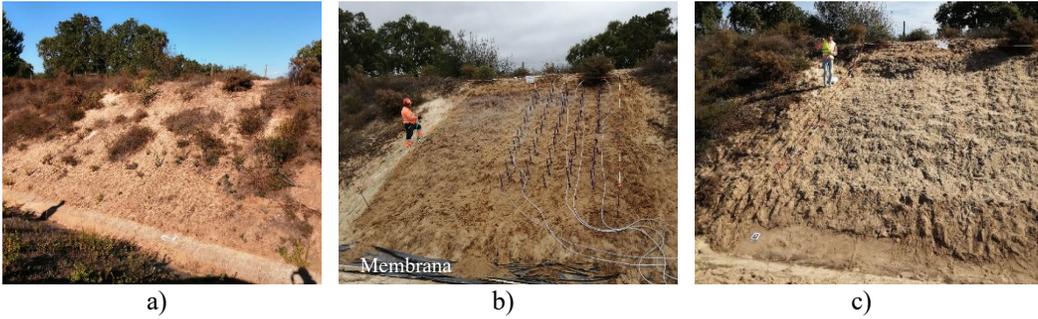


Fig. 1 – Talude tratado: a) antes do tratamento e da decapagem superficial; b) durante o tratamento; c) três meses depois do tratamento.

Foram recolhidas amostras de solo até 0,50 m de profundidade para caracterização geotécnica. *In situ*, o peso volúmico seco médio era de $15,5 \text{ kN/m}^3$. A curva granulométrica do solo superficial apresenta-se na Figura 2. Segundo a classificação unificada de solos (ASTM D2487-11) trata-se de uma areia bem graduada, SW, sem cascalho e com 2% de finos não plásticos. A densidade das partículas sólidas (G_s) é 2,59, um valor baixo devido à presença de pequenas raízes. Os minerais presentes, determinados por difração de raios-X, são essencialmente quartzo e microclina. O coeficiente de permeabilidade medido *in situ* foi de $2,4 \times 10^{-4} \text{ m/s}$. A resistência ao corte foi medida em amostras reconstituídas em laboratório obtendo-se o ângulo de resistência ao corte de 36° . Trata-se de um valor elevado, explicado pela presença de pequenas raízes que conferem ao solo alguma resistência. O pH do solo não foi medido porque não é relevante.

Quadro 1 – Dados dos relatórios geológico-geotécnicos.

Camada	Espessura aprox. (m)	Descrição	N _{SPT}
So	0,6	Areia siltosa fina castanha, com raízes	-
Q	2,4	Areia amarela media a grossa, com blocos de cascalho dispersos e alguns finos	17
MP	3,0	Argila siltosa rija castanha e cinzenta	23

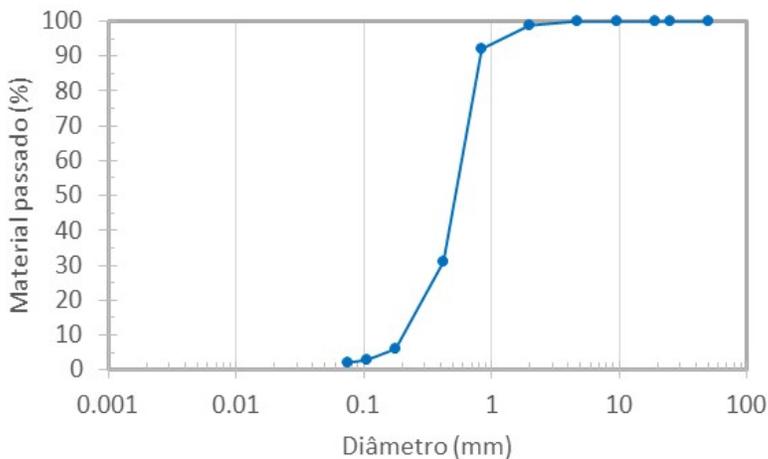


Fig. 2 – Curva granulométrica do solo superficial (da formação So).

3 – TRATAMENTO DO TALUDE POR BIOCIMENTAÇÃO

3.1 – Biocimentação

O processo de biocimentação ocorre quando se adiciona ao solo as bactérias ureolíticas e solução de alimento contendo ureia e cálcio. A ureia é hidrolizada pela enzima urease presente nas bactérias, de onde resulta o íon carbonato, CO_3^{2-} (equação 1). Na presença de íons cálcio (Ca^{2+}) ocorre a precipitação de carbonato de cálcio CaCO_3 (equação 2), que corresponde à formação de sólido (\downarrow). A enzima é um catalizador da reação química de hidrólise da ureia, aumentando a sua velocidade em cerca de 10^{14} vezes (Al Qabany e Soga, 2013).



Foram usadas bactérias *S. pasteurii*, que são não patogénicas e existem naturalmente no solo. As quantidades aplicadas são muito superiores às bactérias existentes, o que as torna dominantes durante o tratamento e que assegura que não se está a alimentar outros organismos que possam ser prejudiciais ao ecossistema. As bactérias adicionadas ficam inativas quando deixam de ser alimentadas, controlando-se assim a sua proliferação e eliminando-se riscos de contaminação futura.

Trata-se de uma reação praticamente instantânea, pelo que não há acumulação de biocimento precipitado se não se adicionar mais alimento. Se a quantidade de biocimento diminuir no tempo é porque houve lavagem, e por esse motivo é que se justifica monitorizar a quantidade de biocimento no tempo para medir a durabilidade do tratamento.

3.2 – Protocolo de tratamento

Este tratamento foi efetuado no talude da A13 em Setembro de 2022 e teve cinco dias de duração. A área tratada teve cerca de 5 m de largura e 6 m de altura, tendo-se deixado por tratar uma faixa horizontal com 1 m de largura na base por ser a zona em que a camada de areia tem menor espessura e por motivos operacionais. O talude foi dividido em duas faixas verticais com larguras idênticas (cerca de 2,5 m cada uma), para testar duas técnicas distintas: rega, e rega e injeção superficial (Figura 3). A rega consiste num tratamento superficial, atuante na camada superior com 0,08 a 0,10 m de profundidade. A injeção foi efetuada através de tubos não perfurados instalados numa malha quadrada 0,5 m \times 0,5 m e com a profundidade de 0,5 m (Figura 1b) e pretende atingir maiores profundidades do que a rega, mas ainda ser superficial. O tratamento por injeção é o mais tradicional quando se pretende reforçar o solo, mas para aumentar a resistência à erosão basta um tratamento mais superficial porque o que se pretende é formar uma crosta mais resistente. Para além de ser o suficiente para se conseguir esta crosta, a rega superficial pode tornar também o tratamento mais homogêneo na área do talude, o que é desejável para o pretendido.

A Figura 4 mostra fotografias do estaleiro, em que se vê a supressão da berma e os equipamentos da Rodio Portugal usados para a mistura e injeção dos fluidos de tratamento. Consistem num contentor para armazém e escritório, um gerador de eletricidade, um minifrigorífico para guardar as bactérias, reservatórios com a água necessária para produzir os vários fluidos de tratamento, uma misturadora, e bombas para encher a misturadora e para a injeção do tratamento, juntamente com os medidores de caudal e as respetivas manguelras. Com a exceção do frigorífico, todos estes equipamentos são usados em várias aplicações, por exemplo para misturar e injetar caldas de cimento.

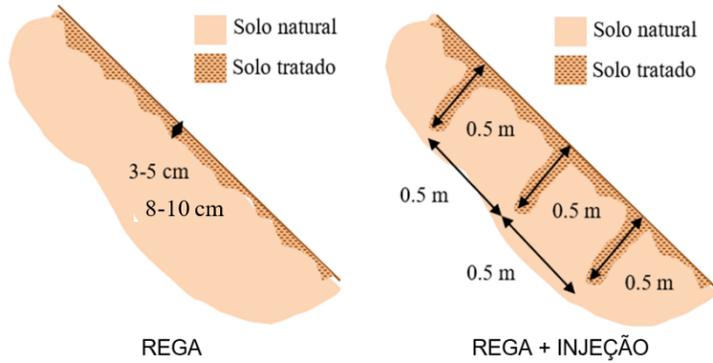
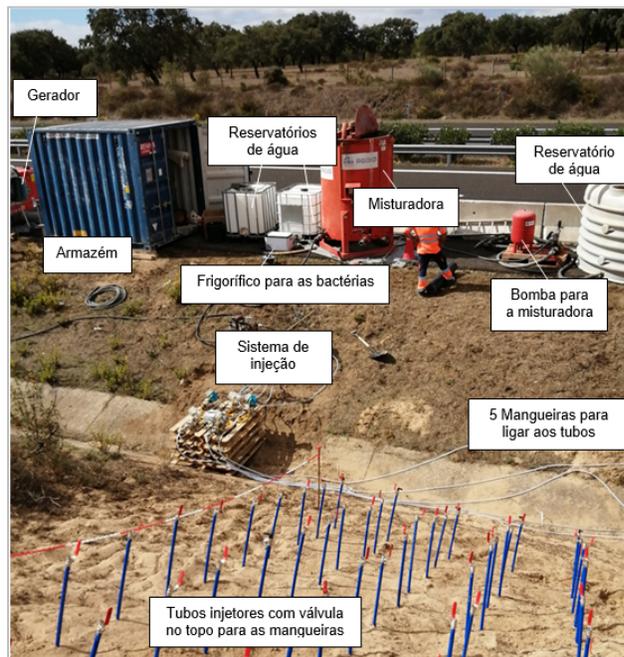


Fig. 3 – Tratamentos adotados.



a)



b)

Fig. 4 – Tratamento do talude da A13: a) Vista global; b) Estaleiro da obra.

No primeiro dia, após a supressão da berma, foi instalado o estaleiro e realizada a decapagem superficial, com regularização da superfície do terreno. O segundo dia foi o primeiro dia do tratamento. Após a instalação dos tubos para injeção e dos plásticos protetores da berma para recolha dos efluentes, aplicou-se apenas rega em toda a face do talude. No segundo e terceiro dias do tratamento aplicou-se rega seguida de injeção na faixa de talude reservada para esse efeito. No quarto dia de tratamento (quinto dia de intervenção) procedeu-se à lavagem com água, por rega e injeção, com recolha dos efluentes na membrana plástica preta instalada na base do talude sobre o sistema de drenagem (Figura 1b).

Para o tratamento, primeiro adicionaram-se as bactérias ao solo, aguardou-se cerca de uma hora e depois adicionou-se a solução de alimento (0,5 M de ureia e 0,5 M de um reagente com cálcio). As bactérias e os reagentes da solução de alimento foram misturados com água antes da respetiva injeção. As bactérias foram produzidas pela Soletanche-Bachy, sob a forma liofilizada, sendo hidratadas com água antes da sua aplicação no terreno. Os reagentes da solução de alimento também foram misturados com água antes da injeção. Com este tratamento estava prevista a precipitação de 4% de carbonato de cálcio, obtida em ensaios prévios de provetes do mesmo solo, realizados em laboratório pela Soletanche-Bachy. A informação relativa ao pH das soluções e o seu controlo é confidencial.

A pressão máxima da injeção foi 2 bar, com um caudal máximo de 300 l/h, que é relativamente baixo. As injeções foram aplicadas em cada fiada horizontal, que tem 5 tubos, a começar no topo do talude. As mangueiras eram ligadas a cada tubo injetor antes de começar a injeção, fechando-se a válvula superior do tubo quando esta terminava e se retirava a mangueira para ser colocada no tubo da fiada abaixo. A injeção de cada tubo foi controlada individualmente.

4 – MONITORIZAÇÃO E ENSAIOS REALIZADOS

4.1 – Monitorização

A monitorização foi efetuada durante e após o tratamento, no total de 8 campanhas. As campanhas foram realizadas durante 18 meses, com visitas trimestrais ou depois de ter ocorrido precipitação intensa. A análise desta evolução permitiu obter informações sobre a durabilidade do tratamento no período em análise.

Durante o tratamento, o objetivo foi confirmar a atividade bacteriana, e para tal foram recolhidos fluidos pela Soletanche-Bachy para a medição desta atividade. Após o tratamento, a monitorização consistiu na observação do talude, com fotografias tiradas com um drone, e recolha de amostras superficiais para medir a percentagem de carbonato de cálcio ao longo do tempo. Em paralelo foram observadas zonas vizinhas não tratadas, para comparação do comportamento com e sem tratamento.

As amostras superficiais para a medição do carbonato de cálcio ao longo do tempo e para análise mineralógica foram recolhidas na superfície do talude, a 3 cm de profundidade. A amostragem foi realizada numa grelha com dimensão 5×5 definida para cobrir a superfície tratada do talude, ilustrada na Figura 5. As amostras recolhidas foram pequenas para evitar destruir a camada superficial do talude, já que não podiam ser recolhidas exatamente no mesmo local.

4.2 – Percentagem de carbonato de cálcio

A percentagem de carbonato de cálcio foi medida no laboratório através de ensaios de lixiviação com ácido clorídrico (0,5 M), porque o ácido dissolve o carbonato de cálcio. Esta percentagem é dada por:

$$\%CaCO_3 = \frac{m_{antes} - m_{depois}}{m_{antes}} \quad (3)$$

onde m_{antes} e m_{depois} são o peso seco do solo antes e após a lavagem com ácido.

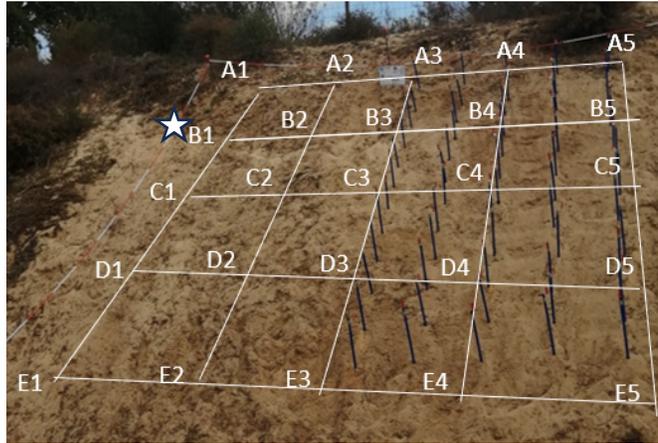


Fig. 5 – Grelha para a recolha de amostras durante as campanhas de monitorização e onde se realizaram os ensaios PDL, com recolha de amostras em profundidade. A estrela identifica o local onde se realizou o ensaio PDL fora da zona tratada.

4.3 – Permeabilidade saturada

A permeabilidade saturada antes e 1 mês após o tratamento foi medida *in situ* com um ensaio de carga variável realizado em dois locais diferentes (próximo das posições D2 e D4, identificadas na Figura 5). Os tubos de aço inoxidável, com 0,07 m de diâmetro e 0,20 m de altura, foram cravados 0,10 m no terreno de forma a medir a permeabilidade do solo. Foram cheios com 0,10 m de água da torneira, tendo-se registado o intervalo de tempo necessário para a altura de água diminuir 0,01 m. Para se ter a certeza de que solo estava saturado, efetuaram-se mais de três medições e só se considerou o último valor por ser semelhante ao valor anterior.

4.4 – Penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL)

No final do primeiro ano após o tratamento foram realizados ensaios com penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL), tipo Panda, medindo-se o número de golpes necessários para ocorrer 0,15 m de penetração. Os ensaios foram realizados fora da área tratada (localização identificada com uma estrela na Figura 5) e nas posições B2 e B4, que se localizam respetivamente nas zonas onde o tratamento foi efetuado com rega e com rega e injeção. Nas posições B2 e B4 foram também recolhidas amostras até à profundidade de 0,50 m para determinação da percentagem de carbonato de cálcio em profundidade. Estes ensaios foram realizados um ano após o tratamento, tendo provocado perturbação da superfície de talude e a interrupção das campanhas de recolha superficial das amostras para elaborar mapas da distribuição superficial do biocimento.

5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 – Permeabilidade saturada

A permeabilidade média medida antes do tratamento foi $2,4 \times 10^{-4}$ m/s, tendo diminuído para $6,3 \times 10^{-5}$ m/s na zona regada (medição perto da posição D2), e para $5,5 \times 10^{-5}$ m/s na zona regada e injetada (medição perto da posição D4). Este resultado indica que houve colmatção dos vazios com o tratamento, mas ainda assim o solo manteve ainda bastante capacidade de infiltração. Apesar de se ter verificado um valor ligeiramente menor na zona regada e injetada do que na zona só regada, o número reduzido de leituras não permite diferenciar os efeitos dos dois tipos de tratamento.

5.2 – Distribuição de biocimento na superfície

O Quadro 2 apresenta as percentagens de carbonato de cálcio medidas nas amostras recolhidas (grelha na Figura 5, sendo as colunas identificadas por números e as linhas por letras) na semana a seguir ao tratamento. O valor medido na posição B4 corresponde a um torrão de material tratado e que tinha cerca de 20% de biocimento. Consta-se que os valores ultrapassam 4% em quase todas as amostras analisadas, que era o pretendido com o tratamento.

Quadro 2 – Percentagens de carbonato de cálcio medidas uma semana após o tratamento.

Posição	1	2	3	4	5	Média
A	1,4	4,3	6,6	5,5	3,8	4,3
B	2,5	6,2	4,4	20,0*	3,6	4,2
C	4,4	3,8	3,9	3,9	2,2	3,7
D	4,6	2,6	3,2	2,6	2,9	3,2
E	2,5	4,7	5,3	4,2	4,5	4,2
Média	3,1	4,3	4,7	4,1	3,4	-

* Valor anómalo medido num torrão recolhido nesta posição, não representativo

Com os dados recolhidos nos vários pontos para as várias campanhas de monitorização traçaram-se os mapas de distribuição de carbonato de cálcio na longo da face do talude tratado, e os perfis da evolução dos valores ao longo do tempo em cada posição. Os mapas com as distribuições da percentagem de carbonato de cálcio medidas nas amostras recolhidas na superfície do talude tratado apresentam-se na Figura 6, para 1 e 12 meses após o tratamento. Cardoso et al. (2024) apresentam outros perfis complementares a estes. Observa-se uma grande heterogeneidade de valores, não sendo possível ver diferenças entre os dois tipos de tratamento. Tal pode ser porque foi efetuada rega nos dois casos e as amostras foram recolhidas muito superficialmente. Observa-se alguma acumulação de biocimento na zona central do talude, provavelmente porque a rega foi efetuada pelas faixas verticais laterais fora da zona a tratar (ver Figura 1b).

A evolução dos valores medidos nos vários pontos ao longo do alinhamento horizontal C, a meio do talude, apresenta-se na Figura 7. Os valores de percentagem de biocimento em cada ponto variam ao longo do tempo, mas oscilam em torno do valor médio de 4%, que é a percentagem pretendida com o tratamento.

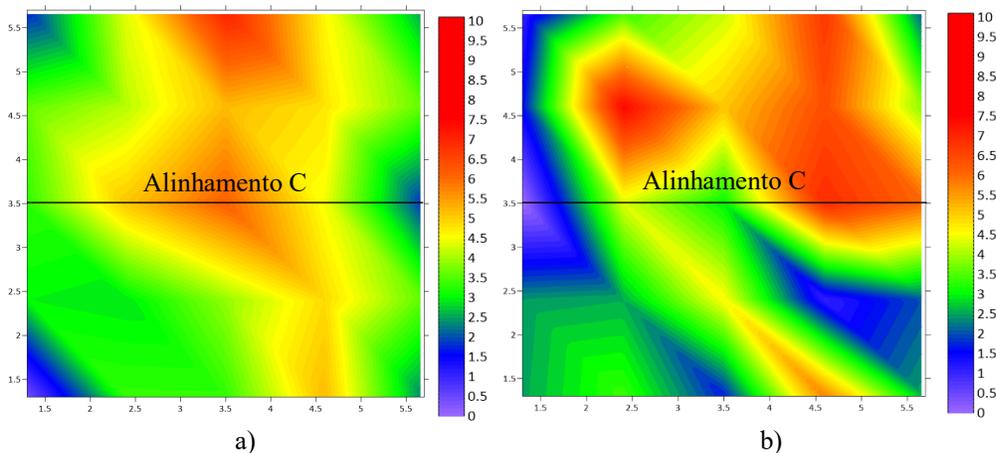


Fig. 6 – Mapas com a distribuição superficial de biocimento após o tratamento: a) 1 mês (novembro 2022); b) 12 meses (outubro 2023).

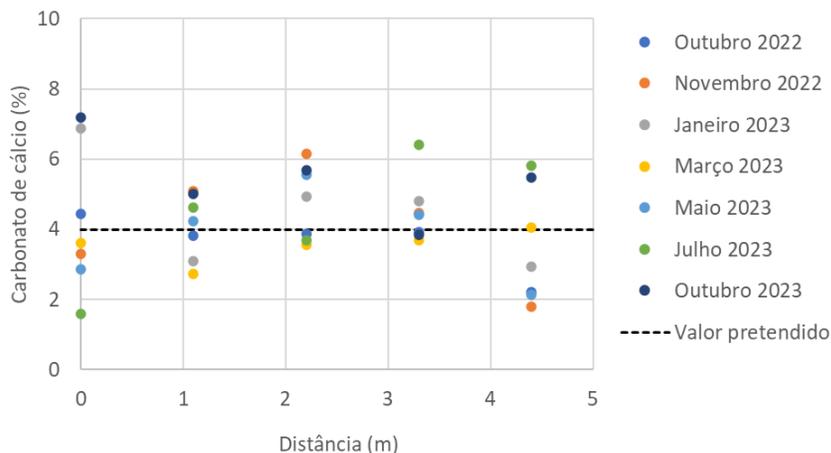


Fig. 7 –Evolução temporal da distribuição superficial de biocimento no alinhamento horizontal a meio do talude tratado (alinhamento C).

A precipitação do biocimento é uma reação rápida porque ocorre assim que as bactérias entram em contacto com a solução de alimento, e pára logo que as bactérias deixam de ser alimentadas. Espera-se assim que as quantidades medidas sejam idênticas uma semana ou um ano após o tratamento se não houver dissolução do biocimento no tempo. Com base nos dados obtidos da monitorização deste talude verificou-se que estas quantidades permaneceram constantes. Também nesta análise é possível constatar que as maiores percentagens encontram-se na zona central e onde foi efetuado tratamento por rega e injeção, no entanto continuam a ser elevadas na zona onde só houve rega.

A dispersão dos valores na área tratada explica-se pelo tratamento ter sido efetuado por rega em toda a superfície do talude, e ainda porque a camada superficial de solo com biocimento foi perturbada pelo processo de recolha das amostras nas várias campanhas de monitorização efetuadas. Nas visitas à obra é também possível observar crostas de material tratado, estando o biocimento perfeitamente identificado por ser esbranquiçado e contrastar com a areia amarela. Nestes agregados a percentagem de carbonato de cálcio atinge valores muito altos.

A Figura 8 apresenta várias imagens de um destes agregados, que tinha 22% de carbonato de cálcio. É visível a sua coesão e as ligações entre as partículas, tanto com o microscópio ótico como com o microscópio eletrónico. Nas imagens deste último vêem-se os pequenos cristais de carbonato de cálcio, em forma cúbica e de esferas, assim como uma ligação entre várias partículas. Pela análise mineralógica (difração de raios-X) comprovou-se que este precipitado é maioritariamente calcite, que é a forma mineral mais estável de carbonato de cálcio.

5.3 – Distribuição de biocimento em profundidade

A percentagem de carbonato de cálcio medida nos primeiros 0,50 m de profundidade, em dois perfis verticais situados próximos dos locais B2 e B4, apresenta-se na Figura 9a). Verifica-se que os valores medidos em ambos são parecidos nos primeiros 0,20 m, o que pode corresponder à profundidade de infiltração dos fluidos da rega. A maior percentagem de carbonato de cálcio foi obtida a 0,30 m de profundidade na zona regada, e a 0,50 m de profundidade na zona regada e injetada, o que é aproximadamente a profundidade dos tubos de injeção. Será preciso considerar também que parte da variação encontrada é explicada pela heterogeneidade natural do solo em profundidade, à qual acresce a variabilidade natural associada a qualquer ensaio.

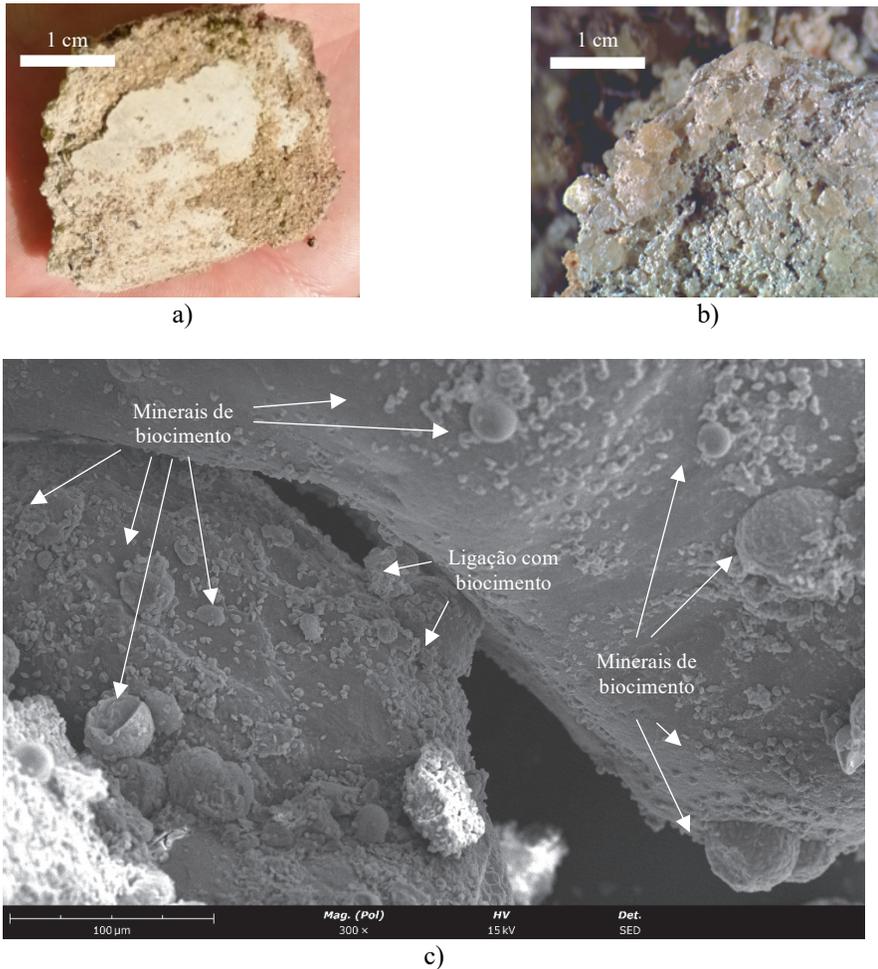


Fig. 8 – Material tratado onde se vê a presença de biocimento (cerca de 22%):
a) Fotografia no terreno; b) Fotografia de microscópio ótico;
c) Fotografia de microscópio eletrônico.

5.4 – Ensaios de penetrómetro dinâmico ligeiro

Os resultados dos ensaios com o penetrómetro dinâmico ligeiro apresentam-se na Figura 9b, correspondentes aos ensaios fora da área tratada (localização identificada com uma estrela na Figura 5) e nas posições B2 e B4 (zonas onde o tratamento foi efetuado com rega e com rega e injeção). Estes perfis estão coerentes com os perfis da percentagem de carbonato de cálcio em profundidade nos primeiros 0,30 m, pelo que o aumento da resistência na zona tratada pode ser explicado pela presença de carbonato de cálcio resultante da infiltração do tratamento durante a irrigação.

No perfil B2 observou-se um pico acentuado a 0,40 m, mas tal deve-se provavelmente à presença de uma raiz, que não foi saneada antes do tratamento. No perfil B4, na zona regada e injetada, a resistência à penetração continuou a aumentar até 0,70 m, com novo aumento a 0,90 m.

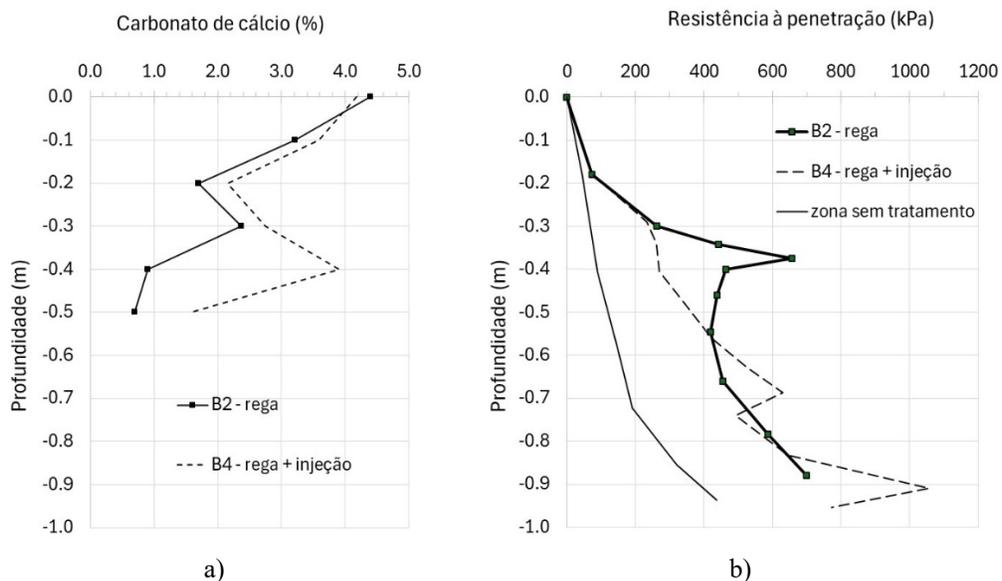


Fig. 9 – Distribuição em profundidade: a) Percentagem de biocimento; b) Resistência à penetração.

No perfil da zona não tratada é visível a transição entre duas camadas diferentes, aproximadamente a 0,70 m de profundidade. A camada mais profunda corresponde a um solo mais resistente, com mais argila. Nos perfis das zonas tratadas esta transição entre materiais diferentes também é visível pelo aumento da resistência à penetração a essa profundidade. A presença de argila poderá explicar a acumulação de fluido de tratamento na transição entre as duas camadas. Abaixo dos 0,70 m de profundidade, em todos os perfis, o incremento de resistência pode ser explicado pela heterogeneidade natural do solo.

O tratamento de biocimentação aumentou a resistência à penetração do solo, que duplicou a 0,30 m de profundidade após o tratamento por rega. Pode-se fazer corresponder este aumento à acumulação de carbonato de cálcio nos primeiros 0,30 m devido a infiltração dos fluidos de tratamento devido à rega superficial efetuada em toda a área do talude. Na zona de injeção, a 0,70 m de profundidade, a resistência foi 3 vezes superior aos valores medidos sem o tratamento. Este aumento pode corresponder a uma nova acumulação de fluidos de tratamento, próxima dos 0,50 m de profundidade que era onde estavam os tubos de injeção.

Considerando apenas o tratamento com rega, embora a permeabilidade do solo seja alta, a espessura da camada tratada é reduzida, principalmente porque o processo de precipitação é um processo rápido. Adicionalmente, o solo não estava saturado antes da primeira injeção dos fluidos de tratamento, e tal contribuiu para a sua concentração superficial.

6 – EFEITOS DO TRATAMENTO NO RAVINAMENTO

Durante o tratamento observou-se a formação de pequenas ravinas, com acumulação de fluidos e de solo na base do talude, na faixa horizontal inferior que aí foi colocada para servir de coletor. O talude ficou exposto às ações atmosféricas depois do tratamento. No final de novembro de 2022 houve uma forte chuvada e o material mais solto foi removido, mas era proveniente essencialmente das faixas laterais de acesso ao talude onde o solo não foi tratado, e não da zona tratada. Embora tenham ocorrido episódios de forte erosão na lateral da área tratada nos diversos períodos de chuva

forte, as ravinas formadas inicialmente na área tratada durante o tratamento parecem estar estáveis. Estas ravinas concentram-se na faixa horizontal inferior do talude, que não foi tratada, por ser a zona em que a camada de areia é mais fina.

As ravinas e o aparecimento de vegetação superficial podem ser observados nas várias fotografias tiradas durante o período de monitorização e que se apresentam na Figura 10. A cor da superfície do talude é diferente nos vários casos porque o solo tinha teores em água diferentes e as fotografias foram tiradas em horas do dia diferentes.

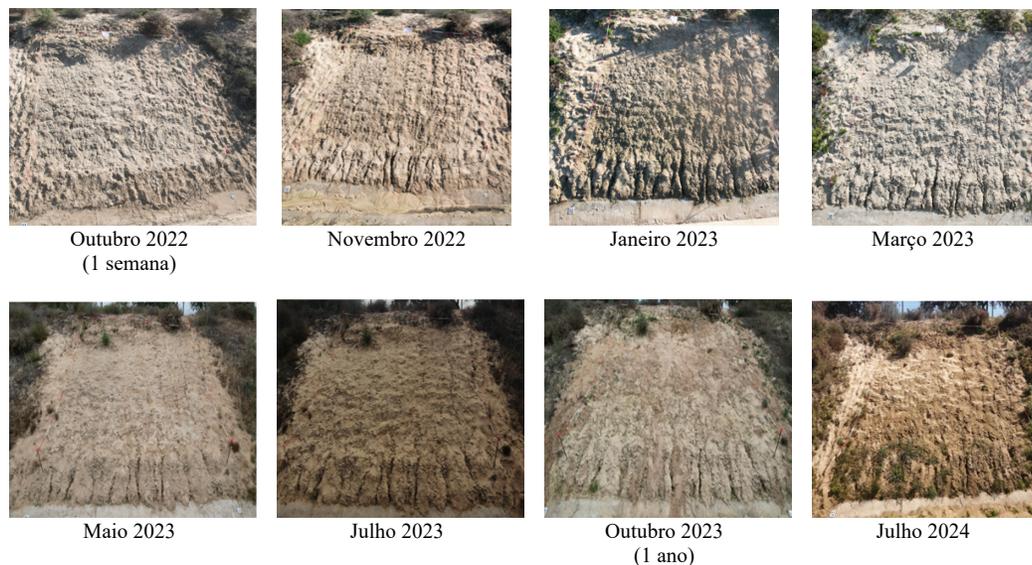


Fig. 10 – Evolução da superfície do talude ao longo do tempo de monitorização.

Nas várias visitas após o tratamento verificou-se que a superfície do talude se mantém estável. Apesar de ter nascido um arbusto no canto superior esquerdo (raiz não saneada antes do tratamento), a vegetação ainda não invadiu a área tratada. No entanto observa-se o aparecimento de musgo após as chuvadas, o que indica que o solo permanece permeável o suficiente para suportar a vegetação, e que o tratamento atuou principalmente na superfície, introduzindo alguma resistência e rigidez.

Finalmente, o clima foi monitorizado apenas para verificar a intensidade de precipitação e a possibilidade de formação de ravinas.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apresentaram-se os resultados das campanhas de monitorização realizadas a um talude da autoestrada A13 tratado por biocimentação, que consistiram na recolha de amostras para a determinação da distribuição espacial da percentagem de carbonato de cálcio na área tratada, medição do coeficiente de permeabilidade. As campanhas com recolha de amostras superficiais decorreram cerca de 1 ano, tendo sido interrompidas depois da medição da resistência à penetração com um penetrómetro ligeiro, com recolha de amostras para medição da distribuição de carbonato de cálcio em profundidade, porque este ensaio remexeu o solo da superfície do talude.

Verificou-se bastante heterogeneidade na distribuição do carbonato de cálcio (biocimento) na superfície tratada, explicada pelo método de tratamento ser com rega superficial. Tal explica que as maiores percentagens de carbonato de cálcio tenham sido encontradas na faixa vertical central do talude. Os valores médios das percentagens de carbonato de cálcio têm-se mantido próximos de 4%, que é o valor de dimensionamento. É possível encontrar pequenos agregados com percentagens de

biocimento superiores a 20%, mas não há a formação de nenhuma capa contínua com esta percentagem tão elevada.

Os resultados do ensaio com penetrómetro ligeiro e recolha de amostras em profundidade mostraram algumas diferenças entre os dois métodos de tratamento adotados. Onde só houve rega observou-se biocimento até cerca de 0,30 m de profundidade, resultante da infiltração dos fluidos de tratamento. A percentagem de biocimento foi máxima entre 0,40 e 0,50 m de profundidade na zona regada e injetada, que corresponde à profundidade dos tubos de injeção. Estes máximos estão concordantes com os valores da resistência à penetração, ainda que a camada de areia tratada esteja assente numa formação com mais finos e o penetrómetro tenha atingido essa formação a baixa profundidade.

Independentemente dos métodos de tratamento, a espessura da zona tratada foi pequena, mas o suficiente para aumentar a resistência do solo ao ravinamento. Houve formação de ravinas ainda durante o tratamento, que se concentraram na faixa horizontal inferior do talude por ser a zona de escorrência e não ter sido tratada. O material mais solto foi removido logo após a primeira chuvada, mas era proveniente essencialmente das faixas laterais de acesso ao talude e onde o solo não foi tratado. As ravinas formadas não estão a progredir no tempo, o que mostra que o tratamento foi eficiente contra o ravinamento, tal como o pretendido. Os resultados são animadores porque o talude mantém-se estável após a erosão verificada e espera-se que se mantenha assim. O talude permanecerá em observação pelo menos nos próximos 2 anos para continuar a investigar a durabilidade do tratamento.

Finalmente, este tratamento foi aplicado como caso de estudo para estabilização superficial de taludes. A sua recomendação como alternativa às soluções tradicionais só poderá ser feita após validação, com mais casos de estudo como o que se apresenta. Será possível aplicar este tratamento em taludes com outras geometrias desde que se mantenham as condições de acessibilidade, que são as mesmas que as necessárias para aplicar outros tratamentos que impliquem injeções a baixas pressões. Será também possível aplicar o tratamento a outros tipos de solos desde que haja estudo prévio em laboratório para definir as dosagens e o melhor protocolo para o tratamento.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FCT I.P pelo financiamento através do projeto de investigação CALCITE, ref. PTDC/ECI-EGC/1086/2021.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al Qabany, A.; Soga, K. (2013). *Effect of chemical treatment used in MICP on engineering properties of cemented soils*. *Geotechnique*, 63, pp. 331–339. <https://doi.org/10.1680/geot.SIP13.P.022>
- ASTM D2487-11 (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Annual Book of ASTM Standards.
- Bhutange, S. P.; Latkar, M. V. (2020). *Microbially Induced Calcium Carbonate Precipitation in Construction Materials*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32 (5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003141](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003141)
- Borges, I.; Milhomens, N.; Braz de Oliveira, S.; Duarte, S. O.; Monteiro, G.; Cruz, M. Q.; Cardoso, R. (2021). Estudo da biocimentação como técnica de tratamento superficial de taludes para evitar ravinamento. 17º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa.

- Cardoso, R.; Vieira, J.; Borges, I. (2023). *On the use of Biocementation to treat collapsible soils*. Engineering Geology, Volume 313, February 2023, 106971. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.106971>
- Cardoso, R.; Oliveira, M.; Cruz, M., Gonzalez, I.; Rodrigues, A. T.; Anjos, B.; Sapin, L.; Esnault-Fillet, A. (2024). *Preliminary results on the biocementation treatment of a Portuguese motorway slope to prevent ravine formation*. Proc. XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVIII ICSMGE), Lisbon, Portugal.
- Chek, A.; Crowley, R.; Ellis, T. N.; Durnin, M.; Wingender, B. (2021). *Evaluation of Factors Affecting Erodibility Improvement for MICP-Treated Beach Sand*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 147(3): 04021001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002481](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002481)
- Esnault-Fillet, A.; Gutjahr, I.; Garandet, A.; Vigliano, A.; Béguin, R.; Monier, J.-M.; Oxarango, L.; Emeriault, F.; Perthuisot, S.C. (2020). *BOREAL, Bio-reinforcement of embankments by biocalcification*. 4th European Conf. on Unsaturated Soils, Lisbon, Portugal.
- Feng, K.; Montoya, B. M. (2015). *Influence of confinement and cementation level on the behavior of microbial-induced calcite precipitated sands under monotonic drained loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 142, 04015057. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001379](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001379)
- Fernandez, R.; Cardoso, R. (2022). *Study on the use of biocementation as slope stabilization technique against erosion*. Transportation Geotechnics, 37, 100873. <https://doi.org/10.1016/j.tgrgeo.2022.100873>
- Gat, D.; Ronen, Z.; Tsesarsky, M. (2017). *Long-term sustainability of microbial-induced CaCO₃ precipitation in aqueous media*. Chemosphere 184, pp. 524–531. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2017.06.015>
- Gomez, M.; Martinez, M.; DeJong, J. T.; Hunt, C.; de Vlaming, L.; Major, D.; Dworatzek, S. (2015). *Field-scale bio-cementation tests to improve sands*. Ground Improvement, Proc of the Institution of Civil Engineers, ICE, 168 (3): 206-216. <https://doi.org/10.1680/grim.13.00052>
- Gowthaman, S.; Nakashima, K.; Kawasaki, S. (2021). *Effect of wetting and drying cycles on the durability of bio-cemented soil of expressway slope*. International Journal of Environmental Science and Technology, 19(4), pp. 2309–2322. <https://doi.org/10.1007/s13762-021-03306-1>
- Lee, M.; Gomez, M.; San Pablo, A. C.; Kolbus, C.; Graddy, C.; Dejong, J.; Nelson, D. (2019). *Investigating Ammonium By-product Removal for Ureolytic Bio-cementation Using Meter-scale Experiments*. Scientific Reports. 9. <https://doi.org/10.1038/s41598-019-54666-1>
- Patil, M.; Dalal, P. H.; Shreedhar, S.; Dave, T. N.; Iyer, K. K. R. (2021). *Biostabilization techniques and applications in Civil Engineering: State-of-the-Art*. Construction and Building Materials, 309, 125098. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125098>
- Pei, R.; Liu, J.; Wang, S.; Yang, M. (2013). *Use of bacterial cell walls to improve the mechanical performance of concrete*. Cement and Concrete Composites, 39, pp. 122-130. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.03.024>
- Phadnis, H. S.; Santamarina, J. C. (2011). *Bacteria in sediments: pore size effects*. Geotechnique Letters 1, pp. 91–93. <https://doi.org/10.1680/geolett.11.00008>
- Pinto, M.; Cardoso, R. (2023). *Development of tools to investigate Biocementation - Microscale Analysis for Studying Bacterial Solutions*. Proc. 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, ICEG2023, Porto, Portugal.

- Salifu, E.; MacLachlan, E.; Iyer, K. R.; Knapp, C. W.; Tarantino, A. (2016). *Application of microbially induced calcite precipitation in erosion mitigation and stabilisation of sandy soil foreshore slopes: A preliminary investigation*. Engineering Geology, 201, pp. 96–105. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.12.027>
- Shahin, M. A.; Jamieson, K.; Cheng, L. (2020). *Microbial-induced carbonate precipitation for coastal erosion mitigation of sandy slopes*. Geotechnique Letters, 10(2), pp. 211–215. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00093>
- Suer, P.; Hallberg, N.; Carlsson, C.; Bendz, D.; Holm, G. (2009). *Biogrouting compared to jet grouting: Environmental (LCA) and economical assessment*. J. Environmental Science and Health - Part A, 44(4), pp. 346–353. <https://doi.org/10.1080/10934520802659679>
- Tarczewski, R. (2015). *Formation of Sustainable Infrastructure Using Microbial Methods and Humanization of Man-made Environment*. Procedia Manufacturing, 3, pp. 1704-1711. <https://doi.org/10.1016/j.promfg.2015.07.991>
- Terzis, D.; Laloui, L. (2019). *A decade of progress and turning points in the understanding of bio-improved soils: A review*. Geomechanics for the Energy and the Environment. Volume 19, 100116. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2019.03.001>
- Van Paassen, L.; Ghose, R.; van der Linden, T.; van der Star, W.; Van Loosdrecht, M. (2010). *Quantifying Biomediated Ground Improvement by Ureolysis: Large-scale Biogrout Experiment*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 136, pp. 1721-1728. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000382](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000382)

ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LA ROTURA DE GRANOS POROSOS BAJO CARGAS ALEATORIAS: PROPUESTA DE UN CRITERIO DE ROTURA PROBABILÍSTICO

Experimental study on the breakage of porous grains under random loads: proposal for a probabilistic breakage criterion

Elías Rocés^a, Jose Estaire^b, Jesús González-Galindo^a

^a Departamento: Ingeniería y Morfología del Terreno, ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, España.

^b Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, España.

RESUMEN – Se presenta en este artículo un criterio probabilístico de rotura para los granos de arcilla expandida. La arcilla expandida es un material formado por granos porosos que pueden colapsar bajo presiones de isocompresión. Como criterio de rotura se emplea el propuesto Serrano et al. (2016) para materiales volcánicos colapsables tipo piroclastos que permite considerar roturas de grano para cualquier situación de carga posible, incluyendo isotracción e isocompresión. Este modelo propuesto es un avance sobre otros modelos que consideran situaciones de carga más sencillas. Para validar el modelo se han llevado a rotura más de 1300 granos de arcilla expandida en compresión simple, biaxial y triaxial y en tracción directa, midiendo todas las fuerzas aplicadas en ese proceso de rotura. El modelo propuesto es fácilmente implementable mediante el método de los elementos discretos (MED) que permitirían simular la rotura de materiales con doble porosidad (porosidad interior al grano o intragranular y porosidad intergranular), como arcilla expandida y materiales volcánicos porosos, susceptibles de colapso bajo fuerzas de isocompresión.

ABSTRACT – In this article, a breakage probabilistic criterion for expanded clay grains is presented. Expanded clay is a material formed by porous grains that can collapse under isocompression pressures. The criterion for breaking is that proposed by Serrano et al. (2016) for collapsible volcanic materials such as pyroclasts and allows considering grain breakage for any possible loading situation, including traction and compression. This proposed model is an advance over other models that consider simpler loading situations. To validate the model, more than 1,300 expanded clay grains have been broken in uniaxial, biaxial and triaxial compression (measuring all applied forces). In addition to breaks in direct traction. The proposed model can be easily implemented using the discrete element method (DEM) code and would allow simulating the failure of materials with double porosity (porosity inside the grain and intergranular porosity), which can collapse only with pressure, a situation that occurs in expanded clay fills subjected to loads of a certain magnitude.

Palabras Clave – arcilla expandida, Weibull, rotura de grano.

Keywords – lightweight expanded clay aggregate, Weibull, grain breakage.

E-mails: earoces@rocesingenieria.es (E. Rocés), jose.estaire@cedex.es (J. Estaire), jesus.gonzalezg@upm.es (J. González)

ORCID: orcid.org/0000-0002-9606-6180 (J. Estaire), orcid.org/0000-0003-3371-5865 (J. González)

1 – INTRODUCCIÓN

En construcción, en algunas ocasiones, se emplean materiales con una gran porosidad intragranular, como son algunos materiales volcánicos (Conde Palacios, 2013; Serrano, Perucho et al., 2016) o arenas calcáreas de coral (Wang, Jiao et al., 2011; Ma, Zhu et al., 2023). Esta porosidad intragranular, además de disminuir de forma importante la resistencia del material (Lv et al., 2021; Li et al., 2023) puede causar formas de roturas particulares como es el colapso de los granos, incluso cuando están sometidos a isocompresión (entendida como una compresión pura sin desviador de tensiones) (Serrano, 2004; Wong y Baud, 2012). Se entiende por colapso como el cambio en la estructura de un suelo que tiene asociado una disminución importante del volumen cuando se modifican algunas condiciones externas (Uriel y Serrano, 1975), siendo, en este caso, la modificación de las fuerzas aplicadas.

Otro material cuyo uso es bastante habitual en construcción es la arcilla expandida, conocida también como LECA por su acrónimo “Lightweight Expanded Clay Aggregate”. La arcilla expandida está formada por granos aproximadamente esféricos con un diámetro medio que habitualmente oscila entre 10 y 20 mm. Los granos tienen un núcleo poroso que les transmite ligereza y una corteza más rígida (Prisco, 2007). Estos tres materiales porosos (materiales volcánicos, arenas calcáreas de coral y arcilla expandida) presentan un comportamiento que puede considerarse semejante en lo relativo a rotura.

En la literatura científica existen numerosos criterios de rotura para todo tipo de materiales. En general, estos criterios se pueden representar en el plano triaxial de Cambridge $p - q$. Para cargas genéricas (no necesariamente uniaxiales) en discos planos (2D) se han propuesto varios criterios de rotura (Tsoungui et al., 1999; Ben-Nun y Einav, 2010). En geotecnia, el criterio de rotura más habitual es, sin duda, el de Mohr-Coulomb, que se emplea como criterio de rotura al corte en suelos. Para la rotura al corte de materiales granulares (que pueden entenderse como agregados de granos o partículas) a veces se emplean criterios no lineales como el propuesto para escolleras (Pinto, 1983) o criterios exponenciales (Lade, 2016) empleado habitualmente, por ejemplo, para balasto (Estaire y Santana, 2018). En cuanto a los criterios para la rotura de granos, se han empleado tanto criterios no lineales (Russell y Wood, 2009) como otros lineales como el basado en la tensión tangencial octaédrica que, en el plano triaxial $p - q$, queda representado como una recta paralela al eje p , (McDowell et al., 2013; Rocas-Alonso et al., 2021) por lo que además de no poder representar el colapso del material a isocompresión, asume que la resistencia a compresión simple del material es idéntica a la resistencia a tracción, situación que no se corresponde con el comportamiento mecánico de los materiales térreos.

Para poder explicar una rotura bajo cualquier tipo de carga en materiales colapsables, los criterios de rotura representados en el plano triaxial $p - q$ deben formar una superficie cerrada sobre el eje de tensiones isotrópicas (p), para poder modelizar correctamente el colapso del material bajo una tensión de isocompresión. En este sentido, Serrano propuso dos modelos: uno teórico basado en consideraciones energéticas (Serrano, 2004; Conde Palacios, 2013) y otro experimental basado en los resultados obtenidos en una campaña de ensayos sobre piroclastos canarios (Serrano et al. 2016). También se podría pensar en emplear como criterio de rotura una superficie elíptica, como la superficie de fluencia del modelo Cam-Clay modificado (Wood, 1990). En la Figura 1 se presentan, en el plano triaxial $p - q$, de forma esquemática el criterio de Mohr-Coulomb, el basado en la tensión tangencial octaédrica y el criterio de Serrano et al. (2016).

Otro aspecto que se debe tener en cuenta es que la resistencia a rotura de los granos no es un valor determinista, sino que varía de forma sensible. Lo más habitual es ajustar las resistencias obtenidas en los ensayos con una función de probabilidad de Weibull, como aparece recogido tanto en numerosos artículos científicos como en varias normas como, por ejemplo: EN ISO 20501 (AENOR, 2022) o ASTM C1239-13 (ASTM, 2018). Por todo ello un criterio de rotura general válido para los granos de arcilla expandida debe ser capaz de explicar el colapso de los granos y la variación en los resultados obtenidos para los distintos granos.

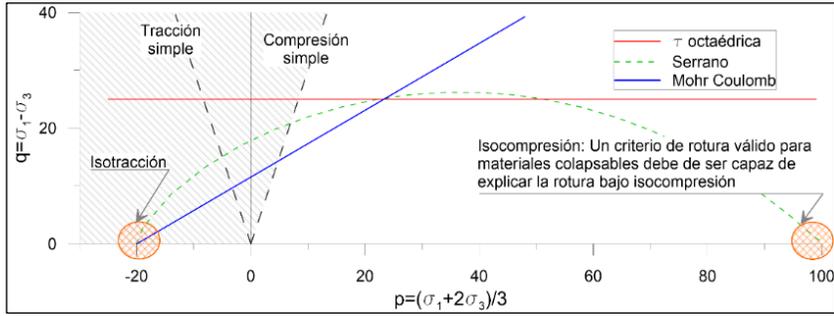


Fig. 1 – Representación esquemática (sin unidades) de los siguientes criterios de rotura: el basado en la tensión tangencial octaédrica (τ_{oct}); Mohr Coulomb y Serrano et al. (2016). Se han sombreado en naranja los puntos de isotracción e isocompresión.

Para establecer un nuevo modelo de rotura, se han realizado ensayos que han permitido ajustar y modificar el criterio de Serrano (2016). Para ello se han llevado a rotura más de 1300 granos de arcilla expandida aplicando fuerzas controladas en 2, 4 y 6 contactos, además de realizar rotura de granos a tracción directa. Sólo se han podido aplicar fuerzas en esos números de contactos (2, 4 y 6) debido a las limitaciones de los equipos de ensayo empleados en el estudio. Estos resultados se ajustan al modelo enunciado inicialmente para piroclásticos volcánicos por Serrano et al. (2016), pero realizando una interpretación estocástica del mismo y no determinista, como fue formulado originalmente.

2 – MATERIALES

El grano de arcilla expandida tiene una composición heterogénea, estando compuesto por una cáscara exterior rígida clinkerizada que le aporta resistencia y un núcleo poroso que le aporta la ligereza característica al material. En el esquema de la Figura 2 se puede ver claramente la diferencia entre el núcleo y la cáscara.

Parte de los huecos del núcleo son accesibles al agua (por lo que pueden llegar a saturarse con agua) mientras que otra parte son huecos cerrados y, por tanto, inaccesibles al agua.

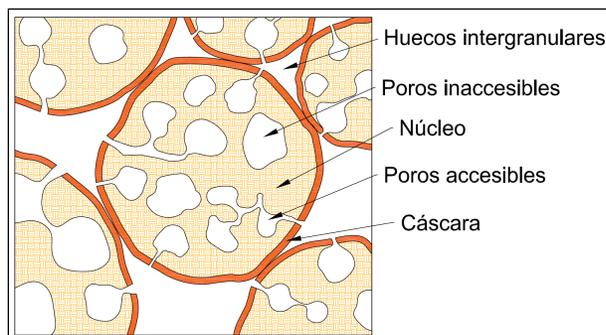


Fig. 2 – Representación de la porosidad intergranular e intragranular (formada por poros accesibles e inaccesibles) de un agregado de granos de arcilla expandida.

Aunque en el mercado existen materiales con numerosas granulometrías, cada una con unas propiedades y pensada para una aplicación concreta, en geotecnia se utiliza habitualmente la arcilla expandida con granulometría 10/20, reservándose otras granulometrías mejor graduadas, como puede ser la 0/32, para situaciones en que el relleno ligero pueda sufrir mayores cargas. Los granos habitualmente son más o menos esféricos, según se ha podido verificar en esta campaña de ensayos.

De los ensayos realizados en el CEDEX (Roces-Alonso et al., 2021) mediante picnómetro de agua y por el método geométrico (midiendo granos con calibre y obteniendo un volumen equivalente) se deduce que la densidad del grano seco en estufa es de $5,8 \text{ kN/m}^3$ independientemente del diámetro del grano por lo que las partículas de arcilla expandida flotan en agua. Por otro lado, el peso específico mínimo del agregado (entendido como conjunto de granos) calculado según la norma UNE 103 105 (1993), varía entre $3,3$ y $3,5 \text{ kN/m}^3$, cuando los granos se han secado totalmente y de forma previa en estufa.

La arcilla expandida empleada para estos ensayos fue fabricada por la empresa LECA Portugal S.A. en su fábrica de Avelar (Portugal) y ensayada en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en Madrid.

3 – MÉTODOS DE ENSAYO

Para la realización de este trabajo, se llevaron a cabo ensayos de rotura a compresión simple, compresión biaxial, compresión triaxial y tracción directa de granos individuales de arcilla expandida. Todos los ensayos se realizaron con los granos secos, tras estar en estufa durante 24 horas a 105°C .

Antes de realizar cada uno de los ensayos de rotura se midieron, con un calibre de precisión $0,01 \text{ mm}$, tres diámetros, lo más perpendiculares posible entre sí, de cada uno de los granos: el diámetro mayor, el perpendicular menor y un tercero ortogonal a los otros dos y se obtuvo el diámetro medio como la media aritmética de los tres diámetros medidos. Se pudo comprobar visualmente que los granos se rompieron en posiciones aparentemente aleatorias independientemente de la orientación de sus diámetros mayor, intermedio o menor en relación con la posición de los puntos de aplicación de la carga. Por otra parte, se consideró que los granos eran casi esféricos y que todas las fuerzas aplicadas fueron normales a la superficie del grano. A continuación, se describen los cuatro tipos de ensayos realizados en este trabajo.

3.1 – Resistencia a la rotura a compresión simple

La resistencia a compresión simple se determinó empleando un equipo de carga puntual (“Point Load Test”, PLT, en inglés) de acuerdo con la norma ASTM D5731-16 (Figura 3a). En este caso, la fuerza vertical aplicada por el equipo del PLT era la que provocaba la rotura del grano, la cual se registró durante todo el ensayo. El cálculo de las tensiones en el grano se realiza según la formulación desarrollada en § 4.1 –

3.2 – Resistencia a la rotura a compresión biaxial

Para llevar a cabo los ensayos de rotura a compresión biaxial, se añadió al aparato PLT un equipo específico, consistente en una prensa y un anillo dinamométrico colocados horizontalmente, que permitía aplicar una fuerza horizontal al grano a través de superficies planas y su medición a lo largo de todo el ensayo, según se muestra en la Figura 3b. Se hicieron ensayos en los que se aplicaron primeramente fuerzas horizontales de 50 , 100 y 150 N , con el equipo específico, y posteriormente se aplicó, con el equipo del PLT, una fuerza vertical creciente hasta alcanzar la rotura, (Roces-Alonso et al., 2021) como se recoge en la Tabla 1.

3.3 – Resistencia a la rotura a compresión triaxial axilsimétrica

Para realizar los ensayos de rotura a compresión triaxial, las cuales presentaban simetría axil, se construyó un útil específico para este trabajo capaz de aplicar fuerza en tres ejes perpendiculares entre sí a un grano, como se muestra en la Figura 3c. El procedimiento de ensayo consistía en que en uno de los ejes horizontales se aplicaba una fuerza conocida mediante un anillo dinamométrico

que se bloqueaba mediante una tuerca, para repetir el proceso en el otro eje horizontal y terminar aplicando una fuerza creciente en el eje vertical hasta producir la rotura del grano. De esta forma, en función del orden de aplicación de las cargas hasta llegar a rotura, se pueden inducir distintas trayectorias de tensiones en el grano, como se muestra en la Tabla 1 donde se recogen las seis trayectorias de tensiones triaxiales empleadas en este trabajo.

Por otra parte, en la cuantificación de las fuerzas, una vez bloqueadas mediante las tuercas correspondientes, no se ha considerado un posible aumento de dicha fuerza por efecto Poisson, al aplicar las cargas subsiguientes. Sin embargo, aunque este aumento en la fuerza aplicada no ha podido ser medido, dado el tipo de equipo empleado, se considera que no tiene un valor significativo, (del orden de magnitud del margen de error de medida de los aparatos utilizados) que pueda poner en cuestión la validez de los resultados.

3.4 – Resistencia a la rotura a isocompresión triaxial

Para realizar los ensayos de rotura a isocompresión triaxial, se utilizó el mismo útil que el usado para los ensayos de compresión triaxial axilsimétrica. Sin embargo, realmente la fuerza de rotura sólo se alcanza en uno de los ejes, siendo ligeramente inferior en los otros tres, por lo que este mecanismo de rotura no puede considerarse como “isocompresión triaxial pura”, aunque las tensiones desviadoras son muy pequeñas en el momento de rotura.

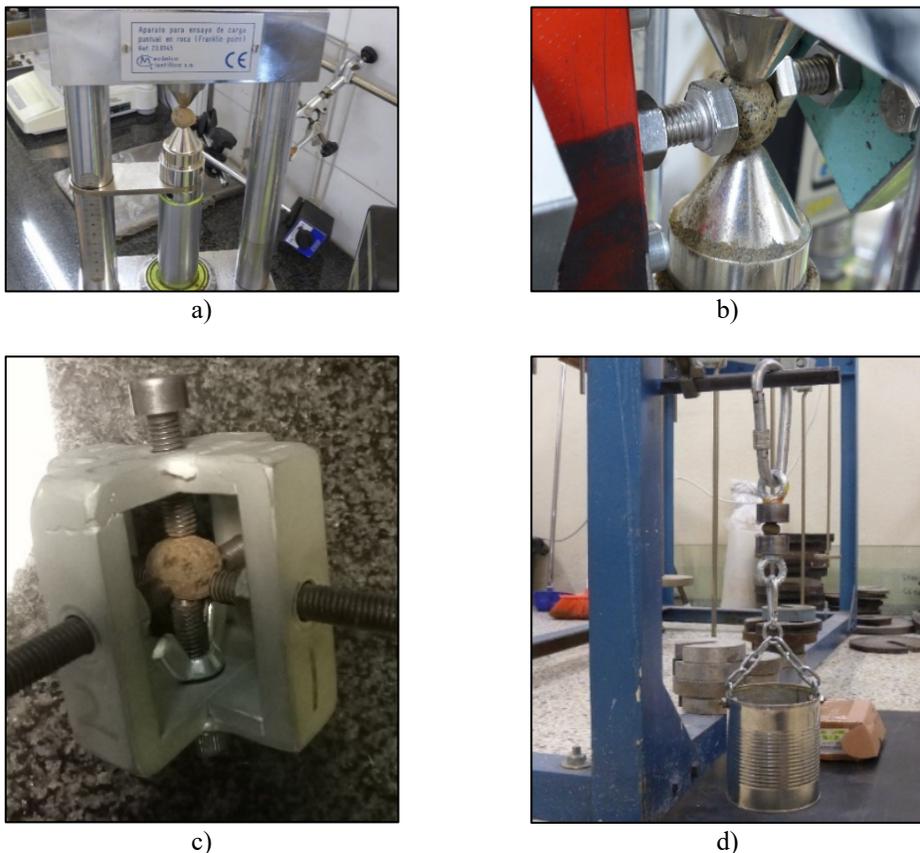


Fig. 3 – Ensayos realizados: a) Ensayo de compresión PLT para obtener la carga puntual de rotura; b) Ensayo de carga biaxial, aplicada con el PLT y un anillo dinamométrico; c) Aparato empleado para aplicar cargas triaxiales, fijando las presiones mediante tuercas; d) Ensayo de tracción directa.

3.5 – Resistencia a la rotura a tracción directa

Para realizar los ensayos de rotura a tracción directa, se procedió a pegar con resina epoxi granos individuales en unas piezas metálicas, equipadas con argollas, situadas en diámetros opuestos, de forma similar a los ensayos de tracción en lechadas realizados por (García Wolfrum, 2005). Una vez la resina hacía efecto, el grano se colgaba de una de las piezas metálicas a un bastidor metálico, mientras que en la otra pieza se colgaba un bote que se fue cargando con bolas de rodamiento hasta alcanzar la rotura (Figura 3d). Una vez alcanzada la rotura se pesó la cabeza inferior, y el bote con las bolas de los rodamientos, pudiendo determinar de esta forma la fuerza de tracción de rotura del grano.

Tabla 1 – Características de los ensayos realizados.

Tipo ensayo	Número de trayectoria	Paso	Fuerzas ortogonales aplicadas ⁽¹⁾			Número de granos ensayados	d (mm) ⁽²⁾ (5%/ media/ 95%)
			F ₁ (N)	F ₂ (N)	F ₃ (N)		
Compresión simple	1	1	Fr	0	0	466	12,2/ 15,1/ 18,9
Compresión biaxial	1	1	50	0	0	150	12,9/ 16,2/ 19,1
		2	50	Fr	0		
	2	1	100	0	0	157	13,2/ 16,4/ 18,9
		2	100	Fr	0		
	3	1	150	0	0	115	12,7/ 15,9/ 19,3
		2	150	Fr	0		
Compresión triaxial	1	1	50	0	0	30	14,5/ 15,6/ 16,9
		2	50	125	0		
		3	50	125	Fr		
	2	1	50	0	0	30	16,0/ 17,6/ 19,5
		2	50	150	0		
		3	50	150	Fr		
	3	1	100	0	0	90	13,2/ 15,6/ 18,9
		2	100	100	0		
		3	100	100	Fr		
	4	1	125	0	0	30	14,4/ 15,7/ 16,9
		2	125	125	0		
		3	125	125	Fr		
	5	1	150	0	0	60	16,1/ 17,5/ 19,4
		2	150	150	0		
		3	150	150	Fr		
	6	1	235	0	0	20	15,8/ 16,6/ 17,6
		2	235	235	0		
		3	235	235	235		
		4	470	235	235		
		5	470	470	235		
6		470	470	470			
7		705	470	470			
8		705	705	470			
Isocompresión triaxial	1	1	235	0	0	43	12,7/ 16,2/ 19,8
		2	235	235	0		
		3	235	235	235		
		4	Fr	Fr	Fr ⁽³⁾		
Tracción directa	1	1	-Fr	0	0	112	12,7/ 16,2/ 19,8
Total						1303	12,5/ 16,0/ 19,1

Nota ⁽¹⁾: Fr indica que se aumenta la carga hasta alcanzar la fuerza de rotura del grano

Nota ⁽²⁾: d (mm) (5%/ media/ 95%): indica percentil 5% del diámetro medio del grano, la media y el percentil 95%

3.6 – Resumen de ensayos realizados

En la Tabla 1 se muestra un resumen con todos los ensayos incluidos en este trabajo, indicando, para las diferentes tipologías de ensayo, tanto la trayectoria de tensiones utilizada como el número de granos ensayados. En total se han ensayado 1303 granos, llevados a rotura a través de 12 trayectorias de tensiones diferentes. En los ensayos de rotura a compresión biaxial y triaxial, se muestra el orden secuencial en el que se han ido aplicando las fuerzas hasta alcanzar la rotura, a la que se llegó mediante la aplicación de la denominada «fuerza de rotura (Fr)». Se han incluido también, los valores del diámetro de los granos, haciendo referencia al percentil 5% del diámetro medio del grano, la media y el percentil 95%.

Se ensayaron un mínimo de 20 granos para cada trayectoria de tensiones, según se muestra en la tabla siguiente, para disponer de un número suficiente de datos que permita considerar el estudio estadístico posterior, como significativo.

4 – RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1 – Tensor de tensiones generadas por las fuerzas aplicadas al grano

A partir de las fuerzas aplicadas al grano, el estado tensional del grano se puede representar mediante el tensor de tensiones, siendo la expresión más habitual la que se muestra en la ecuación 1 (Weber, 1966; Rothenburg, 1981), donde σ_{ij} son las componentes del tensor de tensiones, V es el volumen del grano, N_c el número de fuerzas de contacto, $x_i^{(c)}$ y $x_i^{(p)}$ son las posiciones del centro del grano (c) y del contacto de la fuerza (p), respectivamente, mientras que $F_j^{(c,p)}$ es la fuerza aplicada en el contacto.

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{N_c} (x_i^{(c)} - x_i^{(p)}) F_j^{(c,p)} \quad (1)$$

Para el caso de un grano esférico con diámetro d bajo condiciones de carga triaxial, en el que se aplican una pareja de fuerzas verticales de igual magnitud y sentido opuesto (F_v) y dos parejas de fuerzas horizontales F_{h1} y F_{h2} , todas ellas perpendiculares entre sí, el primer componente del tensor de tensiones sería el siguiente:

$$\sigma_{11} = \frac{1}{\frac{4}{3}\pi(d/2)^3} \left[\left(\frac{d}{2} F_v \right) + \left(\frac{d}{2} F_v \right) \right] = \frac{6F_v}{\pi d^2} = \sigma_1 \quad (2)$$

De la misma manera se puede obtener el valor de σ_{22} y de σ_{33} , siendo nulas las restantes componentes del tensor, según se muestra en la ecuación 3, en la que el tensor se ha representado en su forma matricial. En todo el artículo se consideran las compresiones como positivas y las tracciones como negativas.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{6F_v}{\pi d^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6F_{h1}}{\pi d^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6F_{h2}}{\pi d^2} \end{bmatrix} = \frac{6}{\pi d^2} \begin{bmatrix} F_v & 0 & 0 \\ 0 & F_{h1} & 0 \\ 0 & 0 & F_{h2} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Como en todo tensor, se pueden definir una serie de invariantes; en este artículo se utilizarán los invariantes I_1 , I_2 y J_2 :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \tag{4}$$

Dado que las componentes diagonales (σ_{12} , σ_{13} y σ_{23}) son iguales a 0, $\sigma_{11} = \sigma_1$, $\sigma_{22} = \sigma_2$ y $\sigma_{33} = \sigma_3$:

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3 \tag{5}$$

$$J_2 = I_1^2/3 - I_2 \tag{6}$$

A partir de los invariantes, se pueden definir los parámetros de Cambridge p y q , siendo p la tensión isotrópica y q la tensión desviadora, como se indica en la ecuación 7.

$$p = I_1/3 \quad ; \quad q = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \tag{7}$$

4.2 – Trayectoria de tensiones utilizadas en los ensayos

Conocidos los valores de p y q a lo largo de los diferentes ensayos de rotura de grano, se puede representar su evolución, sobre el plano triaxial $p - q$, obteniéndose la trayectoria de tensiones aplicadas en el ensayo. En la Figura 4 se muestran de forma esquemática las trayectorias de tensiones de la Tabla 1. Las trayectorias de tensiones representadas son las seguidas por un conjunto de granos de igual diámetro; hay que tener en cuenta que, en la realidad, la tensión en el grano y, por tanto, la trayectoria de tensiones depende tanto de las fuerzas aplicadas como del diámetro del grano.

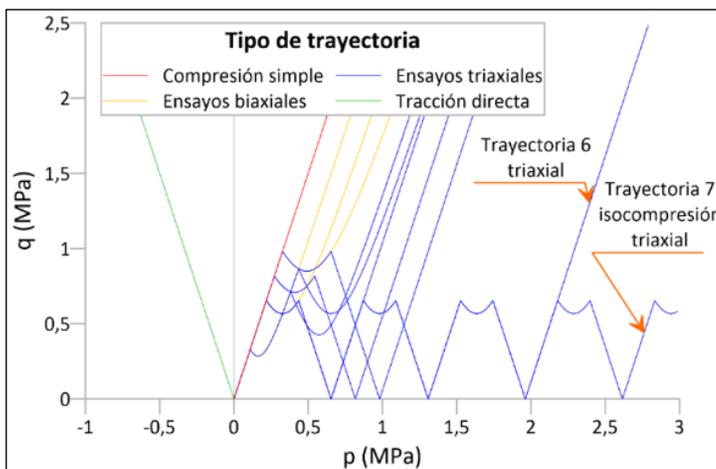


Fig. 4 – Representación, en el plano triaxial $p - q$, de las trayectorias de tensiones utilizadas en los ensayos para granos de igual diámetro

Como se verá más adelante, el análisis de las trayectorias de tensiones durante los ensayos servirá para determinar las características geométricas que debe cumplir un criterio de rotura para representar adecuadamente las tensiones de rotura de los granos de arcilla expandida.

4.3 – Descripción de resultados experimentales

4.3.1 – Representación de los resultados

En la Fig. se han representado en el plano triaxial $p - q$, los puntos que indican las tensiones de rotura de todos los granos ensayados, en función de su diámetro, utilizando una gama de colores para su diferenciación. Asimismo, se han indicado unas zonas en las que se agrupan los granos rotos en función de la trayectoria de tensiones aplicada en su rotura, según se mostró en la Tabla 1 y en la Figura 4. Los puntos de rotura se agrupan en bandas y no en líneas rectas, porque según se comentó anteriormente, la trayectoria de tensiones depende de los diámetros de los granos que, aunque similares, no son idénticos entre sí.

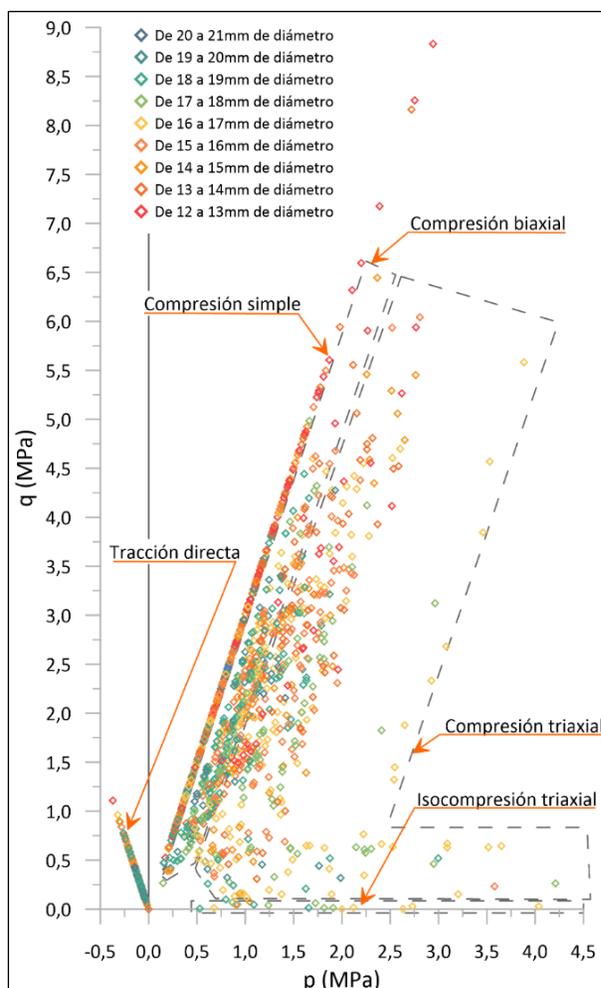


Fig. 5 – Resultados de todos los ensayos realizados sobre el plano triaxial $p - q$.

Dado que en la Figura 5 es imposible detectar a simple vista ningún patrón de comportamiento, se ha elaborado la Figura 6, en la que se representan las funciones de distribución de probabilidad del valor de la tensión de rotura, obtenida como cociente de la fuerza de rotura (F_r) y el cuadrado del diámetro medio del grano, para los ensayos de compresión simple (Figura 6a) y tracción directa (Figura 6b) y alguno de los ensayos de compresión biaxial (Figura 6c y Figura 6d) y de compresión triaxial (Figura 6e y Figura 6f), todos ellos en función de diferentes rangos de tamaños de grano.

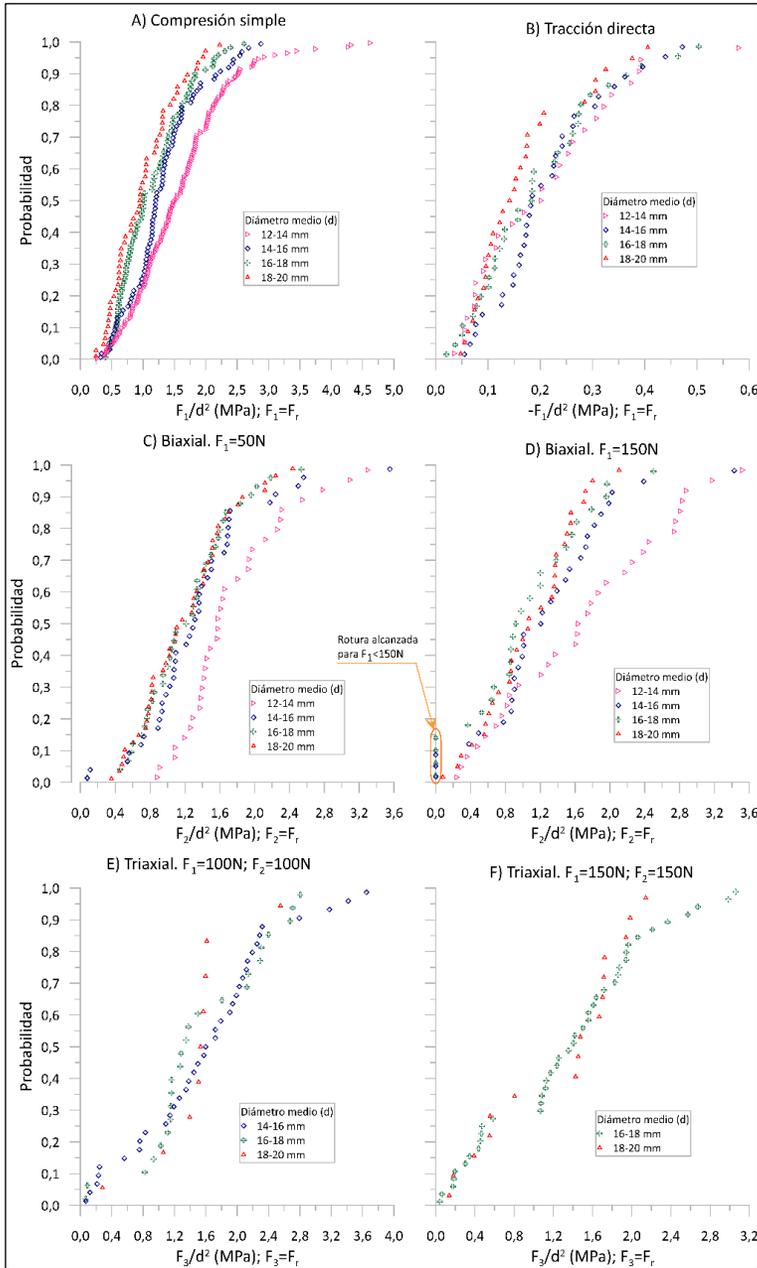


Fig. 6 – Funciones de distribución de probabilidad del valor de la tensión de rotura, para ensayos de compresión simple, tracción directa, compresión biaxial y compresión triaxial.

El análisis de la figura anterior permite deducir que la resistencia de los granos (Figuras 6a, 6c y 6d), independientemente de la trayectoria de tensiones seguida en el proceso de rotura, es mayor cuanto menor es el diámetro de los granos, aunque en algunos de los casos esta tendencia es menos clara (Figuras 6b, 6e y 6f), por el escaso número de granos ensayados.

4.3.2 – Relación entre compresión simple y tracción directa

Otro aspecto a considerar es la relación numérica que pudiera existir entre la resistencia a compresión simple y a tracción directa de los granos de arcilla expandida. Teniendo en cuenta que las resistencias de los granos son funciones estadísticas y no valores deterministas, dicha relación numérica deberá ser un factor de proporcionalidad que haga iguales o semejantes las funciones de distribución, no una relación entre dos valores fijos.

Para determinar dicho factor, en la Figura 7 se muestra la comparación entre las funciones de distribución de la resistencia a compresión simple (mostrada en la Figura 6a y la resistencia a tracción directa (mostrada en la Figura 6b) multiplicada ésta por un factor de 6. De esta forma, se puede ver que aproximadamente las funciones de distribución coinciden y con ello se podría estimar que la resistencia a tracción directa de los granos de arcilla expandida es $1/6$ ($\approx 17\%$) de la resistencia a compresión simple, aunque para el caso de la fracción granulométrica de 12 a 14 mm el ajuste es peor.

El valor del factor de proporcionalidad que se obtiene en este trabajo va en línea con los resultados habituales para rocas (en general obtenidos como una relación determinista entre dos valores medios); por ejemplo, en la recopilación de datos realizada por Perras y Diederichs (2014) para numerosas rocas, el factor varía entre 4% para granitos y 25% para esquistos, con un valor medio del 10%.

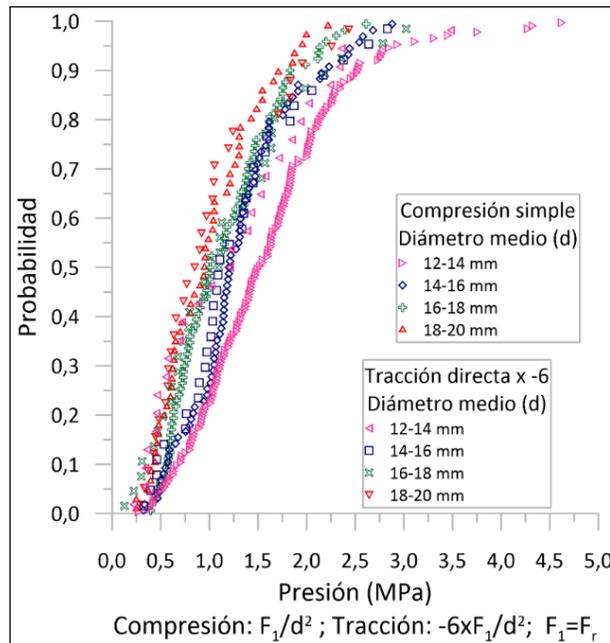


Fig. 7 – Comparación de las funciones de distribución de probabilidad de la tensión de rotura de los ensayos a compresión simple y tracción directa (multiplicada por un factor de 6).

5 – RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN

Este apartado se divide en cuatro apartados: en el primero, en base a los resultados obtenidos de los ensayos, se explica de forma cualitativa las características que debe cumplir un criterio de rotura válido para los granos de arcilla expandida; en el segundo se explica y formula el criterio de rotura a emplear; en el tercero se explica la aplicación de la estadística de Weibull a los criterios de rotura, y en el cuarto se ajusta el modelo de rotura propuesto a los datos reales.

5.1 – Aspectos cualitativos del criterio de rotura

En este apartado, se explican de forma cualitativa las condiciones que debería cumplir un criterio de rotura de granos de arcilla expandida para que se pudiera considerar que modeliza adecuadamente los resultados obtenidos en los ensayos de este trabajo. Para aclarar los conceptos y las ideas básicas se han preparado unas figuras esquemáticas, con datos idealizados basados en los resultados reales de los ensayos.

En primer lugar, si fuese posible disponer de una familia de granos totalmente idénticos, desde un punto de vista geométrico y mecánico (es decir, que tuviesen exactamente el mismo diámetro y la misma resistencia), y se ensayaran diferentes granos de esa familia utilizando las distintas trayectorias de tensiones recogidas en la Figura 8, se obtendría un punto de rotura para cada trayectoria. En ese caso, se tendrían 12 puntos de rotura para las 12 trayectorias ensayadas, los cuales se pueden representar en el plano triaxial $p - q$. Uniendo esos puntos de rotura, se dispondría de una curva que sería la representación gráfica del criterio de rotura para esa familia de granos totalmente idénticos, como se puede ver en la Figura 8.

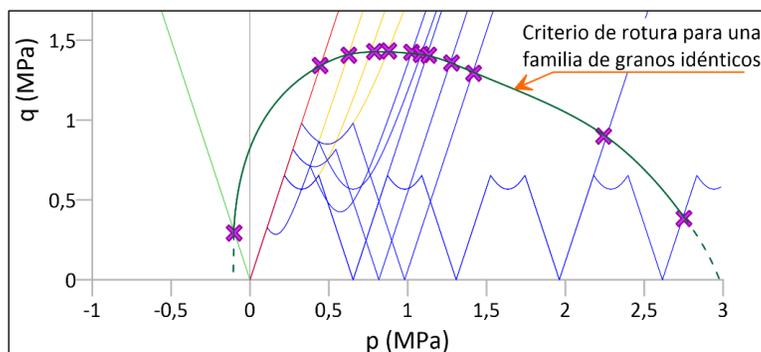


Fig. 8 – Criterio de rotura para una hipotética familia de granos idénticos.

Otras dos características que el criterio de rotura debería cumplir son:

- i. Su curva representativa no debe cortar la trayectoria de tensiones seguida por ninguno de los granos ensayados en ningún punto previo al punto en que se alcanza la rotura. Esto es así porque la rotura del grano se debe alcanzar en el punto en el que la trayectoria de tensiones seguida y el criterio de rotura se cortan. En la Figura 9 se muestra un criterio de rotura que sería válido y uno que no sería válido por cortar la trayectoria de tensiones seguida por un grano antes de alcanzar la rotura (zona marcada en amarillo en la figura).
- ii. Las curvas representativas del criterio de rotura de dos familias diferentes, formadas por granos totalmente idénticos entre sí dentro de cada familia, pero diferentes a los de la otra familia, deberían tener formas geométricas similares y no se deberían cortar. La curva representativa de la familia más resistente debería englobar a la curva representativa de la familia menos resistente, como se ha esquematizado en la Figura 10.

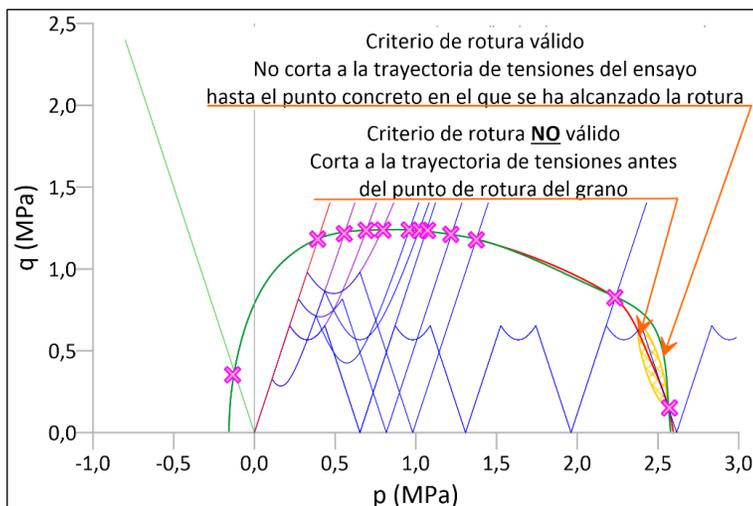


Fig. 9 – Validez de los criterios de rotura en función de su corte con trayectoria de tensiones en puntos anteriores a la rotura del grano.

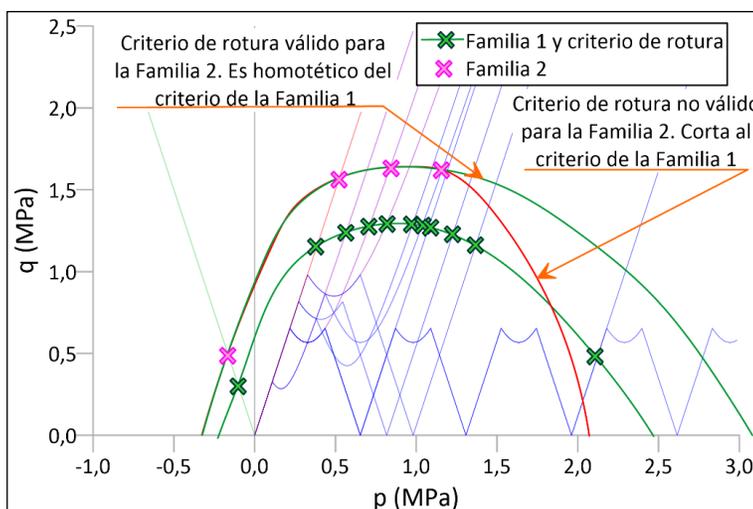
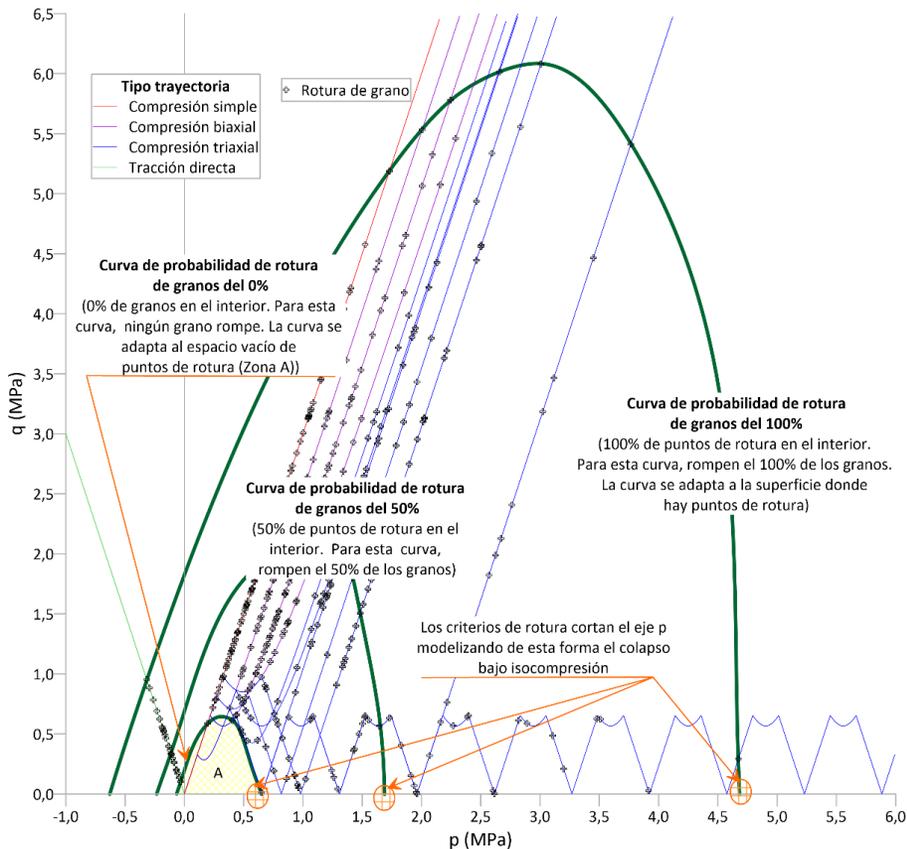


Fig. 10 – Validez de criterios de rotura para dos familias diferentes de granos totalmente idénticos entre sí.

Una vez vistas las características generales que deben cumplir las curvas representativas de los criterios de rotura, a continuación, se utilizan los resultados obtenidos para determinar, mediante un razonamiento cualitativo, la forma que deberían adoptar las curvas representativas de los criterios de rotura y las condiciones adicionales que deberían cumplir. Para ello, se ha elaborado la Figura 11 en la que se han representado las doce trayectorias de tensiones de la Tabla 1, asumiendo que todos los granos tienen un mismo diámetro, pero diferente resistencia. Las cruces representan las tensiones para las que rompieron los diferentes granos (los puntos representados se basan en los resultados reales de los ensayos, pero han sido idealizados, añadiendo, borrando y moviendo puntos para facilitar la explicación).



Nota: Se han representado los puntos de rotura, las trayectorias de tensiones y tres superficies del criterio de rotura

Fig. 11 – Representación esquemática de las condiciones que debe cumplir un criterio de rotura válido para los granos de arcilla expandida.

Observando la figura se puede deducir que las curvas representativas del criterio de rotura deben cumplir, al menos, los siguientes aspectos adicionales:

- La curva de probabilidad de rotura de granos del 0% (o un valor muy pequeño similar) debe tener la forma aproximada que se obtiene al delimitar el espacio vacío de puntos de rotura que aparece en la zona del origen de coordenadas (Zona A en la Figura 10), de tal manera que ningún punto de rotura quede en el interior de dicha curva.
- La curva de probabilidad de rotura de granos del 100% (o un valor grande muy similar) debe tener la forma aproximada que se obtiene al unir los granos más resistentes para cada una de las trayectorias de tensiones utilizadas en los ensayos, de tal manera que todos los puntos de rotura queden en el interior de dicha curva.
- Se puede comprobar que las curvas de probabilidad de rotura de granos del 0 y 100% tienen una forma similar, como debe ocurrir a dos curvas procedentes de un mismo criterio de rotura matemático.
- Las dos curvas correspondientes a la probabilidad de rotura de granos de 0 y 100% se deben considerar las dos curvas extremas del criterio de rotura, por lo que el resto de las curvas representativas de probabilidades intermedias deben tener una forma similar y situarse entre ambas.

- Adicionalmente se debería cumplir que, para cualquier trayectoria de tensiones, el porcentaje de granos que quedan dentro de la curva del criterio de rotura debería ser el mismo. Así, por ejemplo, la curva con probabilidad de rotura de granos del 50% debería englobar en su interior el 50% de los granos que se han roto a tracción directa, a compresión simple, a compresión biaxial o a compresión triaxial. Esta curva del 50% de probabilidad se ha dibujado en la Figura 11 y también tiene una forma semejante a las curvas de probabilidad de rotura del 0 y 100%.
- De igual modo, si se selecciona un número aleatorio de granos (de entre todos los granos ensayados con cualquier trayectoria de tensiones), la curva con probabilidad de rotura de granos del 50% deberá englobar en su interior el 50% de los granos ensayados. Esta característica deberá cumplirse para cualquier conjunto aleatorio de granos seleccionados que sea estadísticamente significativo.
- Por último, se ha comprobado que los granos también pueden romper por colapso a isocompresión, es decir en situaciones tensionales en las que la tensión desviadora es nula o tiene un valor muy pequeño ($q=0$). La modelización correcta de estas situaciones tensionales implica que las curvas del criterio de rotura debe ser curvas cóncavas respecto al eje horizontal p , representativo de la tensión isotrópica.

Teniendo en cuenta lo anterior, se podrían considerar como criterios de rotura válidos las superficies de flujo plástico del modelo Cam-Clay (Wood, 1990) o del modelo Cam-Clay modificado (Wood, 1990) o cualquier otro modelo basado en dichas superficies como el modelo de rotura para piroclastos colapsables, desarrollado por (Serrano et al., 2016). Por el contrario, criterios como el de Mohr Coulomb o criterios parabólicos o logarítmicos, como los empleados para modelizar la resistencia al corte de medios granulares, no son capaces de explicar la rotura de granos a isocompresión, por lo que deben descartarse para este trabajo.

Por último, hay que tener en cuenta que todo lo explicado en este apartado se ha realizado suponiendo familias de granos idénticos. Sin embargo, dado que es imposible disponer de familias de granos idénticos, para obtener un criterio de rotura válido para situaciones reales se debe recurrir a procedimientos probabilísticos que transformen los criterios deterministas en criterios probabilísticos que tengan en cuenta la dispersión de resultados que se obtiene en los ensayos.

5.2 – Criterio de rotura a utilizar

Serrano y sus colaboradores propusieron dos criterios para piroclastos volcánicos ligeros: un primer criterio de carácter teórico, basado en principios energéticos (Serrano, 2004; Conde Palacios, 2013) que puede considerarse como una generalización de la superficie de fluencia del modelo Cam-Clay modificado, interpretada como criterio de rotura; y un segundo criterio de carácter empírico (Serrano et al., 2016), basado en una expresión matemática, inspirada en la expresión del del modelo de Cam-Clay modificado, capaz de ajustar un conjunto de resultados experimentales obtenidos en laboratorio. La formulación de este último criterio es la que se empleará en este artículo como criterio de rotura para los granos de arcilla expandida.

El criterio de rotura considera dos valores de resistencia del material: las resistencias a isocompresión (p_0) y a isotracción (t) del grano; e incorpora dos parámetros de ajuste: M_i y λ , donde ' M_i ' representa la pendiente inicial de la curva y λ es un parámetro de forma. La formulación propuesta por Serrano et al. (2016) es la siguiente:

$$q = M_i \cdot (p + t) \cdot \left(1 - \frac{p + t}{p_0 + t}\right)^\lambda \quad (8)$$

En la Figura 12 se muestran diferentes curvas representativas del criterio de rotura en las que se puede ver la influencia de los dos valores de resistencia del material (las resistencias a isocompresión (p_0) y a isotracción (t) del grano) y de los parámetros de ajuste (M_i y λ), en la forma de las curvas.

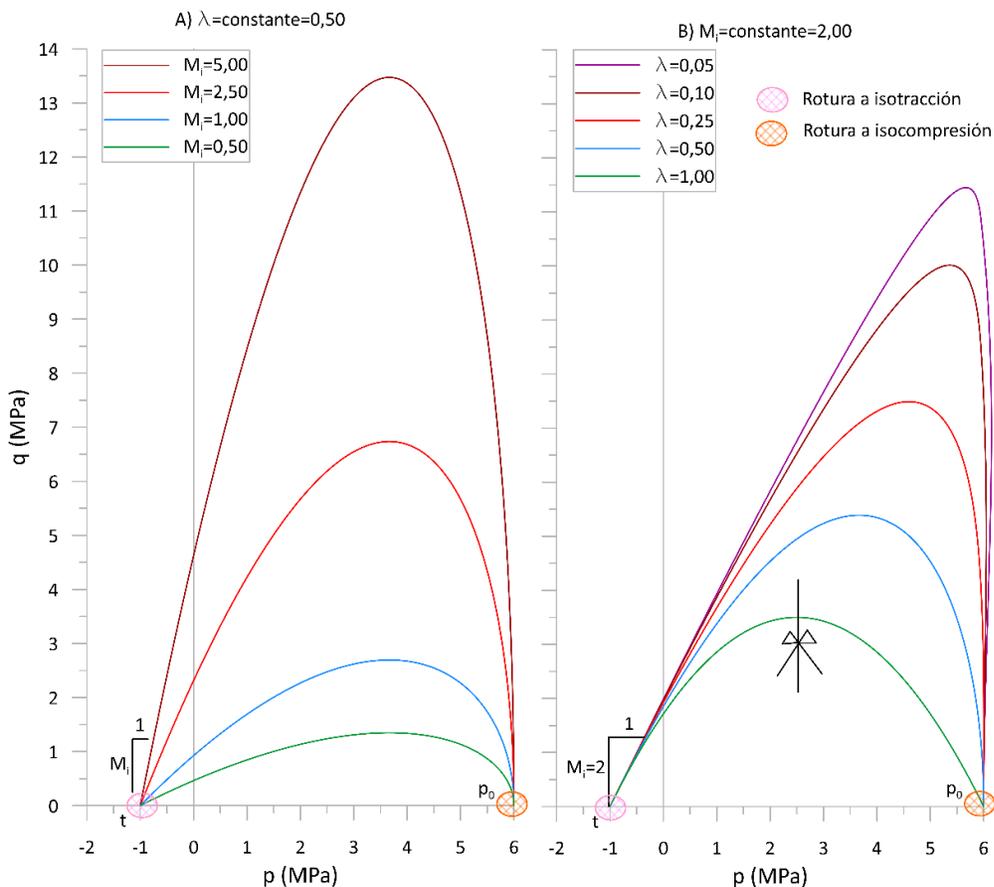


Fig. 12 – Representación de varias familias de curvas representativas del criterio de rotura seleccionado, para $p_0 = 6 \text{ MPa}$ y $t = 1 \text{ MPa}$: a) Curvas para $\lambda = 0,50$, con variación de M_i ; b) Curvas para $M_i = 2,0$, con variación de λ .

El análisis de las curvas representadas en la Figura 12 permite realizar los siguientes comentarios:

- Los puntos de corte de todas las curvas con el eje p , (puntos de rotura con $q = 0$), coinciden con los valores de $t = -1 \text{ MPa}$ y $p_0 = 6 \text{ MPa}$, fijados intencionadamente para esta figura.
- Las curvas quedan desplazadas, respecto del origen de coordenadas, un valor igual a la resistencia a isotracción (t).
- La forma de las curvas queda determinada por los parámetros de ajuste del criterio (M_i y λ):
 - La pendiente inicial de la curva queda fijada por el valor de M_i , por lo que, a mayor valor de M_i , la curva presenta más pendiente en su inicio, como se aprecia en la Figura 12a; por el contrario, cuando M_i se mantiene constante todas las curvas comienzan con la misma pendiente, como se aprecia en la Figura 12b.

- Cuando $\lambda = 1$, la curva tiene simetría vertical, como se ha señalado en la Figura 12b, mientras que a medida que su valor va disminuyendo, tiende a perder la simetría y a inclinarse hacia valores crecientes de p .

Por otro lado, un paso adicional que se puede dar en la definición del criterio de rotura es asumir que existe un factor de proporcionalidad entre las resistencias a isocompresión e isotracción de los granos de arcilla expandida, de tal forma que $t = p_0 \cdot \xi$, donde ξ es dicho factor de proporcionalidad, el cual se debe determinar en cada caso. A modo de ejemplo, para el caso de la Figura 12, el factor de proporcionalidad sería 0,1, ya que $\xi = t/p_0 = 1 \text{ MPa}/6 \text{ MPa} = 1/6$.

Esta relación entre resistencia a isotracción e isocompresión es similar conceptualmente a las relaciones existentes en la bibliografía entre la resistencia a compresión simple y la tracción directa para numerosos materiales rocosos como, por ejemplo, la recopilación de datos experimentales llevada a cabo por Perras y Diederichs (2014). A priori, se podría considerar que los factores de proporcionalidad entre resistencia a isotracción e isocompresión (de los cuales no se han encontrado datos experimentales en la bibliografía) podrían ser del mismo orden de magnitud que los factores de proporcionalidad entre compresión simple y tracción directa.

Con estas consideraciones adicionales, la ecuación 8 incluiría el factor de proporcionalidad ξ y tendría la siguiente expresión.

$$q = M_i \cdot (p + p_0 \cdot \xi) \cdot \left(1 - \frac{p + p_0 \cdot \xi}{p_0 \cdot (1 + \xi)}\right)^\lambda \quad (9)$$

5.3 – Criterio de rotura probabilístico propuesto en este trabajo

El criterio de Serrano comentado en el punto anterior se formuló originalmente de forma determinista lo que implica asumir que los valores de resistencia de los materiales (t ; p_0) son constantes. Como ya se ha comentado, para el caso de la arcilla expandida al igual que para otros muchos materiales esto no es así y lo más habitual es asumir que la resistencia de los granos sigue un criterio de rotura estadístico basado en la probabilidad de Weibull. En este caso se asume que los parámetros de la ecuación 9 son todos constantes (M_i ; ξ ; λ), mientras que el valor de p_0 es un valor que sigue una función de distribución de Weibull. Como se ha asumido que las resistencias a isocompresión (p_0) e isotracción (t) son proporcionales según el factor de proporcionalidad ξ , la resistencia a isotracción (t) también seguiría una función de distribución de Weibull.

Adicionalmente, con el fin de tener en cuenta que la resistencia de los granos tiende a disminuir a medida que aumenta su tamaño, en la función de distribución de probabilidad de Weibull, el valor de p_0 se ha hecho depender del volumen del grano, por analogía con la propuesta de probabilidad de supervivencia bajo cargas de fluencia realizada por Kwok y Bolton (2013). De esta forma, la probabilidad de fallo de un grano a isocompresión que se muestra en la ecuación 10 depende de p_0 y del volumen del grano:

$$P_f = 1 - \exp \left[- \left(\frac{V}{V_0} \right) \cdot \left(\frac{p_0}{\beta} \right)^m \right] \quad (10)$$

donde: P_f es la probabilidad de fallo de un grano, V es el volumen del grano, m es el parámetro de forma de la distribución, β es un parámetro de escala con unidades de tensión y V_0 es un volumen de referencia para adimensionalizar la expresión. Este volumen de referencia corresponde al volumen del percentil 63,21% de los granos que rompen para una tensión β (McDowell y Amon,

2000). De forma análoga, para el caso de granos con volumen $V = V_0$, el valor de β corresponde con aquella tensión que tiene una probabilidad de fallo del grano a isocompresión del 63,21%.

A partir de la ecuación 10, se puede obtener la expresión de la distribución de la presión de rotura a isocompresión (p_0) en función de los distintos parámetros del modelo y de la probabilidad de rotura (P_f):

$$p_0 = \beta \cdot \left[-\frac{V_0}{V} \cdot \ln(1 - P_f) \right]^{1/m} \quad (11)$$

Por tanto, el criterio de rotura propuesto es el mostrado en la ecuación 9, en el que el valor de la resistencia a isocompresión (p_0) sigue una distribución de probabilidad de Weibull como la mostrada en la ecuación 11.

En la Figura 13 se muestran diferentes curvas representativas de la función de distribución de Weibull, para el caso de $V = V_0$. En la Figura 13a, en la que se ha considerado $\beta = \text{constante} = 3 \text{ MPa}$, se puede ver que, para la probabilidad de rotura de 63,21%, todas las curvas tienen un valor de $p_0 = \beta = 3 \text{ MPa}$. Por su parte, en la Figura 13b, se han representado curvas en las que $m = \text{constante} = 2,5$, donde puede verse que, para la probabilidad de rotura de 63,21%, $p_0 = \beta$ para cada curva.

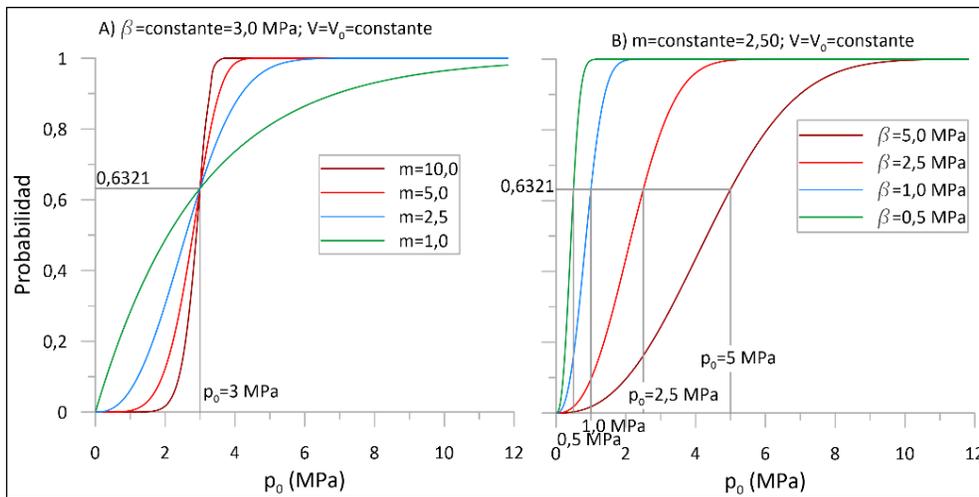


Fig. 13 – Curvas representativas de la función de distribución de probabilidad de Weibull.

5.4 – Modelización de los resultados

En este apartado, se utiliza el criterio de rotura propuesto en el apartado anterior para modelizar los resultados experimentales disponibles. El ajuste se ha realizado mediante una minimización de los errores cuadráticos al comparar los resultados del criterio de rotura, definido mediante las ecuaciones 9 y 11, y los resultados obtenidos en los ensayos. El ajuste se realizó mediante hoja de cálculo comercial de la siguiente forma:

- Para cada una de las 12 trayectorias de tensiones se ordenaron, de menor a mayor, los resultados de la tensión de rotura en términos ($p - q$) y se seleccionó la tensión de rotura de una serie de 21 percentiles (entre 0% y 100%, con escalones de 5%). Esto dio lugar a 21 grupos con 12 valores de tensiones cada uno.

- Con cada uno de esos 21 grupos de valores, se ajustaron, mediante mínimos cuadrados, los parámetros de la ecuación 9 con lo que se obtuvieron 21 cuartetos de valores ξ, M_i, λ y p_0 .
- Como se observó que, en los 21 cuartetos, el valor del factor de proporcionalidad (ξ) y los parámetros M_i y λ eran muy similares, se tomó el valor medio de dichos parámetros como representativo y se repitió el paso anterior con esos tres valores fijos, variando únicamente el valor de p_0 . De esta forma se obtuvieron 21 valores para la tensión de isocompresión p_0 para los valores medios de ξ, M_i y λ .
- Con esos 21 cuartetos de valores, se pudieron dibujaron 21 curvas de acuerdo con la ecuación 9. Una vez dibujadas, se verificó el ajuste era bueno, como se ve en la Figura 14, por lo que se dieron por válidos los 21 cuartetos de valores: valores fijos de ξ, M_i y λ y los diferentes valores de p_0 .
- El siguiente paso fue ajustar los valores de p_0 a una curva de Weibull, empleando para ello regresión lineal en un papel probabilístico de Weibull y obteniendo los parámetros m y b de la ecuación 11.

Con este proceso de ajuste, se obtuvieron los siguientes valores de los parámetros de ajuste (M_i y λ), del factor de proporcionalidad (ξ) y de los parámetros de la función de distribución de probabilidad de Weibull (V_0, β, m) utilizada para obtener el valor de p_0 , definida mediante la ecuación 11:

- $M_i = 2,8$. Este valor está en consonancia con los valores indicados por Serrano et al. (2016) para distintos tipos de piroclastos canarios que oscilan entre 1,16 y 2,99.
- $\lambda = 0,5$. Este valor es un poco menor que los valores indicados por Serrano et al. (2016) para distintos tipos de piroclastos canarios que oscilan entre 0,78 y 1,00.
- $\xi = t/p_0 = 0,13 = 1/7,5$. Este valor es del mismo orden de magnitud que el valor obtenido de la Fig. , cifrado en 1/6 (17%). A su vez, en los resultados experimentales obtenidos con piroclastos publicados por Serrano et al. (2016), el valor de ξ varía entre 0 y 0,19.
- $V_0 = 2,5 \text{ mm}^3$. El 60% de los granos ensayados tiene un volumen inferior a esa cifra ($2,5 \text{ mm}^3$).
- $\beta = 2,4 \text{ MPa}$. Este valor es muy próximo al valor de la tensión de rotura para una probabilidad del 90% en los ensayos de compresión simple, como puede verse en la Figura 6a.
- $m = 2,3$. Este valor coincide con el obtenido por Rocés-Alonso et al. (2021) en los ensayos a rotura a compresión simple y a compresión biaxial, realizados con arcilla expandida y asumiendo como criterio de rotura la tensión tangencial octaédrica. A su vez, este valor está en consonancia con la recopilación de datos realizada por Ovalle et al. (2014), de la que se dedujo que el valor de m para distintas rocas está comprendido entre 1,2 y 4,2.

En la Figura 14 se han representado todos los resultados de los ensayos mostrados en la Fig. , agrupados por tamaños, para minimizar en la representación la influencia del volumen del grano en la resistencia de éstos, según se expresó en la ecuación 11. De forma complementaria, se han representado las curvas del criterio de rotura, obtenidas teóricamente a partir de la ecuación 9 para las probabilidades de rotura del 5, 25, 50, 75 y 95% y unas curvas similares a las obtenidas del criterio de rotura cuyo tamaño se ha determinado para que bajo ellas queden el 5, 25, 50, 75 y 95% de los granos ensayados, en cada uno de los tamaños. De esta manera pueden compararse las curvas teóricas con las curvas deducidas de los resultados experimentales, para determinar si el criterio de rotura es capaz de modelizar adecuadamente dichos resultados experimentales.

Primeramente, el análisis de la Figura 14 en su globalidad permite comprobar que las curvas teóricas y experimentales son muy parecidas entre ellas para todos los tamaños de granos ensayados y para las diferentes probabilidades de rotura analizadas (5, 25, 50, 75 y 95%). Esta coincidencia

permite afirmar que el criterio de rotura es muy adecuado para modelizar la rotura de granos de arcilla expandida para todas las trayectorias de tensiones analizadas las cuales cubren un espectro muy grande de las diferentes formas de rotura que se pueden producir en la realidad.

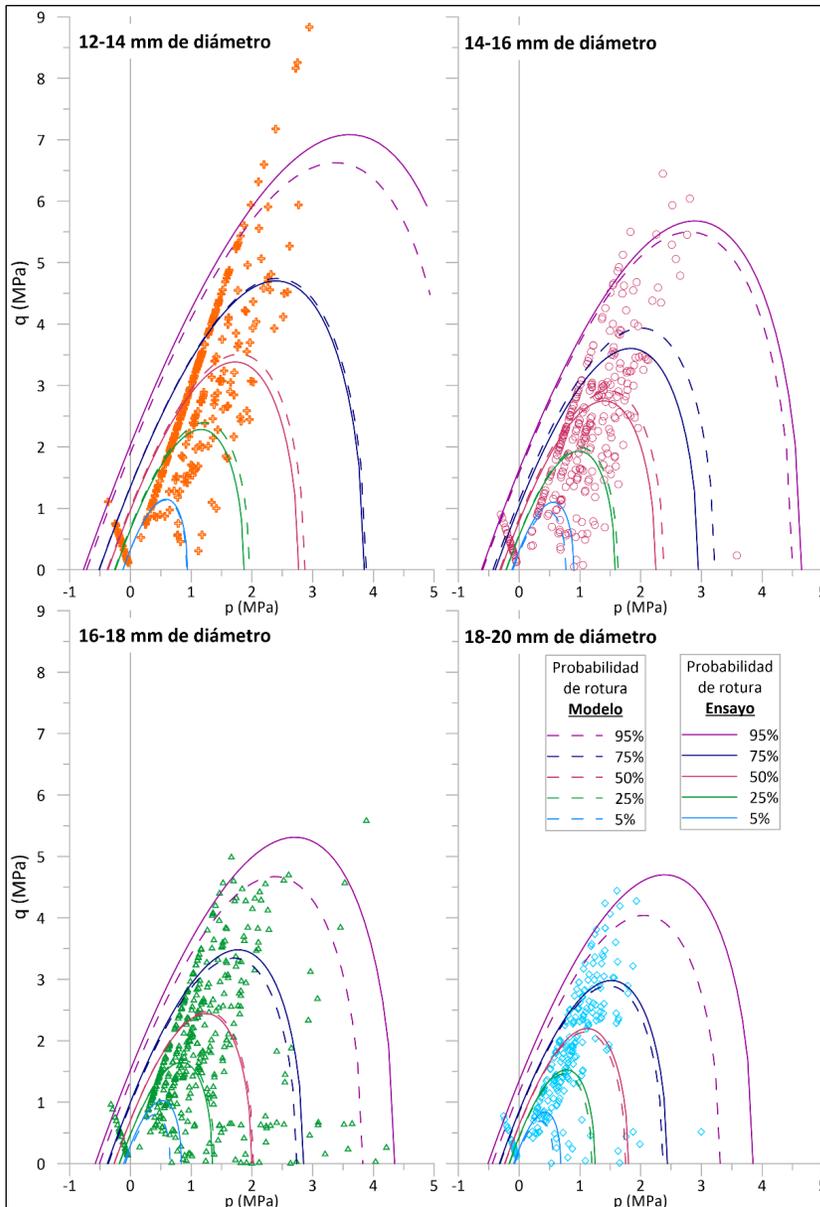


Fig. 14 – Comparación entre las curvas del criterio de rotura teóricas y las derivadas de los resultados de los ensayos, para cinco probabilidades de rotura.

Primeramente, el análisis de la Figura 14 en su globalidad permite comprobar que las curvas teóricas y experimentales son muy parecidas entre ellas para todos los tamaños de granos ensayados y para las diferentes probabilidades de rotura analizadas (5, 25, 50, 75 y 95%). Esta coincidencia

permite afirmar que el criterio de rotura es muy adecuado para modelizar la rotura de granos de arcilla expandida para todas las trayectorias de tensiones analizadas las cuales cubren un espectro muy grande de las diferentes formas de rotura que se pueden producir en la realidad.

En segundo lugar, el análisis de las curvas del criterio de rotura, tanto las teóricas como experimentales, permite comprobar que cuanto más pequeño es el tamaño de la fracción granulométrica, mayor es el tamaño de las curvas para una misma probabilidad de rotura. Así, por ejemplo, para la curva del 50% de probabilidad de rotura, el valor de p_0 (resistencia a isocompresión) toma los valores de 2,8; 2,3; 2,0 y 1,8 MPa, respectivamente, para las fracciones 12-14; 14-16; 16-18 y 18-20 mm. Esta tendencia también se aprecia en los valores de la resistencia a isotracción (t).

6 – CONSIDERACIONES FINALES

En este artículo se ha propuesto un criterio de rotura general (para cargas aleatorias) para granos de un material muy poroso y, por tanto, susceptible de colapso, como es la arcilla expandida. El criterio se basa en un criterio propuesto para piroclastos volcánicos al que se le ha dotado de un carácter probabilístico para que fuera capaz de explicar los resultados obtenidos. Las principales novedades aportadas en el artículo son las siguientes:

- Se han hecho ensayos de tracción directa sobre granos de arcilla expandida.
- Se han diseñado y construido unos aparatos capaces de aplicar fuerzas biaxiales y triaxiales a granos de arcilla expandida. En total se han ensayado individualmente más de 1300 granos de arcilla expandida.
- Se ha realizado una adaptación de un criterio de rotura para piroclastos volcánicos. Dado que la rotura de granos de arcilla expandida no es un valor determinista, el criterio de rotura de piroclastos se ha modificado haciendo que sea un criterio probabilístico.

Con todo ello, se ha obtenido un criterio de rotura que modeliza muy adecuadamente los resultados experimentales, por lo que es capaz de simular la rotura en un muy amplio espectro de trayectoria de tensiones (isocompresión, isotracción, compresión biaxial y compresión triaxial).

Se considera un criterio de rotura sencillo de implementar en simulaciones DEM tanto para arcilla expandida como para otros materiales porosos susceptibles de colapso bajo fuerzas de isocompresión. Asimismo, podría aplicarse en la simulación de la degradación granulométrica de la arcilla expandida cuando es sometida a cargas de cierta importancia o las derivadas de la compactación.

7 – AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la colaboración del Dr. Mauro Muñiz, Dña. María Santana y D. Felipe García del LG del CEDEX durante la realización de los ensayos geotécnicos de este trabajo. Asimismo, se agradece a D. Raúl Murciago de LECA Portugal por compartir alguna de la información empleada en la redacción de este artículo y proporcionar el material usado en los ensayos.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AENOR (2022). UNE-EN ISO 20501:2022 Cerámicas técnicas (cerámica avanzada, cerámica técnica avanzada). Estadísticas de Weibull para datos de resistencia (ISO 20501:2019). UNE. Associação Espanhola de Normalização e Certificação.
- ASTM (2018). C1239-13(2018) Standard Practice for Reporting Uniaxial Strength Data and Estimating Weibull Distribution Parameters for Advanced Ceramics. American Society for Testing and Materials.

- Ben-Nun, O.; Einav, I. (2010). *The role of self-organization during confined comminution of granular materials*. Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 368(1910), pp. 231-247. <https://doi.org/10.1098/rsta.2009.0205>
- Conde Placidós, M. M. (2013). Caracterización geotécnica de materiales volcánicos de baja densidad, Universidad Complutense de Madrid.
- Estaire, J.; Santana, M. (2018). Large direct shear tests performed with fresh ballast. In: Stark, Timothy D.; Swan J. R., Robert H. and Szecsy R., eds, *Railroad Ballast Testing and Properties*. ASTM International, pp. 144-161.
- García Wolfrum, S. (2005). Anclajes en roca. Universidad Politécnica de Madrid.
- Kwok, C. Y.; Bolton, M. D. (2013). *DEM simulations of soil creep due to particle crushing*. Géotechnique, 63(16), pp. 1365-1376. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.089>
- Lade, P. V. (2016). Triaxial testing of soils. John Wiley & Sons.
- Li, X.; Lv, Y.; Su, Y.; Zou, K.; Wang, Y.; Huang, W. (2023). *Coupling effects of morphology and inner pore distribution on the mechanical response of calcareous sand particles*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 15(6), pp. 1565-1579. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.09.017>
- Lv, Y.; Li, X.; Fan, C.; Su, Y. (2021). *Effects of internal pores on the mechanical properties of marine calcareous sand particles*. Acta Geotechnica, 16(10), pp. 3209-3228. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01223-8>
- Ma, C.; Zhu, C.; Qu, R.; Liu, H.; Wang, T. (2023). *Influence of the particle morphology and internal porosity characteristics of coral sand in the South China Sea on its limit void ratio*. Powder Technology, 428, pp. 118771. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2023.118771>
- McDowell, G. R.; Amon, A. (2000). *The application of Weibull statistics to the fracture of soil particles*. Soils and Foundations, 40(5), pp. 133-141. https://doi.org/10.3208/sandf.40.5_133
- McDowell, G. R., de Bono, J. P., Yue, P.; Yu, H. (2013). *Micro mechanics of isotropic normal compression*. Géotechnique Letters, 3(4), pp. 166-172. <https://doi.org/10.1680/geolett.13.00050>
- Ovalle, C.; Frossard, E.; Dano, C.; Hu, W.; Maiolino, S.; Hicher, P. (2014). *The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data*. Acta Mechanica, 225(8), pp. 2199-2216. <https://doi.org/10.1007/s00707-014-1127-z>
- Perras, M. A.; Diederichs, M. S. (2014). *A review of the tensile strength of rock: concepts and testing*. Geotechnical and Geological Engineering, 32, pp. 525-546. <https://doi.org/10.1007/s10706-014-9732-0>
- Pinto, A. A. V. (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Prisco, C. D. (2007). Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa Leca. Bregnano (Co), Italia: Leca.
- Roces-Alonso, E. A.; González-Galindo, J.; Estaire, J. (2021). *Experimental study on grain failure of lightweight expanded clay aggregate under uniaxial and biaxial load conditions*. Powder Technology, 383, pp. 542-553. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2021.01.052>

- Roces-Alonso, E. A.; Muñiz-Menendez, M.; González-Galindo, J.; Estaire, J. (2021). Usos geotécnicos de la arcilla expandida (Geotechnical uses of lightweight expanded clay aggregate). *Ingeniería Civil - CEDEX*, 197(1).
- Rothenburg, L. (1981). *Micromechanics of idealized granular systems*, Ottawa Canada.
- Russel, A. R.; Wood, D. M. (2009). *Point load tests and strength measurements for brittle spheres*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), pp. 272-280. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.04.004>
- Serrano, A. (2004). *Mecánica de las Rocas II: Propiedades de las Rocas*. Sexta edición edn. Madrid: ETSI Caminos, Canales y Puertos.
- Serrano, A.; Perucho, A.; Conde, M. (2016). *Yield criterion for low-density volcanic pyroclasts*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 100(86), pp. 194-203. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.04.014>
- Tsoungui, O.; Vallet, D.; Charnet, J. (1999). *Numerical model of crushing of grains inside two-dimensional granular materials*. *Powder Technology*, 105(1-3), pp. 190-198. [https://doi.org/10.1016/S0032-5910\(99\)00137-0](https://doi.org/10.1016/S0032-5910(99)00137-0)
- Uriel, S.; Serrano, A. A. (1975). *Geotechnical properties of two collapsible volcanic soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands-Spain*. *Proceedings of the Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, V2.2, 1973*, pp. 257–264.
- Wang, X.; Jiao, Y.; Wang, R.; Hu, M.; Meng, Q.; Tan, F. (2011). *Engineering characteristics of the calcareous sand in Nansha Islands, South China Sea*. *Engineering Geology*, 120(1-4), pp. 40-47. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.03.011>
- Weber, J. (1966). *Recherches concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents*. *Bulletin de Liaison des Ponts-et-chaussées*, 20, pp. 1-20.
- Wong, T.; Baud, P. (2012). *The brittle-ductile transition in porous rock: A review*. *Journal of Structural Geology*, 44, pp. 25-53. <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2012.07.010>
- Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.

ANÁLISE ESTATÍSTICA DE DADOS E EVENTOS RELEVANTES PARA A PIEZOMETRIADA BARRAGEM DA HIDRELÉTRICA SANTO ANTÔNIO

Statistical analysis of data and relevant events for the piezometry of Santo Antônio hydroelectric dam

Katia de Oliveira Vieira^a, Marcos Barreto de Mendonça^b,
Maria do Carmo Reis Cavalcanti^b

^a Programa de Engenharia Civil/COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

^b Departamento de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

RESUMO – Este trabalho apresenta a validação prática de alguns princípios da geotecnia de barragens, por meio da análise geotécnica e estatística dos dados de monitoramento da piezometria no contato entre fundação e estrutura do vertedouro complementar da barragem da Hidrelétrica Santo Antônio, situada na região amazônica do Brasil. Por meio de análises estatísticas aplicadas às séries históricas, foi possível identificar tendências e aderências às curvas de correlação, destacando a importância da individualização dos dados e a exclusão de *outliers* com justificativas técnicas. A partir da análise de um piezômetro específico evidenciou-se a influência de intervenções de manutenções sobre o desempenho do instrumento, como o procedimento de limpeza da cortina de drenagem e da variação da queda bruta na operação da barragem. O estudo também reforça a importância do mapeamento geológico da fundação e áreas adjacentes e do monitoramento contínuo por profissionais qualificados, assegurando a confiabilidade dos dados e a segurança da barragem.

ABSTRACT – This study presents the practical validation of key principles in dam geotechnics through geotechnical and statistical analyses of piezometric monitoring data at the interface between the foundation and the structure of the auxiliary spillway of the Santo Antônio Hydropower Plant, located in the Amazon region of Brazil. Statistical analyses applied to historical data series enabled the identification of trends and adherence to correlation curves, highlighting the importance of data individualization and the exclusion of outliers based on technical justifications. The analysis of a specific piezometer demonstrated the influence of maintenance interventions on instrument performance, such as drainage curtain cleaning procedures and variations in gross head during dam operation. The study also underscores the relevance of geological mapping of the foundation and surrounding areas, as well as the need for continuous monitoring by qualified professionals, ensuring data reliability and dam safety.

Palavras Chave – instrumentação geotécnica, análise estatística, segurança de barragens.

Keywords – geotechnical instrumentation, statistical analysis, dam safety.

E-mails: katia.vieira@engenharia.ufjf.br (K. Vieira), mbm@poli.ufjf.br (M. Mendonça), carminhacavalcanti@poli.ufjf.br (M. Cavalcanti)

ORCID: orcid.org/0009-0007-2500-1033 (K. Vieira), orcid.org/0000-0002-0708-9728 (M. Mendonça), orcid.org/0000-0001-8860-4607 (M. Cavalcanti)

1 – INTRODUÇÃO

Cada projeto de barragem é único e possui particularidades, como geologia local e regime hídrico da região. Acidentes relacionados à ruptura de barragens podem afetar drasticamente o ecossistema em seu entorno. Sendo assim, cada barragem se constitui em um desafio de engenharia para garantir estruturas seguras, sustentáveis e economicamente viáveis. Entretanto esse desafio não se encerra nas fases de projeto e construção, mas segue com o monitoramento e manutenção no período de operação do empreendimento.

O monitoramento deve ser um exercício contínuo e indispensável para a segurança de uma barragem, observando, através de criteriosa inspeção visual, e quantificando, com auxílio da instrumentação de auscultação geotécnica, o real estado da obra. Isto é necessário pois além do carregamento imposto à estrutura ser dinâmico, USBR (1976) comenta que os critérios adotados em projeto, consideram simplificações como a barragem estar integralmente ligada à rocha de fundação ao longo de todo o contato; ser o concreto da barragem isotrópico, homogêneo e elástico-linear; serem as juntas de contração perfeitamente instaladas e solidárias ao concreto; e que tensões horizontais e verticais variam de forma linear da face de montante para face de jusante da barragem; entre outras considerações e simplificações.

Boa parte das anomalias que levam a incidentes e até mesmo acidentes em barragens, podem ser identificadas em inspeções visuais. Entretanto, neste caso, o diagnóstico, muitas vezes, somente pode ser realizado quando a patologia já se encontra em estágio avançado, manifestando-se ao olho nu. Um instrumento de auscultação, instalado em posição estratégica, pode monitorar e detectar uma anomalia antes que sua manifestação seja visível. Assim, a instalação e correta análise dos dados da instrumentação geotécnica das barragens é um meio eficaz de prever e minimizar a ocorrência de acidentes e incidentes em barragens (Silveira, 2003).

O monitoramento de uma barragem não se limita, portanto, a obter registros da auscultação, devendo incluir sua análise para que, posteriormente, sejam tomadas as decisões que garantam sua segurança. Diante da complexidade da estrutura de uma barragem, a adequada interpretação dos registros dos instrumentos geotécnicos instalados visando extrair ao máximo os benefícios da instrumentação é um desafio.

A análise estatística dos dados de instrumentação é um meio simples e eficaz para traçar correlações e compreender o real comportamento da estrutura e sua fundação, indo além da simples observação de limites de controle estabelecidos pela projetista por meios determinísticos.

Este artigo tem o objetivo de apresentar as análises geotécnica e estatística dos valores de subpressão através dos dados de piezometria na fundação da estrutura do vertedouro complementar da barragem da Hidrelétrica Santo Antônio, situada na região norte do Brasil. Embora a referida barragem seja majoritariamente de concreto, os procedimentos de análise geotécnica e estatística abordados aqui são também aplicáveis a outros tipos de barragem.

2 – INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA: PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE VAZÃO

2.1 – Análise de dados da instrumentação geotécnica

Um dos métodos clássicos de analisar os dados de instrumentação é construir uma tabela de data e os respectivos valores obtidos nas leituras dos instrumentos e dados de carregamentos atuantes na barragem, tais como níveis de água à montante e jusante, temperatura ambiente, precipitação, ou outros parâmetros que tenham relação com as características ambientais da região, com a estrutura e com a grandeza a ser medida. Em regiões com grandes oscilações térmicas, é recomendada a correlação da temperatura ambiente com as leituras de subpressão, pois tais oscilações influenciam na geometria das descontinuidades da fundação, o que afeta a magnitude da subpressão, conforme Andrade (1988, *apud* LOPES, 2020).

É usual também, relacionar as grandezas medidas pelos instrumentos geotécnicos com os valores de referência previstos pela projetista ou valores de referência revisados estatisticamente com base no banco de dados.

As leituras devem ser analisadas quanto à evolução na linha temporal, buscando observar comportamento cíclico, tendências, como exemplo, aumento de percolação e sua relação com a rede de fluxo prevista, evolução de recalques, deslocamentos horizontais ou de poropressões.

Fusaro (2007) pontua que os dados precisam ser analisados também individualmente quanto à discrepância em relação ao previsto e ao histórico, pois erros de preenchimento de planilhas, erros sistêmicos e randômicos podem ocorrer, gerando os comumente denominados *outliers* que em geral podem ser facilmente identificados quando o dado é plotado em gráfico com sua série histórica. Também é necessária atenção à aferição dos equipamentos de leitura e condições de instalação dos instrumentos. Outro aspecto importante é a experiência do profissional responsável pela análise de dados, quando se trata da avaliação do comportamento de barragens. Dessa forma o programa de auscultação geotécnica depende diretamente da atuação efetiva e consistente de cada um dos profissionais envolvidos, desde a coleta até a análise dos dados.

2.2 – Monitoramento da vazão percolada

As barragens são estruturas artificiais construídas para represar o fluxo natural e armazenar volumes, entretanto, não são estruturas estanques. Por isso, toda barragem apresenta percolações através do próprio corpo e das fundações, sendo essas medições de alta importância para o controle do desempenho da barragem (Silveira, 2003).

A análise da vazão percolada deve procurar observar tendências e correlações com os níveis d'água de montante e de jusante, qualidade da água, temperatura do ar e carreamento de sólidos, além da observação da tendência à colmatção por deposição de sólidos carreados pelas descontinuidades do maciço rochoso da fundação. O comportamento da estrutura dependerá da capacidade drenante dos drenos de fundação e da formação geológica da micro região em análise e de condicionantes ambientais que podem tornar o local susceptível à colmatção – por exemplo colonização de bactérias que interagem com elementos químicos abundantes no fluido percolante, tais como ferrobactérias (ocre) e mangano bactérias (Mendonça, 2000).

Através da observação da evolução da vazão percolada pela fundação, é possível compreender o comportamento da barragem e da própria fundação. Os medidores de vazão, instalados em pontos estratégicos, são os instrumentos utilizados para monitorar quantitativamente os fluidos percolados pelas estruturas e fundação de barragens. Geralmente medidores de vazão são identificados pela sigla MV.

2.3 – Monitoramento piezométrico

Um dos instrumentos amplamente utilizados para a medida de carga hidráulica em obras geotécnicas são os piezômetros, comumente identificados pelas siglas PZ, PA ou PE, podendo ser piezômetros elétricos, pneumáticos ou de tubo aberto.

O conhecimento da magnitude e da evolução das poropressões que se desenvolvem no corpo e fundação das barragens, interface barragem - fundação e na fundação, durante as fases construtiva, enchimento do reservatório, operação, períodos de dragagem para desassoreamento ou mesmo no caso de um rebaixamento dos níveis de água à montante e jusante para manutenções especiais do reservatório, é essencial para avaliação das condições de segurança de barragens. Com o monitoramento piezométrico, é possível verificar o desenvolvimento das poropressões e compará-las aos valores esperados pela projetista da barragem, comumente denominados de “valores de controle” ou “valores limites”, assegurando a eficiência dos elementos de alívio de subpressão ou de redução de gradiente hidráulico, como a cortina de drenagem e consequentemente, os fatores de segurança da barragem.

Além disso, é possível inferir pelas variações e tendências, problemas que podem comprometer a estabilidade da barragem, tal como a perda da eficiência da cortina de drenagem pela colmatção dos drenos de fundação.

3 – BARRAGEM DA HIDRELÉTRICA SANTO ANTÔNIO

A barragem da usina hidrelétrica (UHE) Santo Antônio está situada na região amazônica, cidade de Porto Velho, capital do estado de Rondônia, no Rio Madeira. Nesta região, as variações térmicas são de baixa amplitude, com temperaturas mínimas médias de 21°C e máximas de 33°C (*Weather Spark, 2024*) e o rio apresenta vazão média anual de 31.200 m³/s. Uma imagem aérea da barragem com identificação das principais estruturas que compõe a barragem é apresentada na Figura 1.

A hidrelétrica possui 50 turbinas do tipo Bulbo para geração de energia elétrica com potência de cerca de 71,36 MW cada uma, totalizando 3.568 MW de potência instalada. Começou a ser construída em setembro de 2008 e as suas duas primeiras turbinas entraram em operação em 30 de março de 2012.

A hidrelétrica é a quarta maior em geração do Brasil e uma das maiores do mundo. As características físicas da estrutura da barragem e características operativas são apresentadas no Quadro 1.



Fig. 1 – Barragem da UHE Santo Antônio e sua localização no Brasil (Acervo próprio).

Quadro 1 – Características da barragem, vertedouros e níveis operacionais.

Características	Valores
Extensão total	3102 m
Estruturas de Concreto – Altura máxima	55 m
Número de vãos (Vertedouro Principal + Complementar)	15 + 3
Largura dos Vãos	20,0 m
Altura dos Vãos	30,0 m
Capacidade de Descarga no NA máximo maximorum	84000 m ³ /s
NA do reservatório máximo normal	71,30 m
NA do reservatório mínimo normal	70,50 m
NA do reservatório máximo maximorum	72,50 m
NA normal a jusante	56,32 m
NA máximo normal a jusante (84000 m ³ /s)	65,59 m

A barragem é monitorada por 635 instrumentos geotécnicos, listados no Quadro 2, onde é indicada a quantidade instalada e grandeza física monitorada pelo respectivo instrumento. A Figura 2 apresenta o projeto da barragem da usina hidrelétrica Santo Antônio como arranjo geral, vista em planta, onde é destacada a estrutura do vertedouro complementar, em verde.

Quadro 2 – Instrumentos instalados na barragem da UHE Santo Antônio (Adaptado de Vieira *et al.*, 2023).

Instrumento	Grandeza física monitorada	Quantidade
Extensômetro de hastes (ES)	Deslocamentos e deformações na rocha da fundação	149
Medidor Triortogonal de Junta (MT)	Deslocamentos em três eixos ortogonais entre si	118
Piezômetro de Casagrande (PZ) e Elétrico (PE)	Pressão d'água	131
Marco e prisma geodésicos/superficial (MG/MS)	Deslocamentos verticais e horizontais	146
Medidor de vazão (MV)	Vazão de água que passa por um ponto ou região	16
Sensor de deslocamento (SD)	Deslocamentos na rocha da fundação	20
Acelerógrafo (AC)	Aceleração no ponto medido quanto à sismos induzidos e naturais	1
Tiltmeter (TI)	Monitora deslocamentos angulares de rotação	4
Termômetro (TE)	Temperatura no concreto	26
Medidor de nível d'água (MN/PA)	Nível da linha freática	22
Deformímetro de Concreto	Deformação no concreto	3

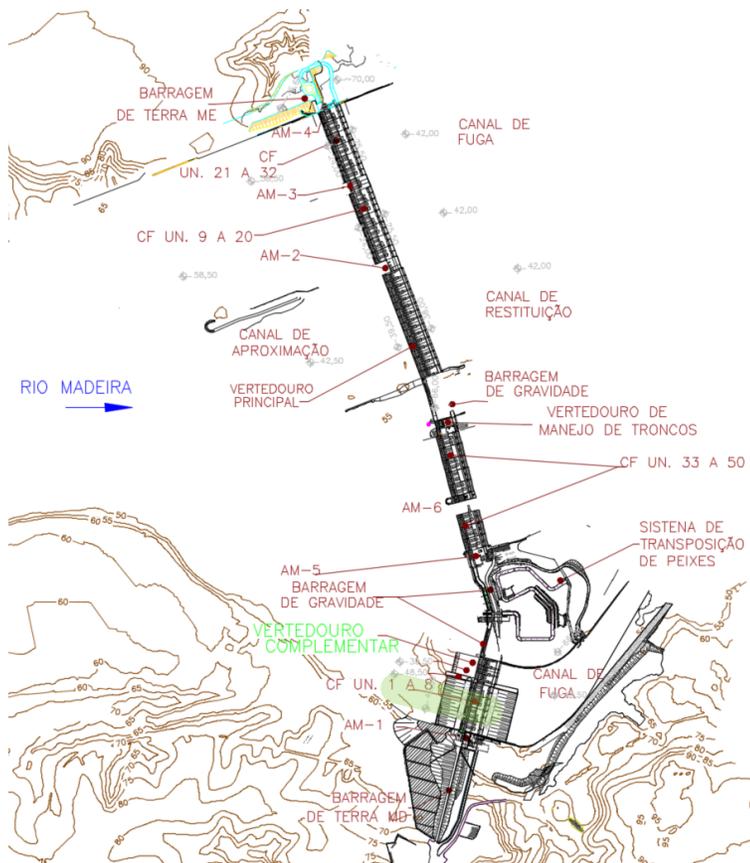


Fig. 2 – Arranjo geral da barragem da UHE Santo Antônio (adaptado de PCE, 2010).

3.1 – O Vertedouro Complementar – VTC

3.1.1 – Características do vertedouro e da geologia da fundação

O VTC, Vertedor Complementar ou Vertedouro Auxiliar, é uma das estruturas que compõem a barragem da hidrelétrica Santo Antônio, tendo sido construído na margem direita do Rio Madeira, entre a Casa de Força ou Grupo Gerador 1 (GG1) e uma barragem de gravidade (BGMD). O vertedouro complementar possui capacidade de vertimento de 14000 m³/s e é composto por 3 vãos, apresentando 20 m de largura e 30 m de altura cada.

A estrutura do VTC foi construída em dois blocos de concreto, denominados Blocos V15 e V16. A fundação do vertedouro complementar está apoiada em rocha na El. 32,20 m e ambos os blocos são dotados de galeria de drenagem. A altura máxima do Vertedouro Complementar é de 43,40 m. Na Figura 3 é possível observar o trecho da fundação do vertedouro complementar, região do bloco V15, ao fundo da foto, ou seja, à direita hidráulica do vertedouro complementar, pode-se observar parte de uma turbina tipo bulbo do Grupo Gerador 1.

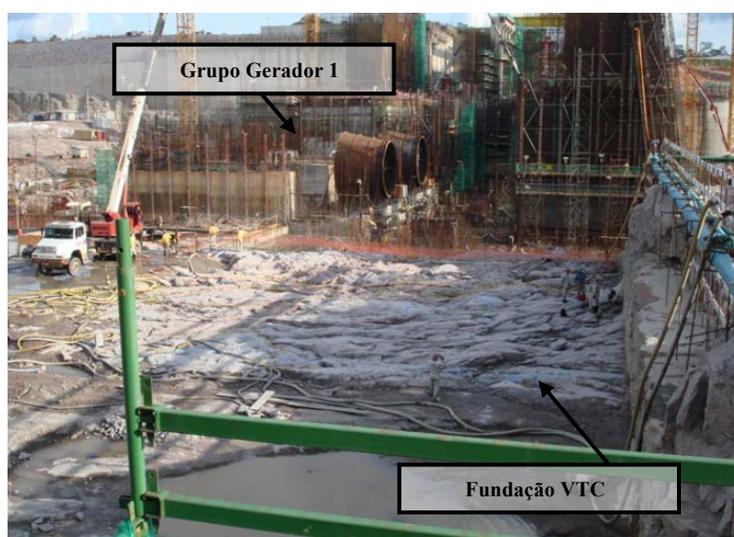


Fig. 3 – Vista parcial da fundação do VTC – El. 32,20 m (adaptado de PCE, 2012).

A fundação do Vertedouro Complementar possui tipo litológico predominante um granito róseo de granulação variável entre média e grossa, textura equigranular e estrutura maciça, tendo como principais minerais: feldspato potássico, plagioclásio, quartzo e biotita. As investigações realizadas na fase de estudos e implantação conduziram ao mapeamento geológico da fundação desta estrutura, com 6695 m², que pode ser subdividido em três regiões de características geológico-geotécnicas distintas, conforme ilustrado na Figura 4. Os parâmetros geomecânicos do maciço rochoso foram estimados com base no *Rock Mass Rating* (RMR), um sistema de classificação de maciços rochosos. O maciço rochoso do local mostrou-se compartimentado pelos sistemas de descontinuidades, que se caracterizam pela presença de dois sistemas verticalizados, com direções aproximadamente ortogonais entre si, e por outro sistema com mergulhos baixos (subhorizontais). As descontinuidades mapeadas podem ser observadas na Figura 5, de onde depreende-se que elas se propagam pela rocha a jusante da fundação do vertedouro complementar, ou seja, pela bacia de dissipação. O mapeamento geológico somente foi realizado na fundação da estrutura e não se estendeu pela bacia de dissipação que, apesar de ter sido analisada por geólogo, não foi mapeada e tratada pois as juntas mostravam-se seladas.

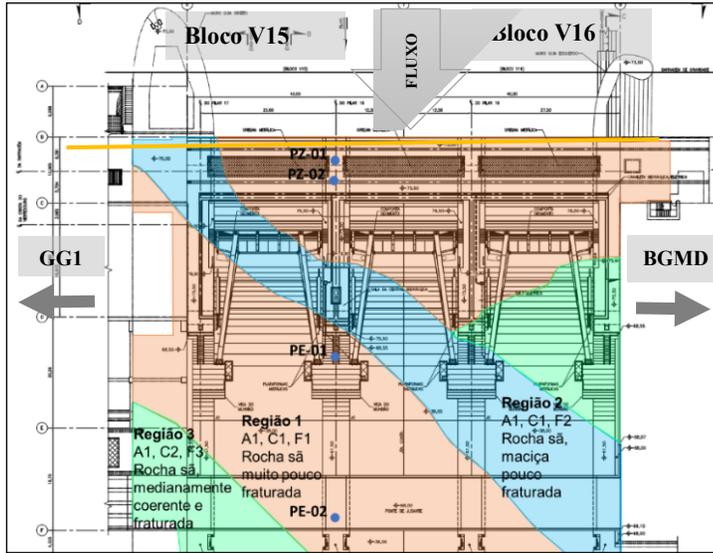


Fig. 4 – Vista em planta do VTC sobreposta ao mapeamento geológico (adaptado de PCE, 2010).

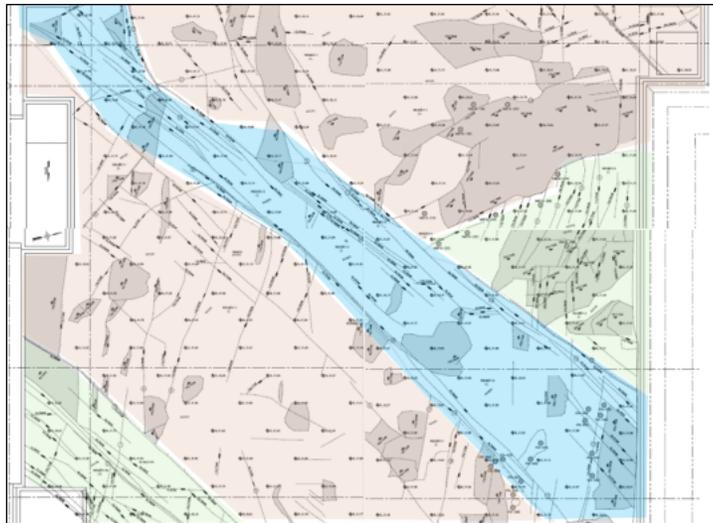


Fig. 5 – Mapeamento geológico do vertedouro complementar com destaque para descontinuidades inclinadas em relação ao eixo da barragem, sendo a região destacada em verde, a região com maior grau de descontinuidades (adaptado de PCE, 2010).

3.1.2 – Tratamento da fundação

Foram realizados os seguintes tratamentos superficiais convencionais da fundação: bate-choco com utilização de alavancas e ocasionalmente rompedores para remoção de blocos soltos ou instáveis; remoção dos materiais muito alterados e de baixa coerência, com posterior preenchimento com concreto; execução de furos para injeção de cimento (injeção de consolidação e contato). Os resultados das injeções de consolidação e contato indicaram baixa permeabilidade da rocha, onde

dos 37 furos (profundidade de 3,5 a 4,5 m), apenas 3 furos apresentaram absorção de calda de cimento.

Quanto aos tratamentos profundos da fundação, foram executadas cortinas de injeção de calda de cimento, com profundidade média de 18 metros, e drenagem, com profundidade média de 26 m, executadas a partir do piso da galeria drenagem dos blocos 15 e 16, em furos espaçados de 3 m, conforme Figura 6. Os 37 furos a montante compreendem a cortina de injeção, inclinados a 30° com a vertical e os 32 furos destacados em amarelo, a cortina de drenagem.

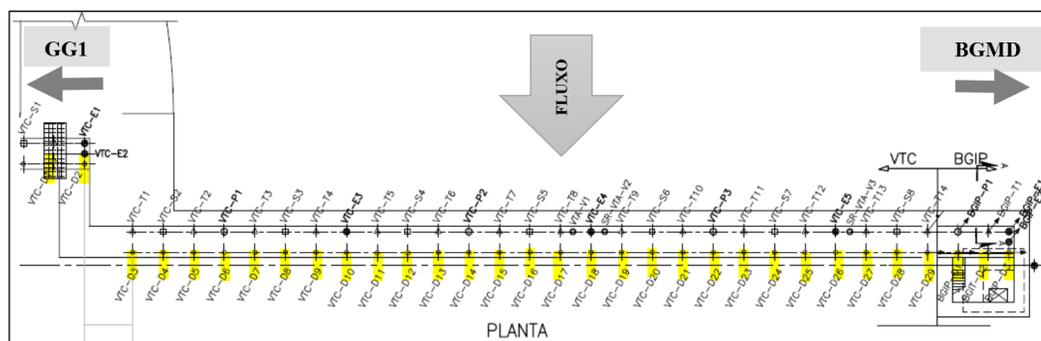


Fig. 6 – Vista em planta dos furos das cortinas de injeção e de drenagem (destacados em amarelo) na galeria de drenagem do vertedouro complementar (adaptado de PCE, 2012).

Ensaio de perda d'água (EPA) foram executados em trechos de três metros em todos os furos de injeção exploratórios (E). Nos furos primários (P) foram executados testes de perda d'água em dois trechos, sendo o primeiro englobando o contato concreto – rocha e o segundo em todo trecho inferior. Os testes de perda d'água objetivaram programar a continuidade dos trabalhos, com injeção dos furos que acusassem perda de água e simplesmente preenchimento com calda dos furos que tiveram perda de água nula. As injeções mostraram que o maciço rochoso em subsuperfície é praticamente estanque, comprovado pelos resultados dos ensaios de perda d'água e absorção de calda de cimento, praticamente nulas.

A cortina de drenagem executada também passou pela realização de ensaios de perda d'água em seus furos, todos com perda d'água nula. Todos os furos tiveram instalado em seu topo um dispositivo de proteção contra entrada de detritos e para facilitar a coleta de água. A Figura 7 é uma foto atual da galeria de drenagem do vertedouro complementar.



Fig. 7 – Foto atual da galeria com detalhe dos dispositivos de saída dos drenos que compõem a cortina de drenagem.

3.1.3 – Instrumentação Geotécnica do vertedouro complementar

O bloco 15 do VTC foi instrumentado com dois piezômetros elétricos, do tipo corda vibrante (PE) e dois piezômetros de tubo aberto (PZ), um medidor de vazão (MV) que recebe a vazão percolada por drenos de alívio da fundação em um trecho de 80 m de galeria de drenagem, quatro extensômetros de hastes (ES), dois sensores de deformação (SD), um deformímetro de concreto (DC) e três medidores triortogonais de junta (MT). A Figura 8 ilustra a seção transversal do VTC com a localização dos piezômetros destacados em vermelho.

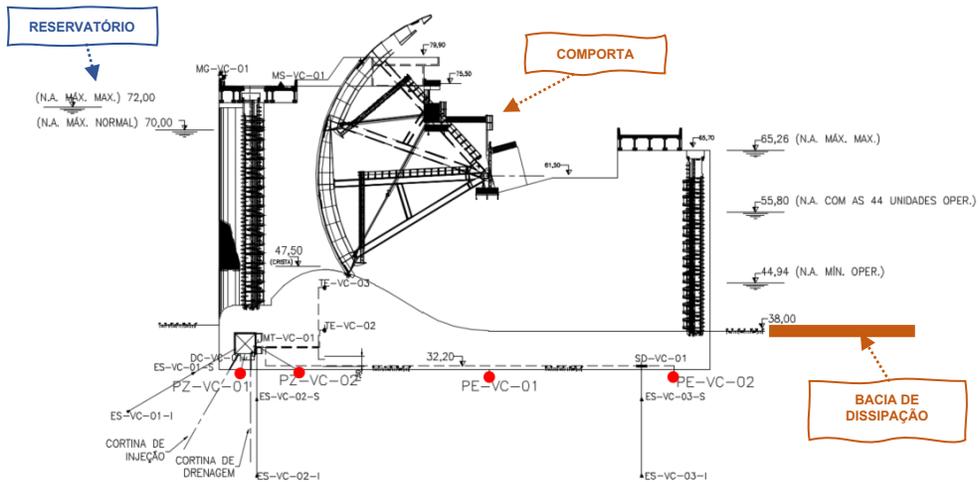


Fig. 8 – Seção transversal do Vertedouro Complementar e instrumentos piezométricos (adaptado de PCE, 2012).

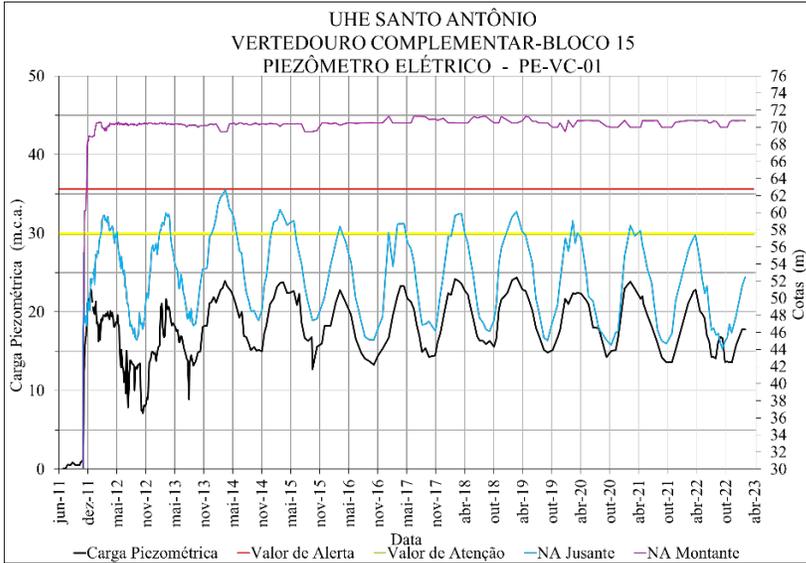
Os piezômetros de corda vibrante são sensores elétricos, instalados para observação das subpressões na fundação no contato concreto-rocha na região de jusante inacessível à leitura.

Os piezômetros de tubo estão instalados na região à montante do eixo da barragem, à jusante da cortina de injeções (PZ-VC-01) e da cortina de drenagem (PZ-VC-02), com o objetivo de permitir a determinação da eficiência destes dispositivos de impermeabilização e drenagem, bem como inferir a subpressão atuante no contato estrutura – fundação. Os bulbos dos piezômetros de tubo aberto estão localizados no contato concreto – rocha. O Quadro 3 apresenta informações dos quatro piezômetros que monitoram a estrutura do VTC.

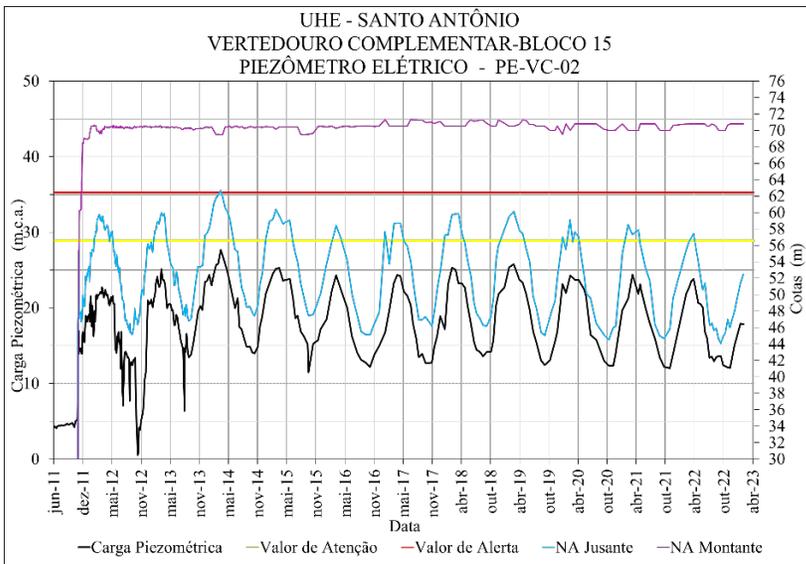
Quadro 3 – Informações técnicas dos piezômetros instalados no vertedouro complementar.

Instrumento	Cota da instalação (m)	Descrição
PE-VC-01	30,70	É um piezômetro elétrico, instalado no contato estrutura – fundação, com objetivo de quantificar a subpressão no ponto médio entre a jusante e a extrema montante.
PE-VC-02	30,17	É um piezômetro elétrico, instalado no contato estrutura – fundação, na extrema jusante, através do qual é possível verificar a perda de carga entre a montante e a jusante.
PZ-VC-01	31,20	É um piezômetro de tubo aberto, comprimento de 4,37 m, instalado no contato estrutura-fundação, à jusante da cortina de injeção e à montante da cortina de drenagem.
PZ-VC-02	31,20	É um piezômetro de tubo aberto, comprimento de 4,20 m, instalado à jusante da cortina de drenagem e monitora a subpressão no contato fundação-estrutura, tem como uma das principais funções a de avaliar a eficiência da cortina de drenagem, indicando a redução de carga piezométrica pelos drenos.

As Figuras 9 e 10 apresentam os gráficos da série histórica de dados obtidos através dos quatro piezômetros, correlacionados com as elevações de carga hidráulica a montante e jusante da barragem. Para cada instrumento, são indicados em amarelo e vermelho os “valores de referência” identificados como "Atenção" e “Alerta”, respectivamente. São valores indicados pela projetista através de métodos determinísticos, onde “Atenção” está associado aos valores máximos em carregamento normal para a estrutura e “Alerta” à pior situação de carregamento excepcional ou limite para a estrutura (Eletrbrás, 2003). A Figura 11 apresenta a cota piezométrica dos quatro pontos de monitoramento e as cotas do reservatório e do nível de água a jusante da barragem ao longo do histórico de auscultação do vertedouro complementar.

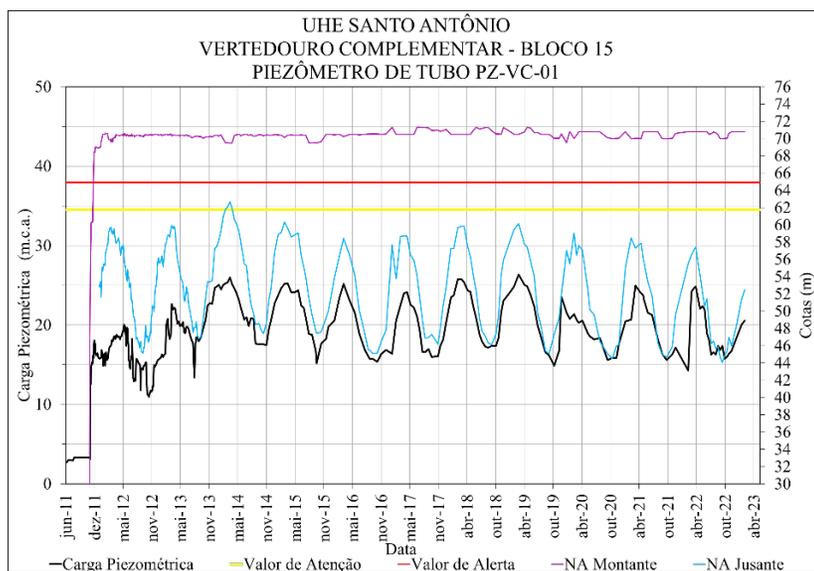


(a)

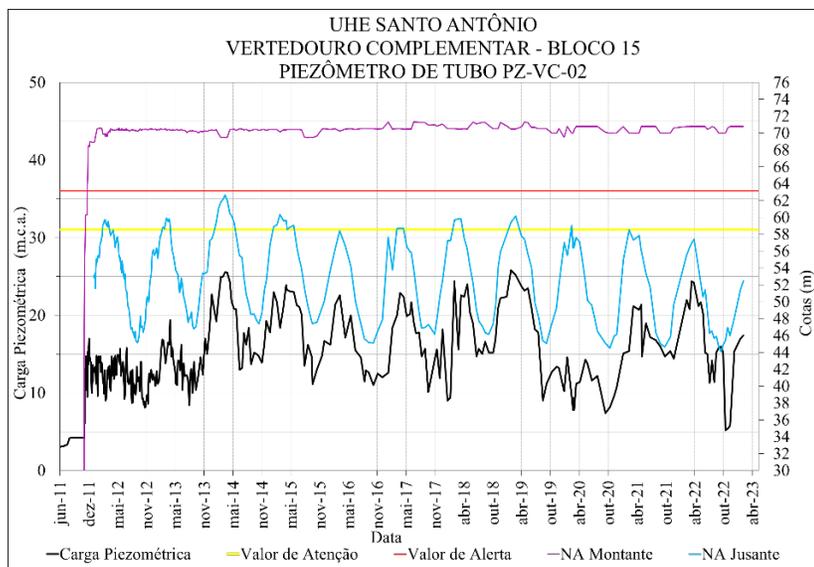


(b)

Fig. 9 – Gráfico da série histórica: (a) PE-VC-01; (b) PE-VC-02.



(a)



(b)

Fig. 10 – Gráfico da série histórica: (a) PZ-VC-01; (b) PZ-VC-02.

4 – FATOS RELEVANTES NO HISTÓRICO DE OPERAÇÃO E OS REFLEXOS NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTRUTURA

A Regra de Operação da Hidrelétrica Santo Antônio limita a manobra dos níveis de água (NA) do reservatório entre as elevações 70,50 m e 71,30 m (referenciadas em relação ao nível do mar), ou seja, 0,80 m. Já o NA jusante varia conforme o regime natural do Rio Madeira, que em um único

ciclo hidrológico pode variar entre as elevações 45 e 62 m, portanto, 17 m de variação ao longo do período de um ano.

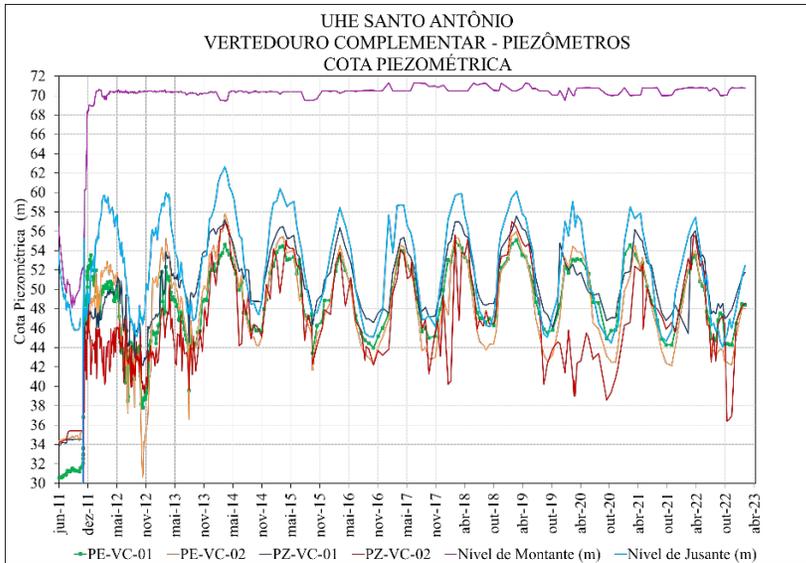


Fig. 11 – Gráfico da série histórica das cotas piezométricas e níveis de água a montante e jusante.

A estrutura do vertedouro complementar, que compõe a barragem da usina hidrelétrica, teve seu comissionamento no ano 2011, quando se inicia a série histórica de dados dos instrumentos geotécnicos que a monitoram. Em ordem cronológica, na Figura 12 são citados os eventos relevantes que ocorreram na operação da hidrelétrica, com reflexos na estrutura e que podem ser evidenciados no monitoramento geotécnico do vertedouro complementar, que compõe a barragem da hidrelétrica Santo Antônio.

-
- ⊕ Outubro/2011 – Enchimento do recinto de jusante – Comissionamento
 - ⊕ Novembro/2011 – Enchimento do recinto de montante – Comissionamento
 - ⊕ Janeiro a agosto/2012 – Operação do VTC (além dos 10 vãos do Vertedouro principal), devido à vazão afluente no Rio Madeira com pico de 32700 m³/s
 - ⊕ Outubro a Dezembro/2012 – Ensecamento à jusante para obra de recomposição da bacia de dissipação do VTC
 - ⊕ Dezembro/2012 – Enchimento pós obra de recomposição – Recinto de jusante
 - ⊕ Abril/2014 – Cheia histórica do Rio Madeira (Vazão afluente de 59000 m³/s)
 - ⊕ Abril/2015 – Realizado ensaio de dissipação no PZ-VC-02
 - ⊕ Junho/2016 – Limpeza de drenos de alívio da fundação (cortina de drenagem)
 - ⊕ Setembro/2019 – Limpeza de drenos de alívio da fundação (cortina de drenagem)
 - ⊕ Março/2022 – Limpeza de drenos de alívio da fundação (cortina de drenagem)

Fig. 12 – Eventos relevantes que ocorreram na operação da hidrelétrica em ordem cronológica.

No ciclo hidrológico de 2012, com o aumento das vazões do Rio Madeira, os piezômetros elétricos, PE-VC-01 e PE-VC-02, instalados mais a jusante e que deveriam registrar maiores valores em resposta ao aumento da carga devido à elevação do NA de jusante, apresentavam leituras

indicando tendência de redução de carga. Analogamente, o medidor de vazão que monitora a percolação pela fundação registava picos acima do limite de atenção, indicado pela projetista, 1,0 l/s. Ambos os instrumentos contrariaram as expectativas. Frente ao indicado pela instrumentação, procedeu-se a uma campanha de topobatimetria onde foi identificada uma erosão de 14 m de profundidade, 8 m de largura e 75 m de comprimento.

A Figura 13 destaca esse período do histórico de dados. Neste gráfico fica evidente a importância da instrumentação e da análise dos seus registros por profissionais qualificados para garantia da segurança da barragem. Ainda na Figura 13, pode-se notar o comportamento coerente dos piezômetros e do medidor de vazão, com a redução das cargas piezométricas e redução à menos da metade da vazão registrada pelo MV, como reflexo da redução do nível de água de jusante, devido ao ensecamento e obra de recomposição que consistiu no tratamento e preenchimento da falha geológica por concreto ciclópico e concreto armado, e chumbadores.

A Figura 14 apresenta a composição do mapeamento geológico da fundação do vertedouro complementar com o resultado da topobatimetria realizada na bacia de dissipação após vertimentos em 2012. Ao lado, a projeção da estrutura do vertedouro e fotos dos taludes de rocha dos septos com a rocha erodida na linha d'água, coincidente com o prolongamento das linhas de falhas identificadas no mapeamento da fundação do VTC.

Essa erosão ocorreu devido à ação da hidrodinâmica no período as altas vazões do Rio Madeira, comumente conhecido como inverno amazônico. Portanto, em outubro de 2012, foi realizado o ensecamento do recinto de jusante deste trecho da barragem, concernente à estrutura do vertedouro complementar, visando realizar obra de reconstituição da bacia de dissipação.

As Figuras 14 e 15 evidenciam a falha geológica erodida imediatamente a jusante da estrutura do vertedouro complementar, que foi diagnosticada inicialmente pelo comportamento da instrumentação. Durante a construção, as descontinuidades dessa caixa de falhas mostravam-se seladas, motivo pelo qual não foi projetado e executado nenhum reforço estrutural para tal região. As fotos 1 e 2 da Figura 14 foram obtidas em áreas que estavam abaixo do nível de água antes do ensecamento da bacia de dissipação.

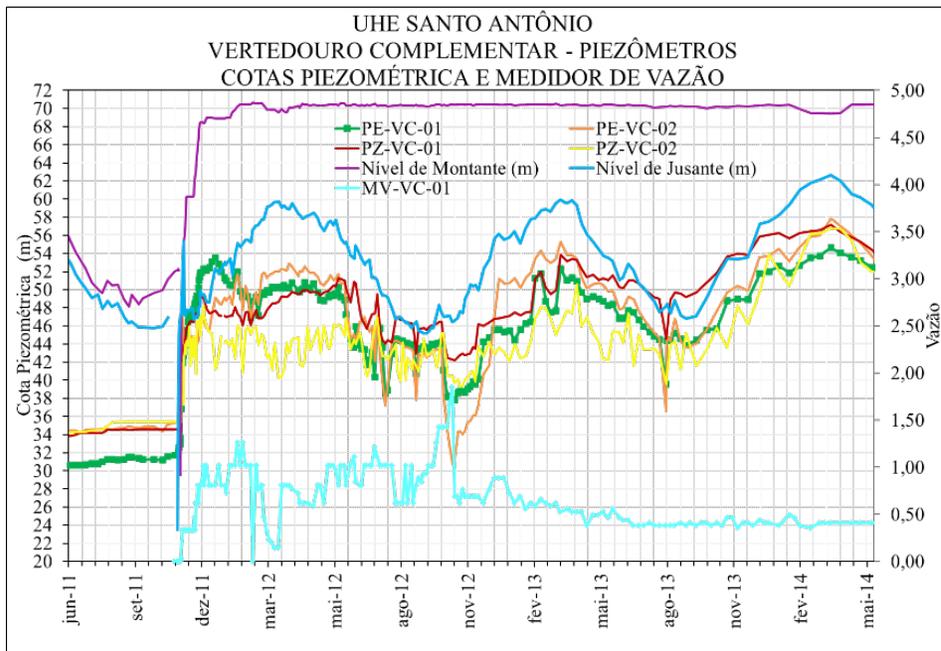


Fig. 13 – Detalhe gráfico no período do ano 2012 da série histórica dos PZs e MV do VTC.

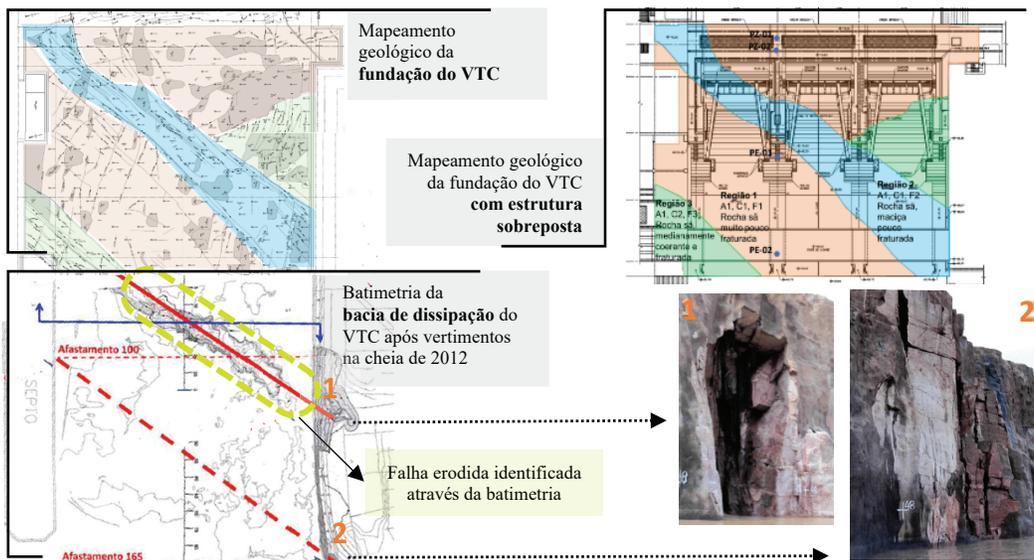


Fig. 14 – Composição do mapeamento geológico, topobatimetria da bacia de dissipação e imagens (1 e 2) da parede do septo lado esquerdo hidráulico pós período de vertimentos de 2012, destacando a falha geológica erodida (adaptado de Eletrobrás Furnas, 2013).

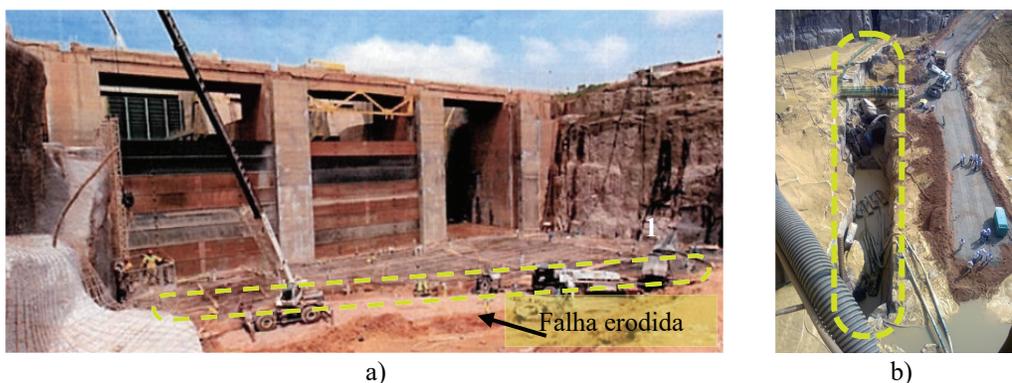


Fig. 15 – a) Foto com vista de jusante para montante com detalhe da falha geológica erodida em bacia de dissipação já ensecada para execução da obra de recuperação; b) Foto de vista superior com destaque para dimensões da caixa de falha com profundidade média de 14 metros e 8 metros de profundidade (Eletrobrás Furnas, 2013).

Caso não houvesse sido realizado o monitoramento geotécnico e pronta ação de ensecamento e obra de reconstituição, esta erosão na rocha da bacia de dissipação poderia ter avançado sob a estrutura da casa de força 1, seguindo o caminhamento da caixa de falhas, o que comprometeria a estabilidade das estruturas deste trecho da barragem.

Após o ensecamento, toda a bacia de dissipação foi primeiramente limpa com água pressurizada para retirada de blocos soltos. A falha erodida foi preenchida com concreto ciclópico, seguidos de 4 m de concreto massa de fck 9 MPa e alto slump. No último 0,50 m foi executada laje de concreto armado, com malha de aço de 20 mm com espaçamento de 20 cm, fck de 30 MPa, onde também ficaram ancoradas as cabeças dos chumbadores, como apresentado no Figura 16. Nesta laje, o

cobrimento mínimo adotado foi de 10 cm. Os septos nas direita e esquerda hidráulica da bacia de dissipação foram reforçados com chumbadores de aço de seção transversal de 32 mm e comprimento de 4 e 5 m, intercalados em uma malha de espaçamento 2,25 m por 2,25 m. Na região próximo aos septos, foi utilizado chumbador de 10 m de comprimento, com a cabeça também ancorada na laje executada nesta região da bacia de dissipação. Todos os chumbadores foram executados em furos de 75 mm, preenchido com calda de cimento.

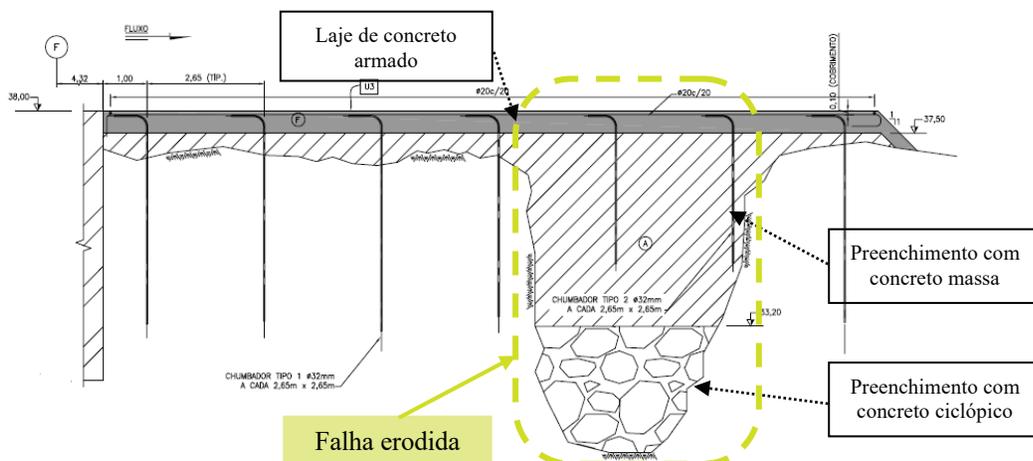


Fig. 16 – Seção transversal do projeto de recomposição da falha geológica erodida e reforço da bacia de dissipação do VTC (PCE, 2012).

Como medida de monitoramento da eficácia da obra realizada na bacia de dissipação no ano 2012, além da auscultação por instrumentação geotécnica, é realizado a cada 2 anos, o imageamento subaquático por empresa especializada. As imagens subaquáticas multifrequenciais foram obtidas através de varredura em diversos transectos longitudinais e transversais. A Figura 17 apresenta a imagem obtida na última campanha realizada em 2023 (à esquerda) e o projeto de recomposição executado (à direita). O monitoramento tem demonstrado a integridade do concreto da laje executada e da rocha remanescente na bacia de dissipação.

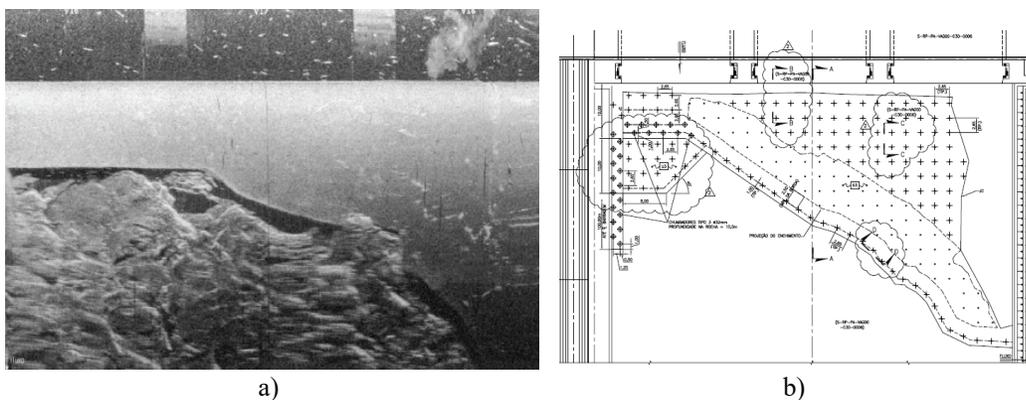


Fig. 17 – a) Imagem subaquática; b) Projeto em planta executado na recomposição da bacia de dissipação do VTC (Venturo, 2023; PCE, 2012).

Outro fato relevante é a alta concentração de sedimentos na água do Rio Madeira e a suscetibilidade à colmatção dos drens de fundação, somada à presença de ferrobactérias e manganobactérias, identificadas por análise bioquímica das águas coletadas nas canaletas de drenagem. Assim, visando manter a eficiência da cortina de drenagem, foram realizadas campanhas de limpeza para desobstrução dos drens, atividade ilustrada na Figura 18.



Fig. 18 – Registros de atividade de limpeza de drens da cortina de drenagem.

A primeira campanha de limpeza da cortina de drenagem foi realizada em junho de 2016. O procedimento de limpeza aplicado, em termos simples, consiste da aplicação de água pressurizada com uso de mangueira, em cada um dos drens de fundação, com auxílio de hidrojato industrial. É realizada a leitura de vazão e tomada a medida de comprimento do furo em cada um dos drens, antes e após a realização do procedimento de limpeza. Após 2016, o procedimento foi realizado novamente em setembro de 2019 e em março de 2022, o que se reflete mais explicitamente, nas leituras do medidor de vazão e no piezômetro a jusante da cortina de drens, PZ-VC-02, conforme mostrado no gráfico da Figura 19.

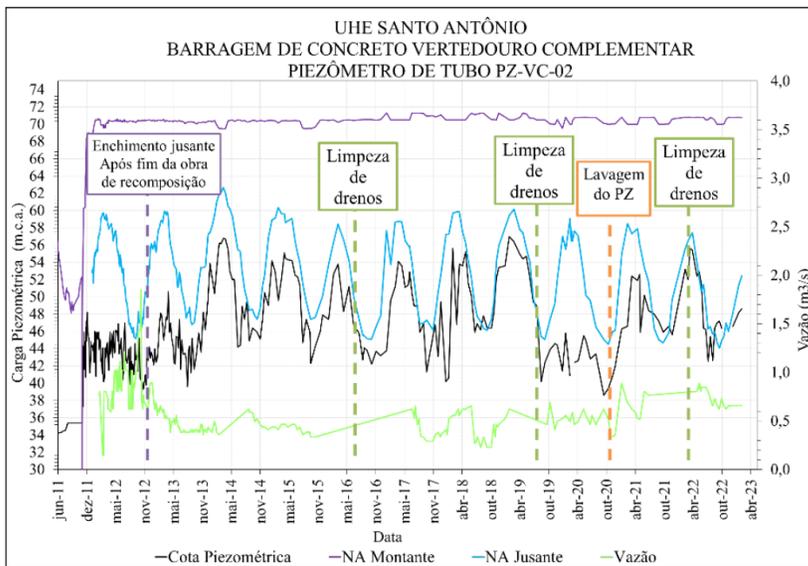


Fig. 19 – Relação gráfica dos eventos de limpeza de drens da cortina de drenagem, dados de vazão e de piezometria a jusante da cortina, PZ-VC-02.

5 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

5.1 – Metodologia

Neste artigo, a análise estatística concentrou-se nos dados dos piezômetros. Inicialmente foram observadas as séries históricas e identificados os períodos de dados discrepantes do histórico dos instrumentos em estudo.

Por exemplo, o incidente da erosão da falha geológica teve reflexo direto sobre a percolação e gradiente hidráulico na fundação, conseqüentemente, com gradiente hidráulico menor houve aumento de vazão pelos drenos da cortina de drenagem e na subpressão atuante na estrutura do vertedouro complementar. O MV-VC-01 registrou em outubro de 2012 os maiores valores da série histórica, com máximo registro de 1,8 l/s, 80% acima do valor limite normal indicado pela projetista da barragem.

Este período inicial, entre o comissionamento e a obra de recuperação da bacia de dissipação, compreende aproximadamente um ano e não conduz à valores de leitura desejáveis para os piezômetros dessa estrutura, posto que os carregamentos deste período divergiam das faixas de valores esperados pela projetista da barragem.

Assim, a metodologia desse trabalho baseia-se em três macro etapas:

1. análise estatística da série histórica da poropressão monitorada por cada instrumento. Nesta etapa, traçou-se a correlação entre a grandeza monitorada e a queda bruta, ou seja, o valor resultante da diferença entre o nível de água (NA) de montante e o NA de jusante da barragem, que denominaremos de DNA;
2. identificação e subtração do histórico de períodos atípicos para a estrutura, com as justificativas técnicas e evidências com base estatística;
3. análise da sensibilidade do diagrama de subpressão atuante na estrutura do vertedouro complementar.

5.2 – Resultados e discussão

5.2.1 – Análise estatística por instrumento

A série de dados foi segregada inicialmente em 3 períodos de análise: período completo (2013-2023), ano de 2012 e ano de 2014, com as justificativas:

- 2012 - Neste ano houve uma série de eventos atípicos: entrada em operação, período de operação do vertedouro em altas vazões, erosão da falha geológica próximo à fundação do vertedouro complementar, período de ensecamento para obra de recomposição do trecho erodido da fundação e novo comissionamento da estrutura. Os valores mínimos de carga piezométrica estão associados ao período quando o NA de jusante chegou a zero, ou seja, o ensecamento para a obra de recuperação. Após a obra de recuperação, houve o novo comissionamento, onde os instrumentos geotécnicos, de acordo com o tempo de resposta individual, assumem carga até a estabilização das leituras.
- 2014 - Visto a máxima histórica no monitoramento das vazões do Rio Madeira ter sido registrada no ano 2014, destacou-se esse ano em relação ao restante da série histórica de subpressão da estrutura que compõe a barragem para verificação da aderência ao comportamento típico da série histórica.

Foi utilizado o recurso de plotagem dos dados em gráfico por diagrama de dispersão, correlacionando a carga piezométrica com a queda bruta ou DNA, a saber, NA de montante – NA de jusante. Foi possível visualizar a discrepância nos dados obtidos para piezometria no período do ano 2012 como resposta do instrumento à uma redução da carga hidráulica de jusante, devido ao ensecamento.

Nos gráficos foi empregado o recurso de linha de tendência, sendo essa linha a representação da equação de regressão linear entre as duas variáveis: a carga piezométrica e o DNA. Foram calculados valores de média e desvio padrão de amostras de dados das leituras piezométricas. Como o banco de dados contém mais de 400 leituras, a utilização de distribuição normal é adequada. Para amostras com menos de 30 leituras, é interessante o uso de outros métodos para cálculo do desvio padrão (Ramirez e Reis, 2016). O processamento estatístico dos dados do histórico dos piezômetros resultou nos valores de média e desvio padrão indicados no Quadro 4. A seguir são analisados separadamente os resultados de cada piezômetro.

Quadro 4 – Valores de média e desvio padrão da relação carga piezométrica / DNA.

		Relação Piezometria (Subpressão) / DNA				
		DNA (m)	PE-VC-01	PE-VC-02	PZ-VC-01	PZ-VC-02
Histórico Completo (Sem Expurgos)	Média	17,67	1,12	1,18	1,18	0,97
	Desvio padrão	4,95	0,58	0,67	0,59	0,55
Ano 2012 (Início operação Ensecamento e Obra)	Média	17,68	0,98	1,03	1,00	0,74
	Desvio padrão	4,24	4,86	0,62	0,40	0,27
Ano 2014 (Cheia Histórica)	Média	14,74	1,64	1,78	1,82	1,64
	Desvio padrão	5,65	0,92	1,08	0,97	1,01
Anos 2013 a 2023	Média	17,66	1,19	1,26	1,29	1,09
	Desvio padrão	4,17	5,01	0,68	0,65	0,61

PE-VC-01: A Figura 20 apresenta a correlação dos dados deste piezômetro com a queda bruta. Com a análise gráfica também é possível notar como que, mesmo com a cheia histórica do ano 2014, este piezômetro não registrou valores de carga piezométrica acima dos limites de projeto, tampouco acima das médias dos mesmos períodos dos outros anos do histórico. Os dados mais discrepantes do histórico, plotados em vermelho são os registros do ano 2012, durante a obra de recuperação da bacia de dissipação. Essa observação estatística indica sobre a relação direta do PE-VC-01 com a variação do NA de jusante da barragem.

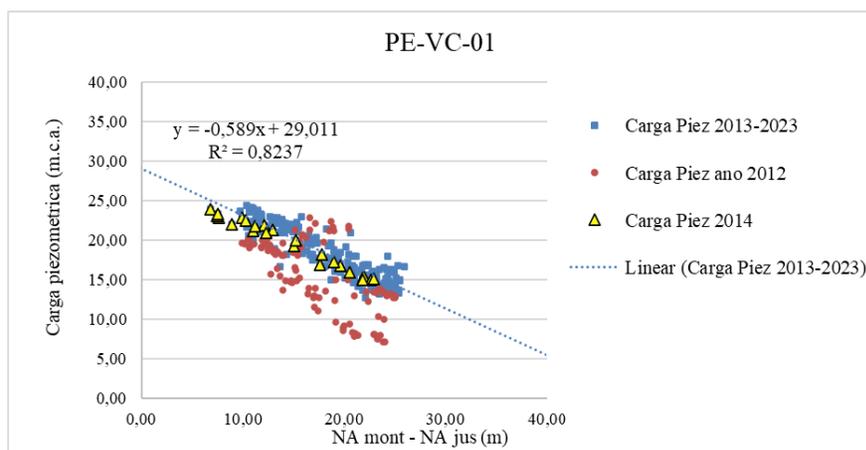


Fig. 20 – Correlação Subpressão e DNA para PE-VC-01.

PE-VC-02: Com a representação gráfica da Figura 21, que apresenta a correlação da carga piezométrica com a queda bruta, DNA, evidencia-se a disparidade dos dados do ano 2012 com o restante do histórico de monitoramento. Similarmente ao PZ-VC-01, verifica-se que o ano da cheia histórica, 2014, ajusta-se bem à curva dos dados do histórico, quando expurgado o ano 2012. Além disso, visto o ano 2012 ter sido marcado pelo ensecamento, ou seja, menores níveis de jusante da estrutura, também é possível observar a relação direta do PE-VC-02 com a variação do NA de jusante da barragem.

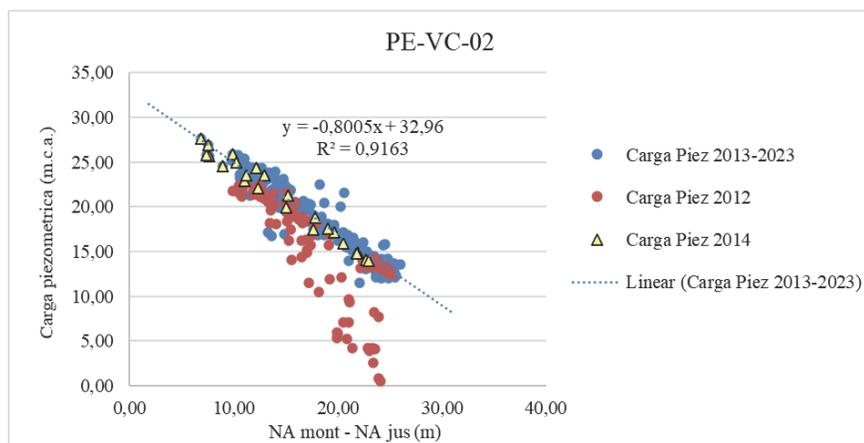


Fig. 21 – Correlação Subpressão e DNA para PE-VC-02.

PZ-VC-01: A representação gráfica da Figura 22 apresenta a correlação da carga piezométrica com a diferença de nível entre a montante e jusante para os dados do período de 2013 a 2023. Para essa série histórica, a correlação ficou fragilizada por alguns pontos distantes da curva de ajuste, com R^2 0,6187. Observando o banco de dados, foi possível identificar que nos primeiros meses após o enchimento do recinto de jusante, pós obra de 2012, este piezômetro registrou valores de subpressão baixos, com tendência crescente, com taxa média de 1 mca/mês, até o mês de julho de 2013 quando a relação carga piezométrica *versus* queda bruta volta a se ajustar melhor à curva. Tal observação parece indicar um *delay* nessa célula piezométrica do tipo Casagrande.

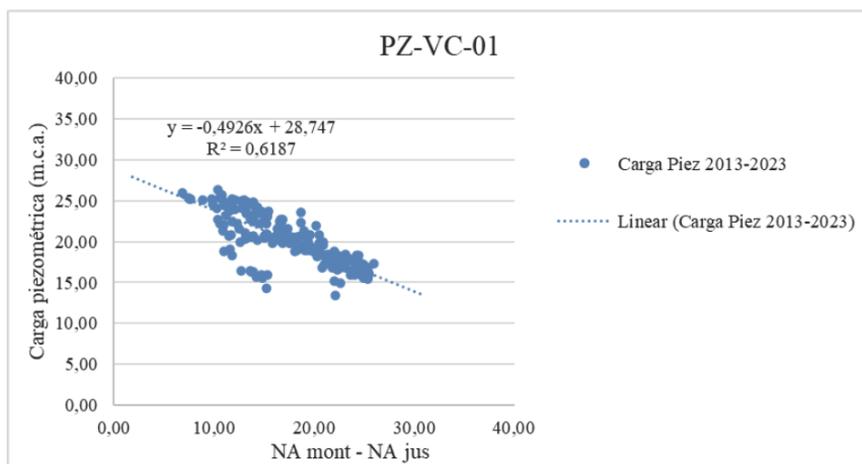


Fig. 22 – Gráfico da Correlação Subpressão e DNA para PZ-VC-01, período entre 2013 e 2023.

A Figura 23, apresenta a correlação gráfica com o expurgo dos dados do período dos seis meses iniciais de 2013, os quais são considerados *outliers*, lidos após o enchimento do recinto de jusante da estrutura. É possível notar a melhor correlação obtida, resultando um R^2 de 0,8711.

Ainda na Figura 23, ratifica-se a discrepância entre os dados do período do ano 2012 comparado ao restante da série de dados. É possível observar que os dados do ano 2014 ajustam-se bem à curva dos dados do histórico, após o expurgo dos dados do ano de 2012.

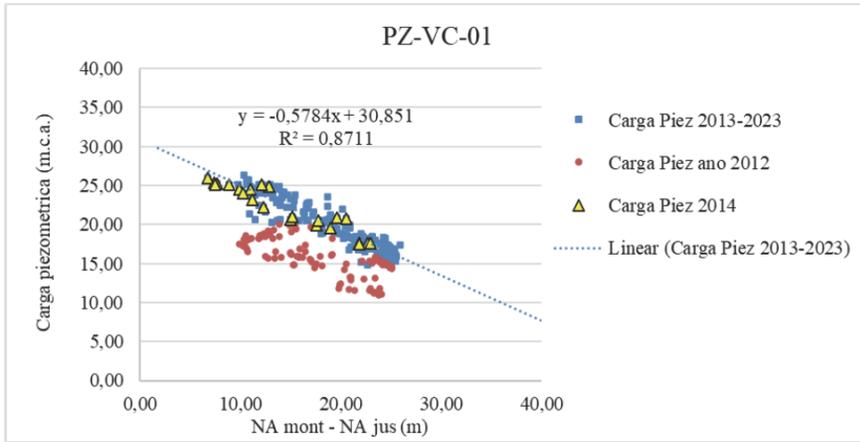


Fig. 23 – Correlação carga piezométrica e DNA para PZ-VC-01, excluídos *outliers*.

PZ-VC-02: Este piezômetro apresenta grande amplitude nas leituras, mas com tendência média semelhante aos demais piezômetros desta seção instrumentada. O gráfico da Figura 24 apresenta a correlação da carga piezométrica do PZ-VC-02 com a diferença de nível entre a montante e jusante, DNA.

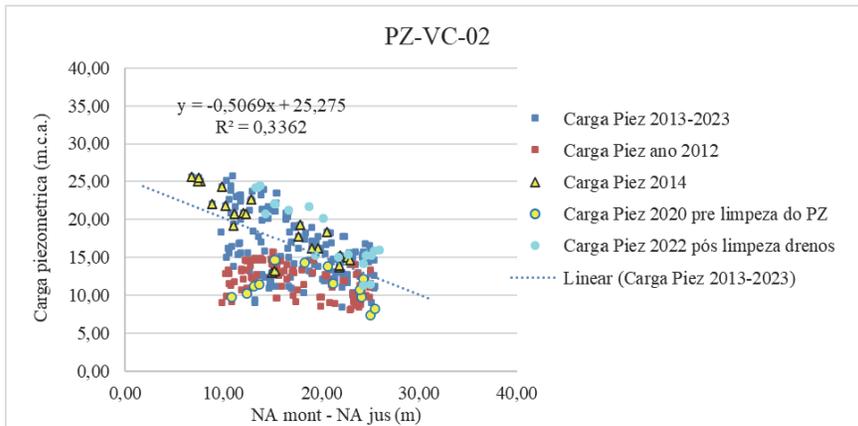


Fig. 24 – Correlação carga piezométrica e DNA para PZ-VC-02 destacando alguns eventos relevantes para este instrumento.

Como um dos exemplos de performance inadequada deste instrumento, no ano de 2020 as leituras do PZ registravam tendência decrescente, com valores de carga baixos, mesmo com o aumento do nível d'água de jusante no período de altas vazões do Rio Madeira. Visando investigar

se havia alguma obstrução na célula ou bulbo piezométrico, foi realizado um procedimento de lavagem do piezômetro, aplicando água corrente por inserção de mangueira não pressurizada no tubo. Após o procedimento, as leituras retomaram as médias da série histórica. A Figura 19, na seção 4, destaca alguns eventos relevantes para essa célula piezométrica e o comportamento do instrumento.

Similarmente aos demais piezômetros, os dados do ano 2012 afastam-se da série histórica e os dados do ano 2014 ajustam-se bem à série histórica. Entretanto, a correlação melhorou quando procedeu-se ao expurgo dos dados do primeiro semestre de 2013, *outliers*, o que indica *delay* da célula piezométrica em registrar a pressão do ponto, saindo de um R^2 de 0,3362 para 0,4706. O gráfico é apresentado na Figura 25. O Quadro 5 apresenta alguns dados estatísticos da relação carga piezométrica / DNA para este instrumento.

Através da plotagem gráfica, apresentado na Figura 26, da correlação entre DNA e as cotas piezométricas entre 2013 e 2016, quando se iniciou a rotina bial de limpeza dos drenos, com valores de leitura neste instrumento bem ajustados à curva de regressão linear, depreende-se que esse piezômetro tem tido desempenho afetado, muito provavelmente pelos detritos desprendidos na limpeza da cortina de drenagem e que seguindo as redes de fluxo, interceptam e colmatam a célula piezométrica do PZ-VC-02.

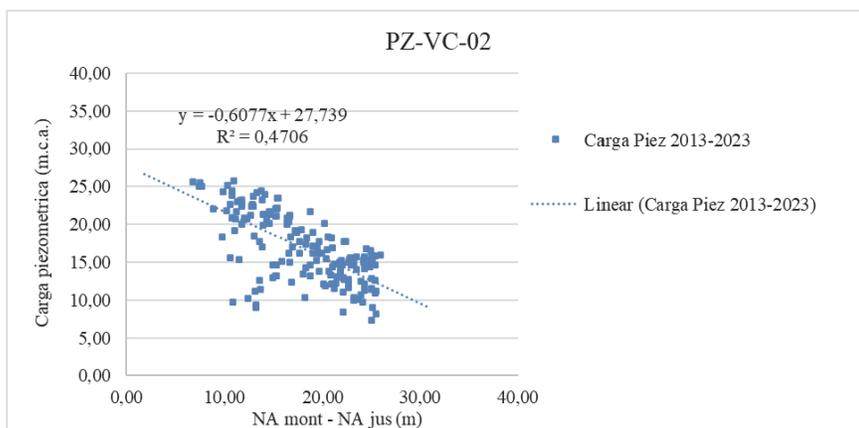


Fig. 25 – Correlação carga piezométrica e DNA para PZ-VC-02, excluídos *outliers* do primeiro semestre de 2013.

Quadro 5 – Média e Desvio padrão para PZ-VC-02.

Relação Subpressão / DNA		
Histórico Completo	Média	0,96
	Desvio padrão	0,55
Ano 2012	Média	0,74
	Desvio padrão	0,27
Ano 2014	Média	1,64
	Desvio padrão	1,01
Anos 2013 a 2023	Média	1,07
	Desvio padrão	0,62
Ano 2020	Média	0,64
	Desvio padrão	0,21
Anos 2013 (Segundo semestre) a 2023 Expurgado Ano 2020	Média	1,12
	Desvio padrão	0,62

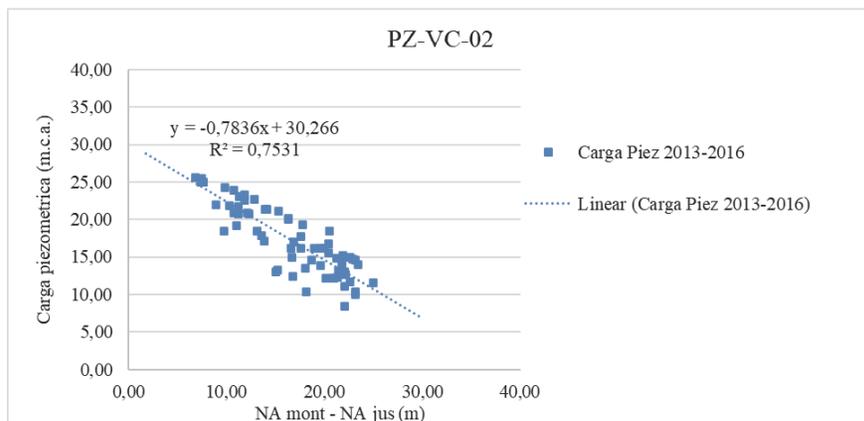


Fig. 26 – Correlação carga piezométrica e DNA para PZ-VC-02, antes da primeira limpeza da cortina de drenagem no ano 2016.

5.2.2 – Diagramas de Subpressão

Para o período inicial de construção, comissionamento, identificação da falha geológica, obra de recuperação e novo comissionamento, eventos ocorridos entre os anos 2010 e 2012, os dados da da série histórica foram expurgados, por serem valores de carregamento não regulares e portanto não representativos do período de operação normal da estrutura da barragem.

O Quadro 6 resume os valores de pressão nos pontos de monitoramento para o NA mínimo jusante (DNA máx = 25,93 m) e NA máximo registado a jusante (DNA min = 8,6 m) e as datas quando ocorreram. A cheia histórica do ano 2014 conduziu, naturalmente, ao registo do maior NA jusante observado para a estrutura.

Quadro 6 – Valores de piezometria para as quedas brutas máximas e mínimas da série histórica.

	Valores de pressão			
	PZ-VC-01	PZ-VC-02	PE-VC-01	PE-VC-02
DNA máx → NA jus min 44,07 m / Mont 70,00 m – 19/09/2022				
Carga (m.c.a.)	17,37	16,00	16,66	13,58
DNA min → NA jus max 62,66 m / Mont 69,46 m – 02/04/2014				
Carga (m.c.a.)	25,97	25,60	23,91	27,69

Os valores da série histórica de piezometria durante os períodos de máximo e mínimo registado para o nível de água à jusante da barragem permitem compor os diagramas de subpressão atuantes na estrutura do vertedouro apresentados na Figura 27.

É possível depreender na Figura 27 que mesmo no ano de 2014, período da cheia histórica do Rio Madeira com registo dos maiores valores de subpressão (curva na cor laranja), observaram-se valores de subpressão inferiores aos indicados pela projetista da barragem como valores de limite normal (curva na cor preta). Essa constatação é de grande importância, pois:

- é favorável aos fatores de segurança da barragem;
- indica êxito e um bom funcionamento da cortina de injeção realizada no tratamento da fundação;
- está diretamente relacionada ao bom funcionamento da cortina de drenagem da estrutura (composta pelos drenos de fundação).

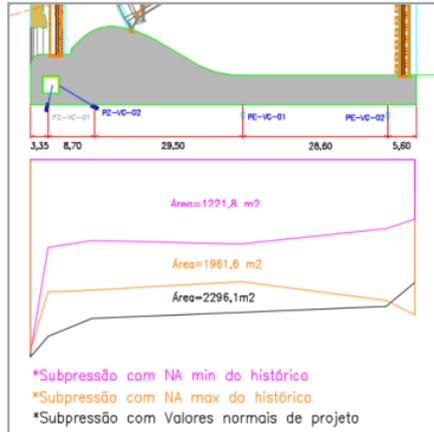


Fig. 27 – Diagrama de subpressão dos valores normais de projeto – limite normal de cada piezômetro (curva em preto) e dos valores observados pela instrumentação nos períodos de NA jusante mínimo (curva em rosa) e máximo (curva em laranja).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o presente trabalho é possível verificar na prática a validação dos princípios da geotecnia de barragens, contribuindo para a formação e consolidação do conhecimento técnico na comunidade geotécnica. Os resultados obtidos e apresentados ao longo deste trabalho demonstram que, apesar da existência dos limites de monitoramento indicados pela projetista de uma barragem, tais como os limites “atenção” e “alerta”, é indicada a aplicação de métodos e análises estatísticas nos dados da série histórica, possibilitando a verificação de tendência nos dados e da aderência das leituras às curvas de correlação, como exemplo, correlação de DNA e piezometria, como foi apresentado neste trabalho.

Para dados de piezometria, o modelo de regressão linear mostrou-se adequado para análise estatística, metodologia simples e com que permite a realização de boas análises pela equipe técnica. E como evidenciado, é necessária a verificação individualizada da série histórica de cada um dos instrumentos. Os *outliers*, que podem ocorrer devido à fase de construção da barragem, falhas de leitura, limpeza dos piezômetros, ou qualquer outro fato que conduza a valores fora da operação regular da estrutura, devem ser analisados e, possivelmente, excluídos do histórico, dadas as justificativas técnicas e estatísticas.

Com a regressão linear e análise gráfica do PZ-VC-02 foi possível verificar a influência da limpeza da cortina de drenagem, com o incremento de detritos e carreamento dos drenos durante e após a limpeza, interceptando a célula piezométrica. Com esta constatação, recomendou-se à equipe técnica de campo a realização de lavagem da célula e execução de ensaio de recuperação de carga antes e após lavagens. Este ensaio consiste no esgotamento do piezômetro e observação do tempo, onde devem ser tomadas leituras espaçadas conforme a recuperação do NA, com pio elétrico, desde o esgotamento até a recuperação do NA anterior.

A ocorrência registrada na bacia de dissipação do vertedouro complementar da barragem, no ano 2012, ratifica a importância de se considerar o mapeamento geológico não apenas da fundação da estrutura, mas também da região circunvizinha afetada.

O trabalho avigora a importância de que, além de um bom projeto de instrumentação implantado para avaliação da segurança de uma barragem, é vital que os instrumentos sejam lidos e interpretados por profissionais tecnicamente habilitados e dentro de rotinas estabelecidas. Essa verificação é fundamental para identificação de algum erro de medição no campo e constatação da ocorrência de alguma anomalia do instrumento ou da estrutura.

Além de corroborar com a equipe técnica responsável pelas análises de dados, os valores obtidos no processamento estatístico podem ser utilizados como valores de referência para os leituristas.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Brasil (CNPq – Processo no. 302835/2022-9) e à Hidrelétrica Santo Antônio do grupo Eletrobrás pelo compartilhamento de dados.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Eletrobrás (2003). *Crerios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas*. 279 p. <https://eletrobras.com/pt/AreasdeAtuacao/geracao/Manuais%20para%20Estudos%20e%20Projetos%20de%20Gera%C3%A7%C3%A3o%20de%20Energia/Crit%C3%A9rios%20de%20Projetos.pdf>
- Eletrobrás Furnas (2013). *Nota Técnica. UHE Santo Antônio – Erosões nos canais de restituição das estruturas vertentes*.
- Fusaro, T. C. (2007). *Estabelecimento estatístico de valores de controle para a instrumentação de barragens de terra: estudo de caso das barragens de Emborcação e Piau*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto/MG. 155 p. <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/3400>
- Lopes, M. B. (2020). *Proposta de uma metodologia de tratamento de fundação de uma barragem de concreto e seus efeitos na análise de subpressão e deslocamentos*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ouro Preto, Ouro Preto/MG. 255 p. <http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/13148>
- Mendonça, M. B. (2000). *Avaliação da Formação do Ocre no Desempenho de Filtros Geotêxteis*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ. 320 p.
- PCE Engenharia (2010). *Projetos e Relatórios de Construção da UHE Santo Antônio*.
- Ramirez, R. G.; Reis, J. H. C. dos. (2016). *Segurança e confiabilidade em estruturas de contenção: Estudo de caso*. Geotecnia, (138), pp. 37-60. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2016.138.02>
- Silveira, J. F. A (2003). *Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto*. 2ª edição, Oficina de Textos, São Paulo/SP. Brasil. 320 p.
- U.S. Bureau of Reclamation – USBR (1976). *Design of Gravity Dams*.
- Venturo Consultoria Ambiental (2023). *Relatório de Serviço de inspeção por imageamento subaquático das estruturas civis do vertedouro complementar e da bacia de dissipação da UHE Santo Antônio*. Venturo Consultoria Ambiental.
- Vieira, K. O.; Miranda, O. A.; Panasco, G. F.; Moreira, P. H. C. R.; Lanzarin, D.; David, S. M. G. R. (2023). *A automatização da instrumentação civil para segurança de barragens: o caso da hidrelétrica Santo Antônio*. Cigrè Brasil. XXVII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Brasília/DF. Brasil.
- Weather Spark (2024.). *Clima característico em Porto Velho, Rondônia, Brasil durante o ano*. <https://pt.weatherspark.com/y/28383/Clima-caracter%C3%ADstico-em-Porto-Velho-Rond%C3%B4nia-Brasil-durante-o-ano#Sections-Temperature>

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE



CÁLCULO DIRECTO DE IMPULSOS ESTÁTICOS E SÍSMICOS SOBRE ESTRUTURAS DE SUPORTE COM INCLINAÇÃO SUPERIOR À CRÍTICA

Direct calculation of static and seismic earth pressures applied on retaining structures with inclination greater than the critical value

Nuno Guerra^a

^a Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal

RESUMO – Para estruturas de suporte com inclinação do paramento superior a um determinado valor crítico, os impulsos activos não podem ser calculados directamente através das teorias de cálculo de impulsos clássicas, mas sim através de um procedimento que envolve a soma de duas forças (um peso de terras e um impulso activo, ambas afectadas por coeficientes sísmicos, quando esta acção é considerada). Para efeitos de projecto, pode ser útil o cálculo directo do impulso sobre o paramento das estruturas, replicando, com as devidas adaptações, o procedimento corrente válido para inclinações do paramento inferiores à inclinação crítica. Nesta Nota Técnica mostra-se como tais impulsos podem ser facilmente calculados e programados.

ABSTRACT – In retaining structures with a back inclined more than a certain critical value, active earth pressure coefficients can not be directly determined using the classic earth pressure theories. They should be determined using a procedure involving the sum of two forces (a soil weight and an active earth pressure force, both affected by seismic coefficients, when such action needs to be considered). For design purposes, the direct determination of the force acting on the back of the retaining structure may be useful, as it replicates, with the necessary adaptations, the usual procedure valid for inclinations of the back of the retaining wall less than the critical value. In this Technical Note, it is shown how such earth pressures can be easily determined and programmed.

Palavras Chave – impulsos activos, impulsos sísmicos, projecto de estruturas de suporte.

Keywords – active earth pressures, seismic earth pressures, design of retaining structures.

1 – INTRODUÇÃO

A determinação de impulsos activos considerando acções sísmicas é um assunto da Mecânica dos Solos clássica que continua a ser abordado em diversos estudos, alguns recentes (Koseki et al., 1998; Greco, 2001; Soubra e Macuh, 2002; Evangelista et al., 2010; Kim et al., 2010; Santana et al., 2010; Kloukinas e Mylonakis, 2011; Watanabe et al., 2011; Santana et al., 2013, 2022).

Contudo, o método clássico de equilíbrio limite de Coulomb (1776) e o método dele derivado conhecido como “método de Mononobe-Okabe”, que considera os efeitos sísmicos através de uma análise estática equivalente (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1926), são os mais frequentemente usados para determinar impulsos activos em solos sem coesão em condições drenadas.

E-mail: nguerra@fct.unl.pt

ORCID: orcid.org/0000-0001-8380-9902

ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia n° 163 – março/marzo/march 2025 – pp. 97-105
https://doi.org/10.14195/2184-8394_163_5 – © 2025 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Aliás, muitos dos métodos referidos recorrem a análises estáticas equivalentes, associadas a mecanismos mais ou menos complexos ou a resultados de cálculos numéricos. No entanto, conforme se mostrou em Guerra (2023), a partir de determinada inclinação crítica do paramento da estrutura de suporte, há solução exacta para o problema, pelo que, aceitando-se a validade das referidas análises estáticas equivalentes, não há razão para recorrer a metodologias mais complexas.

Tal solução exacta do impulso actuante no paramento da estrutura de suporte foi apresentada, no trabalho indicado, como a soma de duas forças (um peso e um impulso activo), ambas afectadas de coeficientes sísmicos. No entanto, por uma questão de facilidade de aplicação para efeitos de projecto, pode ser útil determinar directamente a acção sobre a estrutura de suporte, o que é possível fazer através de expressões relativamente simples e facilmente programáveis. É o que se demonstra e apresenta na presente Nota Técnica.

2 – O PROBLEMA

De uma forma resumida, pode colocar-se o problema da seguinte forma (Guerra, 2023):

- Para inclinação do paramento β_m (Figura 1) inferior ou igual a determinado valor crítico, β_c , dado por:

$$\beta_c = 180^\circ - \frac{1}{2} \left[\arcsen \frac{\text{sen } \delta}{\text{sen } \phi'} + \arcsen \frac{\text{sen}(i + \theta)}{\text{sen } \phi'} + \delta - i + \theta \right] \quad (1)$$

em que ϕ' é o ângulo de resistência ao corte do solo, δ é o ângulo de atrito solo-estrutura, i é a inclinação do terreno e θ é o ângulo de inércia sísmico, determinado a partir de coeficientes sísmicos k_h e k_v através de:

$$\theta = \text{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (2)$$

os impulsos podem ser determinados através da teoria de Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1926), em que o coeficiente K_a^{M1} (ver Figura 1) é determinado pela expressão seguinte, com $\beta = \beta_m$:

$$K_a^{M-O} = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{\text{cosec} \beta \text{sen}(\beta + \theta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \theta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - i - \theta)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (3)$$

Como se sabe, para acção sísmica nula ($\theta = 0$ e $k_h = k_v = 0$), esta expressão reduz-se à teoria de Coulomb (1776), em particular à expressão do coeficiente de impulso activo de Müller-Breslau (1906).

- Para inclinação do paramento β_m superior ao valor crítico β_c , forma-se uma superfície de inclinação β_t (Figura 1), dada por:

$$\beta_t = 135^\circ - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2} \left(\arcsen \frac{\text{sen}(i + \theta)}{\text{sen } \phi'} - i + \theta \right) \quad (4)$$

que separa a cunha de Coulomb da massa de solo que actua como que fazendo parte da estrutura de suporte. Esta massa de solo tem peso W_{M2} , pelo que a acção sobre a estrutura de suporte corresponde à soma de duas forças: a resultante das forças $k_h W_{M2}$ e $(1 \pm k_v) W_{M2}$, e o impulso I_a^{M2} , cujo coeficiente de impulso activo, K_a^{M2} , é determinado através da equação 3, nela fazendo $\delta = \phi'$ e $\beta = \beta_t$. Para acção sísmica nula, este procedimento mantém-se, naturalmente, válido, considerando-se $\theta = 0$ e $k_h = k_v = 0$. Quando β_m é superior a 90° , este caso

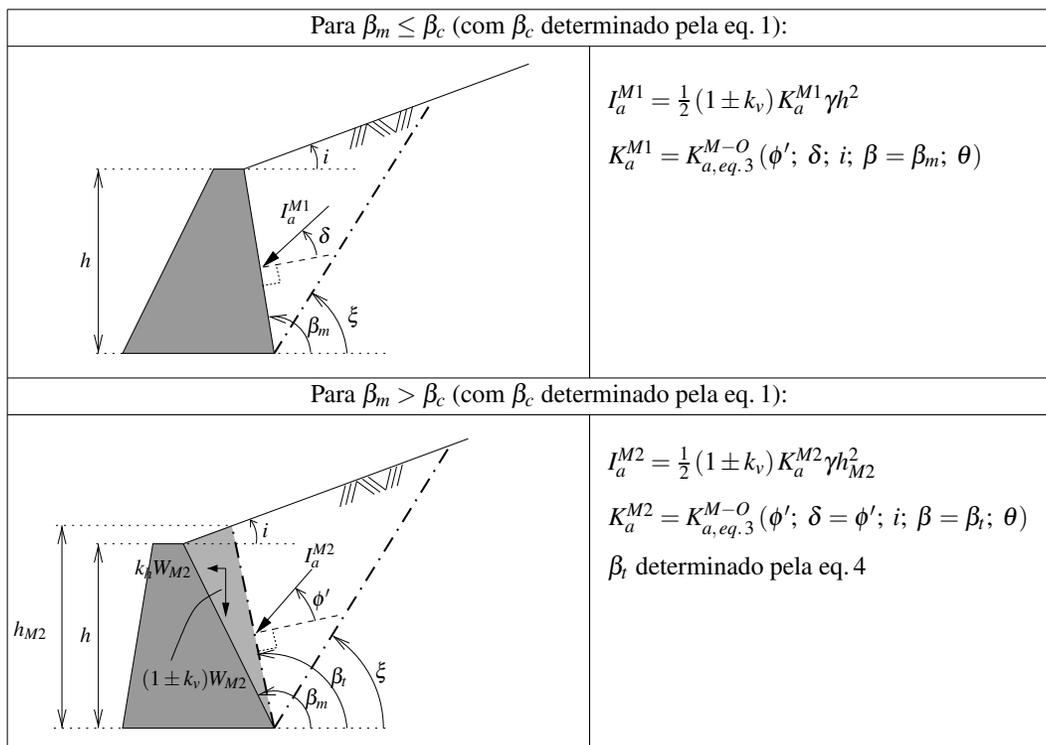


Fig. 1 – Determinação de impulsos activos sobre estruturas de suporte (adaptado de Guerra, 2023).

pode ser abordado por um processo um pouco mais simples (Guerra, 2023), que não será aqui descrito dado que, estando limitado a essa situação, retiraria a generalidade do que se pretende mostrar no presente trabalho.

Pareceu, assim, ser interessante definir para o caso de $\beta_m > \beta_c$ a acção directamente sobre a estrutura de suporte, isto é, definir uma equação para o impulso I_{aw} que actua no paramento, e que será inclinado do ângulo δ_m com a normal à superfície (Figura 2). Este impulso é, portanto, a resultante das duas forças referidas, pelo que será discutível se se deve designá-lo como “impulso activo”. Corresponde, no entanto, à mobilização de um estado activo no tardoz da superfície inclinada de β_t , pelo que, por facilidade, será representado por I_{aw} , com o w presente para lembrar que inclui o valor do peso W_{M2} (e as eventuais acções sísmicas nele actuantes).

3 – DETERMINAÇÃO DA FORÇA ACTUANTE SOBRE O PARAMENTO

A força I_a^{M2} é, como se referiu, determinada através da expressão indicada na Figura 1 para a situação $\beta_m > \beta_c$, que depende de h_{M2} . Pode mostrar-se que esta altura pode ser dada por:

$$h_{M2} = h \frac{\text{tg } \beta_t \text{ tg } i \text{ cotg } \beta_m - \text{tg } \beta_t}{\text{tg } i - \text{tg } \beta_t} \quad (5)$$

pelo que:

$$I_a^{M2} = \frac{1}{2} K_a^{M2} \left[\frac{\text{tg } \beta_t \text{ tg } i \text{ cotg } \beta_m - \text{tg } \beta_t}{\text{tg } i - \text{tg } \beta_t} \right]^2 (1 \pm k_v) \gamma h^2 \quad (6)$$

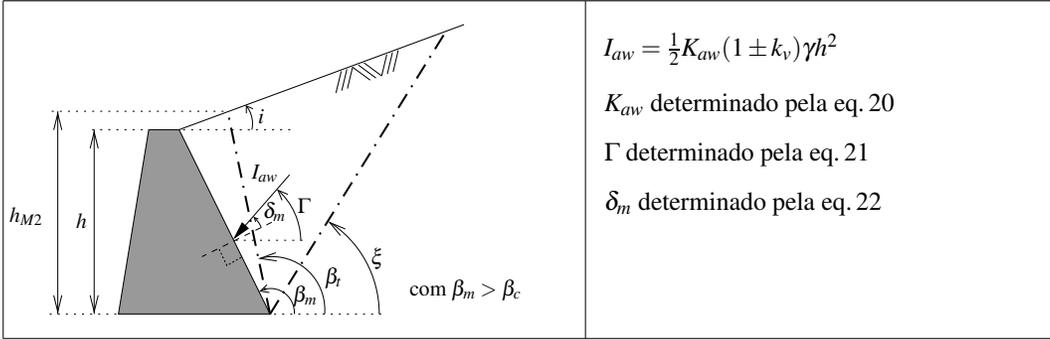


Fig. 2 – Impulsos sobre estruturas de suporte com inclinação superior à crítica ($\beta_m > \beta_c$).

sendo K_a^{M2} , como se viu, dado pela equação 3, ou seja:

$$K_a^{M2} = K_{a,eq.3}^{M-O}(\phi'; \delta = \phi'; i; \beta = \beta_t; \theta) \quad (7)$$

Se se definir C através de:

$$C = \left[\frac{\text{tg } \beta_t \text{ tg } i \text{ cotg } \beta_m - \text{tg } \beta_t}{\text{tg } i - \text{tg } \beta_t} \right]^2 K_{a,eq.3}^{M-O}(\phi'; \delta = \phi'; i; \beta = \beta_t; \theta) \quad (8)$$

as componentes horizontal e vertical de I_a^{M2} serão:

$$I_{ah}^{M2} = \frac{1}{2} C \text{sen}(\phi' + \beta_t) (1 \pm k_v) \gamma h^2 \quad (9)$$

e

$$I_{av}^{M2} = -\frac{1}{2} C \text{cos}(\phi' + \beta_t) (1 \pm k_v) \gamma h^2 \quad (10)$$

O peso W_{M2} pode obter-se através de:

$$W_{M2} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\text{tg } \beta_t \text{ tg } i \text{ cotg } \beta_m - \text{tg } \beta_t}{\text{tg } i - \text{tg } \beta_t} (\text{cotg } \beta_t - \text{cotg } \beta_m) \quad (11)$$

pelo que, definindo-se J como:

$$J = \frac{\text{tg } \beta_t \text{ tg } i \text{ cotg } \beta_m - \text{tg } \beta_t}{\text{tg } i - \text{tg } \beta_t} (\text{cotg } \beta_t - \text{cotg } \beta_m) \quad (12)$$

se W_s for a resultante de W_{M2} e das ações sísmicas nela actuantes, ter-se-á que as suas componentes horizontal e vertical serão:

$$W_{sh} = k_h W_{M2} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma h^2 J \text{tg } \theta \quad (13)$$

$$W_{sv} = (1 \pm k_v) W_{M2} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) \gamma h^2 J \quad (14)$$

A ação total sobre a estrutura de suporte terá, portanto, componentes horizontal e vertical iguais a:

$$I_{awh} = I_{ah}^{M2} + W_{sh} \quad (15)$$

e

$$I_{avv} = I_{av}^{M2} + W_{sv} \quad (16)$$

que resultam, respectivamente, em:

$$I_{awh} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)\gamma h^2 [C \operatorname{sen}(\phi' + \beta_t) + J \operatorname{tg} \theta] \quad (17)$$

e

$$I_{awv} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)\gamma h^2 [-C \operatorname{cos}(\phi' + \beta_t) + J] \quad (18)$$

A força I_{aw} pode, assim, ser escrita através de:

$$I_{aw} = \frac{1}{2}K_{aw}(1 \pm k_v)\gamma h^2 \quad (19)$$

com K_{aw} dado por:

$$K_{aw} = \sqrt{C^2 + 2CJ [\operatorname{sen}(\phi' + \beta_t) \operatorname{tg} \theta - \operatorname{cos}(\phi' + \beta_t)] + J^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \theta)} \quad (20)$$

O ângulo Γ que aquela força faz com a horizontal será:

$$\Gamma = \operatorname{arctg} \left[\frac{-C \operatorname{cos}(\phi' + \beta_t) + J}{C \operatorname{sen}(\phi' + \beta_t) + J \operatorname{tg} \theta} \right] \quad (21)$$

pelo que o ângulo δ_m será:

$$\delta_m = \Gamma - \beta_m + 90^\circ \quad (22)$$

Este ângulo corresponde ao ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado e deverá, portanto, ser inferior ou igual a δ .

4 – PROCEDIMENTO PROPOSTO PARA O CÁLCULO DO IMPULSO

Em resumo:

- Se $\beta_m \leq \beta_c$, o impulso sobre a estrutura é o activo e pode ser calculado através do método de Mononobe-Okabe:

$$I_a^{M1} = \frac{1}{2}K_a^{M1}\gamma h^2 \quad (23)$$

com K_a^{M1} determinado a partir da equação 3:

$$K_a^{M1} = K_{a,eq.3}^{M-O}(\phi'; \delta; i; \beta = \beta_m; \theta) \quad (24)$$

Este impulso faz com a normal ao paramento o ângulo δ .

- Se $\beta_m > \beta_c$, o impulso sobre a estrutura é I_{aw} , dado pela equação 19, determinado com o valor de K_{aw} dado pela equação 20, que por sua vez depende de C e de J , dados pelas equações 8 e 12. Este impulso fará com a normal ao paramento um ângulo δ_m , dado pela equação 22, que depende de Γ (equação 21).

5 – EXEMPLOS. DISCUSSÃO

Considere-se o caso de $\phi' = 30^\circ$, $i/\phi' = 1/3$, $\theta/\phi' = 0,6$ e dois valores de δ/ϕ' : $2/3$ e 1 . Analise-se brevemente como varia a relação entre os coeficientes de impulso K_{ah} e K_{av} (no caso de $\beta_m \leq \beta_c$) e entre K_{awh} e K_{awv} (no caso de $\beta_m > \beta_c$). Maiores valores desta relação, conforme discutido

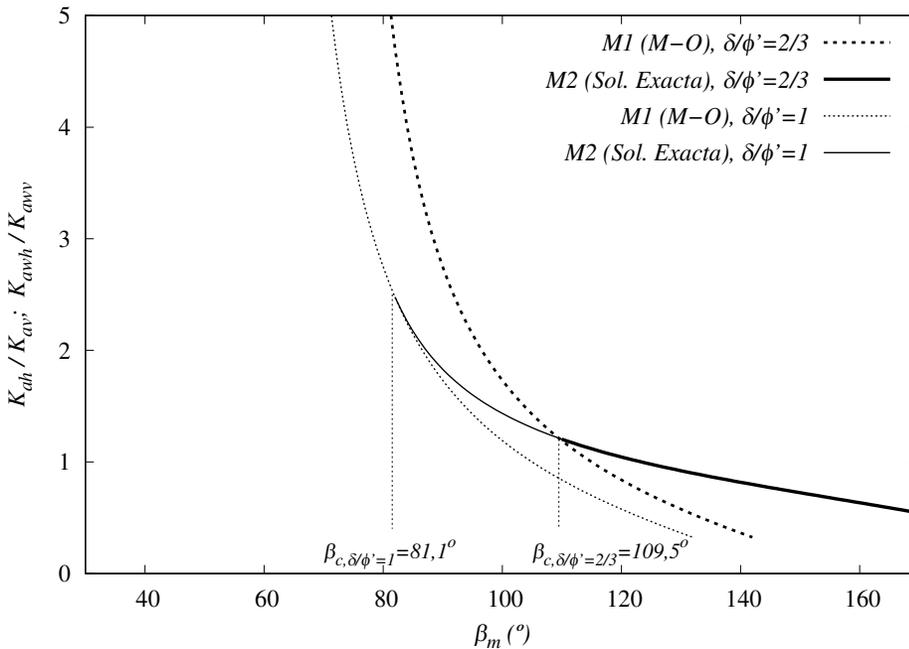
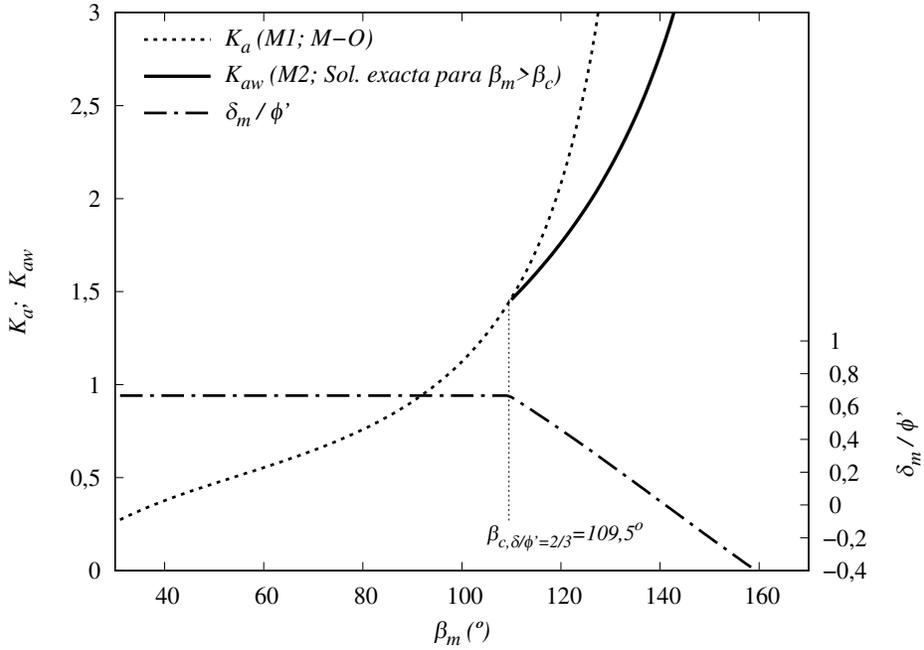


Fig. 3 – Caso $\phi' = 30^\circ$, $i/\phi' = 1/3$, $\theta/\phi' = 0,6$ e dois valores da relação δ/ϕ' ($2/3$ e 1): relação entre as acções horizontal e vertical sobre a estrutura de suporte em função da inclinação do paramento.

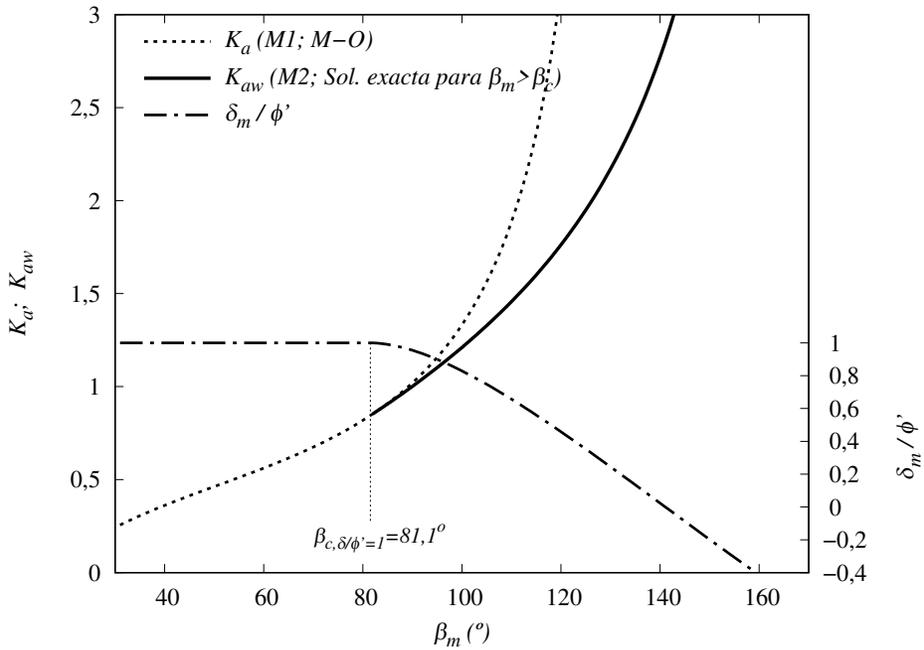
em maior detalhe em Guerra (2023), traduzem acções mais gravosas para a estrutura de suporte. A Figura 3 permite verificá-lo: para valores de β_m superiores ao valor crítico, a relação K_{ah}/K_{av} obtida de M1 (aplicação directa do método de Mononobe-Okabe) é inferior à relação K_{awh}/K_{avy} obtida de M2, o que significa que a segunda se torna a condicionante (e, na realidade, como se referiu, corresponde à solução exacta), pelo que o uso de M1 para estas situações é contra a segurança.

O exemplo tratado na Figura 3 permite ainda observar que a solução M2 corresponde a uma linha contínua independente de δ , tornando-se a condicionante (e exacta) quando os valores da relação entre os referidos coeficientes ultrapassam os de M1, o que ocorre para valores de β_c que, esses sim, dependem de δ . Veja-se ainda que, para o caso em estudo e para $\delta/\phi' = 1$, o ângulo β_c é inferior a 90° .

Analise-se agora o problema na perspectiva dos valores de K_{aw} (e K_a) e de δ_m . A Figura 4 representa estes valores, para o exemplo referido, em função da inclinação do paramento da estrutura de suporte. A análise da figura referida permite constatar que a partir do ângulo de inclinação crítico, β_c , o coeficiente de impulso K_{aw} (obtido de M2) é inferior a K_a (obtido de M1), apesar de, como se viu, a partir deste ângulo o primeiro conduzir a resultados mais gravosos para a estrutura. A análise dos resultados das relações δ_m/ϕ' permite compreender, na sua essência, o que justifica isto. Com efeito, para inclinações do paramento inferiores à crítica, a metodologia considerada, a tradicional (método de Mononobe-Okabe), assume a mobilização total do atrito solo-estrutura (pelo que $\delta_m = \delta$), mas, para inclinações superiores o atrito não fica completamente mobilizado, reduzindo-se significativamente, verificando-se mesmo, para valores extremos de β_m , a mobilização de valores negativos de δ_m . Esta redução do atrito mobilizado está, assim, ligada ao aumento da relação K_{awh}/K_{avy} , apesar de K_{aw} assumir valores mais baixos do que K_a .



(a) $\delta/\phi' = 2/3$



(b) $\delta/\phi' = 1$

Fig. 4 – Caso $\phi' = 30^\circ$, $i/\phi' = 1/3$, $\theta/\phi' = 0,6$ e dois valores da relação δ/ϕ' ($2/3$ e 1): valores dos coeficientes de impulso e do ângulo de atrito solo-estrutura mobilizado.

6 – OBSERVAÇÕES

Para a maioria das situações, o ângulo de inclinação do paramento da estrutura de suporte será inferior ao ângulo de atrito crítico. Nesses casos, o recurso ao método de Mononobe-Okabe, conforme referido na secção 4, será adequado. Mas, como se viu, há casos em que a inclinação crítica assume valores relativamente baixos (em algumas situações mesmo inferiores a 90°), pelo que o recurso ao procedimento indicado como $M2$, que aliás fornece a solução exacta para estas circunstâncias, se torna necessário. Estes casos são, principalmente, os de ângulos de atrito solo-estrutura elevados, inclinações elevadas e acções sísmicas elevadas.

Constitui prática corrente o cálculo de impulsos activos sob acções sísmicas com limitação do ângulo de atrito solo-estrutura a $2/3$ do ângulo de resistência ao corte (NP EN 1998-5, 2010). Tal limitação reduz substancialmente o número de casos em que o procedimento $M2$ se torne necessário. O assunto é, ainda assim, particularmente relevante no caso do dimensionamento de muros de gabões ou de outras estruturas do mesmo tipo em que o que esteja em causa para o cálculo de impulsos seja o atrito solo-solo. Nestes casos, pretendendo-se considerar tal valor, a necessidade de recorrer ao procedimento $M2$ será frequente.

Pode mostrar-se que, considerando-se o impulso I_a^{M2} aplicado a $1/3$ de h_{M2} (Figura 1) e estando W_{M2} aplicado no centro de massa do volume de solo com secção triangular, o impulso I_{aw} estará aplicado no paramento a $1/3$ de h . Sugere-se, no entanto, seguir-se também para o procedimento $M2$ a prática corrente aplicada quando o procedimento $M1$ é adequado, que consiste em considerar a um terço da altura o impulso estático e a meia-altura o acréscimo de impulso sísmico (NP EN 1998-5, 2010).

7 – CONCLUSÕES

Recordou-se que a partir de determinado valor de inclinação crítica do paramento de uma estrutura de suporte, os métodos clássicos de cálculo dos impulsos activos deixam de ser válidos e que o assunto é especialmente relevante para valores elevados do ângulo de atrito solo-estrutura, da inclinação do terreno e do ângulo de inércia sísmico.

Procurou mostrar-se que é relativamente simples determinar directamente o impulso de terras actuante sobre uma estrutura de suporte quando no seu tardo se mobiliza um estado activo mesmo quando a inclinação do paramento é superior ao valor crítico. Propuseram-se, assim expressões de utilização simples, facilmente programáveis, para calcular estes impulsos.

Mostrou-se ainda que, no caso referido, a mobilização do atrito solo-estrutura deixa de ser completa, a isso estando associado uma acção mais gravosa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mem. Acad. Roy., 7, p. 38.
- Evangelista, A.; Scotto di Santolo, A.; Simonelli, A. L. (2010). *Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(11), pp. 1119–1128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.018>.
- Greco, V. R. (2001). *Active thrust on cantilever walls with short heel*. Canadian Geotechnical Journal, 38(2), pp. 401–409. <https://doi.org/10.1139/t00-094>.
- Guerra, N. (2023). *Nota sobre o cálculo de impulsos activos sísmicos*. Geotecnia, 159, pp. 67–80. https://doi.org/10.14195/2184-8394_159_4.

- Kim, W.-C.; Park, D.; Kim, B. (2010). *Development of a generalised formula for dynamic active earth pressure*. *Geotechnique*, 60(9), pp. 723–727. <https://doi.org/10.1680/geot.09.T.001>.
- Kloukinas, P.; Mylonakis, G. (2011). *Analysis of seismic earth pressures: some recent developments*. Proceedings of the ERTC-12 Workshop on evaluation of EC-8, XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece.
- Koseki, J.; Tatsuoka, F.; Munaf, Y.; Tateyama, M.; Kojima, K. (1998). *A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads*. *Soils and Foundations, Special Issue*, pp. 209–216. https://doi.org/10.3208/sandf.38.Special_209.
- Mononobe, N.; Matsuo, H. (1926). *On the determination of earth pressures during earthquakes*. Proceedings of the World Engineering Conference, volume 9, pp. 177–185. Em japonês; obra não consultada directamente.
- Müller-Breslau, H. (1906). *Erddruck auf Stützmauern*. Kroener, Stuttgart. Em alemão; obra não consultada directamente.
- NP EN 1998-5 (2010). *Eurocódigo 8, Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- Okabe, S. (1926). *General theory of earth pressure*. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 12(1), pp. 123–134. Em japonês; obra não consultada directamente.
- Santana, M. T.; Antão, A. N.; Vicente da Silva, M.; Guerra, N. M. C. (2010). *Determinação de impulsos sísmicos com recurso à implementação numérica do teorema cinemático*. V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Gramado, Brasil, 19-22 Agosto. Publicado em CD.
- Santana, T.; Antão, A.; Guerra, N.; Vicente da Silva, M. (2022). *Upper bounds for the three-dimensional seismic active earth pressure coefficients*. *Geotechnique Letters*, 13(1), pp. 1–10. <https://doi.org/10.1680/jgele.22.00096>.
- Santana, T.; Guerra, N. M. C.; Antão, A. N.; Vicente da Silva, M. (2013). *Three-dimensional seismic active earth pressure coefficients using upper bound numerical limit analysis: a few preliminary results*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Challenges and Innovations in Geotechnics, pp. 1579–1582, Paris. Presses des Ponts. <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/2/1579-1582.pdf>.
- Soubra, A. H.; Macuh, B. (2002). *Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach*. *Geotechnical Engineering*, 155(2), pp. 119–131. <https://doi.org/10.1680/geng.2002.155.2.119>.
- Watanabe, K.; Koseki, J.; Tateyama, M. (2011). *Seismic earth pressure exerted on retaining walls under a large seismic load*. *Soils and Foundations*, 51(3), pp. 379–394. <https://doi.org/10.3208/sandf.51.379>.



**TRANSFORMATIVE
ENGINEERING,
MANAGEMENT,
AND INNOVATION
DELIVERING RESULTS**



DF+ IS AN INTEGRATED ENGINEERING CONSULTING FIRM WITH OVER 25 YEARS OF EXPERIENCE IN THE SECTORS OF MINING, INFRASTRUCTURE, AGRIBUSINESS, AND INDUSTRIAL.

WE DEVELOP PROJECTS BASED ON CONSOLIDATED TECHNICAL SOLUTIONS THAT ENCOMPASS THE STATE OF THE ART IN DIGITAL ENGINEERING.



AV. BARÃO HOMEM DE MELO, 4554 - 5th floor
ESTORIL, BELO HORIZONTE/MG

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br

comercial@dfmais.eng.br





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

- Escavações e Contenções Periféricas
- Fundações Especiais
- Tratamento de Terrenos
- Reforço e Recalçamento de Fundações
- Contenção de Fachadas
- Túneis e Obras Subterrâneas
- Estabilidade de Taludes
- Estudos Geológicos e Geotécnicos
- Demolições

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

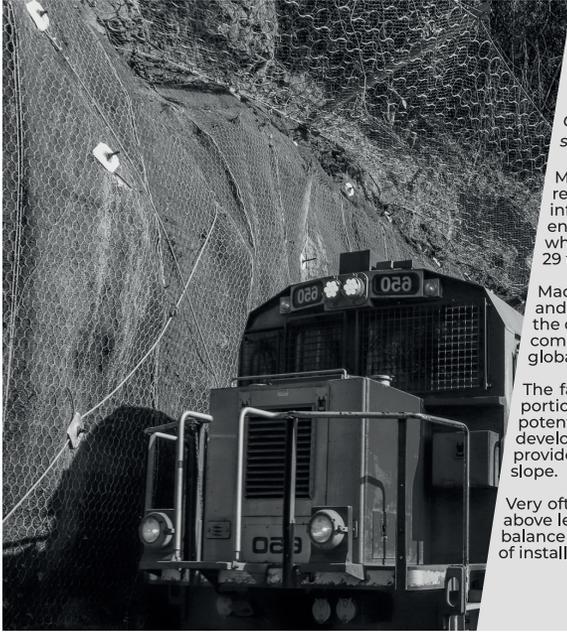
Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

Tel.: [+351] 210 505 150 / 51

Email: info@jetsj.com

www.linkedin.com/company/jetsj-geotecnia-lda/



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

Combining different systems to provide the most effective solution for rock faces and soil slopes.

Maccaferri RB Series of rockfall barriers is specifically designed to retain impacts of falling boulders, protecting people and infrastructure. Maccaferri rockfall barriers are available with energy absorption capacity starting from 35 kJ and up to 9,000 kJ, which is equivalent to the kinetic energy generated by a block of 29 tons falling at 90 km/h.

Maccaferri additionally developed numerous rockfall mitigation and erosion protection system to be implemented directly within the detachment zone. Among those, soil nailing is a technique that combines the use of steel anchors and facing systems to provide global and surficial stability to soil and weathered rocks.

The facing system plays a key role since it restrains the superficial portion of the slope which can mobilise between the anchors, potentially destabilizing the overall slope. Therefore, Maccaferri developed MacMat®, an innovative reinforced 3D geomat that provide surficial stabilization while promoting the revegetation of the slope.

Very often the use of combined solutions such as the two mentioned above leads to the best results. It also provides the most cost-effective balance between technical performance, risk, client value, ease/safety of installation and environmental benefits.



/maccaferri



/maccaferriatriz



@Maccaferri_BR



/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

MACCAFERRI



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16604, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

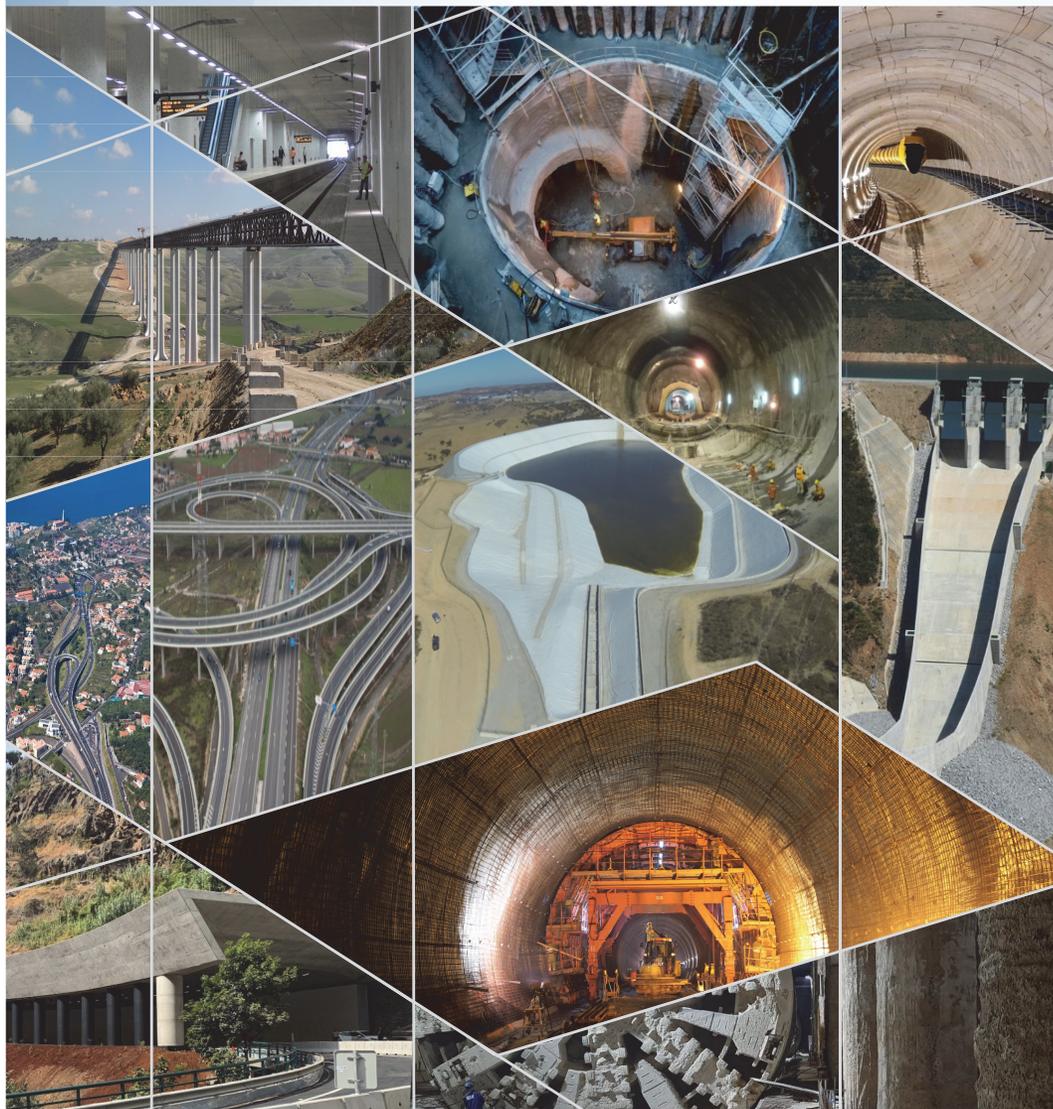
Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



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**
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

LICENCE NO. 24 - P18

 **TEIXEIRA DUARTE**
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL



Building a better world.
teixiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

Líder mundial em pesquisa, desenvolvimento, fabricação e comercialização de soluções em aço de alta resistência contra desastres naturais.

Leading research, development, manufacturing and supplying high tensile steel solutions against natural hazards.



Petropolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento Superficial |
Shallow landslides

Corridas detríticas |
Debris flow

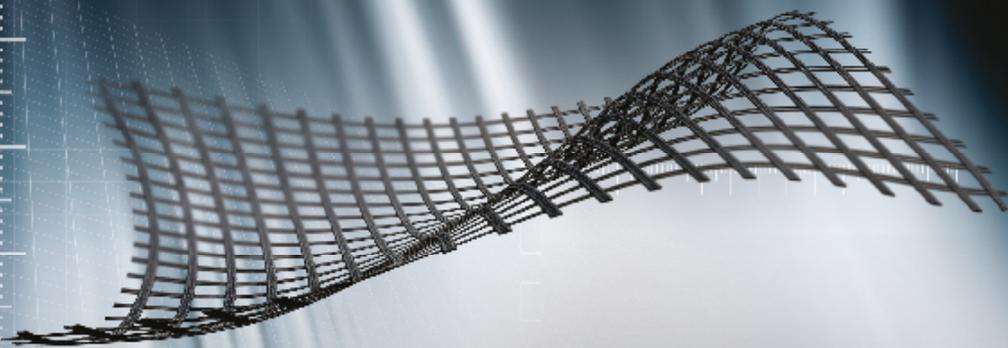
Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobrigg.com



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

Confira conteúdo exclusivo sobre aplicações com Geossintéticos em obras pelo mundo!

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br

www.linkedin.co/br/hueskerbrasil

Escaneie o código ou acesse o link abaixo para ter acesso ao HUB de conteúdo:



LEIA-ME!

The Best Solution!

Tecnilab Portugal, S.A. will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.

Tecnilab Portugal, S.A. is a professional Geotechnical engineering company and has a lot of experience as a professional group that mainly engages in measurement engineering in dam, subway(Metro), harbor, power plant, soft ground and structure construction.

WE ARE THE DISTRIBUTOR OF PORTUGAL OF ACE INSTRUMENT CO., LTD. IN KOREA.

ACE INSTRUMENT CO., LTD. is a company that obtains worldwide reputation for supplying high precision, high reliability products in all Geotechnical instruments, data logger and in-situ test equipments. Independently developed automatic monitoring system can be used anywhere in the world, including buildings, bridges, ground and any constructions.

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Sales company



Tecnilab Portugal, S.A.
A: Rua Gregorio Lopes, Lote 1512B 1449-041 Lisboa Portugal
T: +351 217 220 870 F: +351 217 264 550
www.tecnilab.pt

Manufacturer



ACE INSTRUMENT CO., LTD.
The first value in Geotechnical & Structural Instrumentation
A: 9, Dangjung-ro 27 beon-gil, Gunpo-si, Gyeonggi-do, Korea
T: +82 31 459 8753-7 F: +82 31 459 8758 E: acens@naver.com
www.aceinstrument.com

**GABIÃO BELGO.
 UMA ESCOLHA PARA
 ELEVAR A QUALIDADE
 DA SUA OBRA.**



A linha **Belgo GeoTech** traz ao mercado soluções em aço para aplicações geotécnicas. Entre os nossos produtos, disponibilizamos **gabiões, malhas talude, fibras de aço Dramix®, telas de fortificação, cordoalhas e barras helicoidais**. Mas também oferecemos suporte técnico qualificado para atender a todas as necessidades do seu projeto. **Aqui se faz geotecnia com a força do aço.**



Saiba mais em: belgogeotech.com.br



Belgo Bekaert Arames



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 <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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, 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 <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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, Eduardo Fortunato

9 Sensibilidade de modelo analítico de interação onda-solo marinho através de planeamento de experimentos

Sensitivity of analytical model of wave-seabed interaction through the design of experiments

João Paulo Quiuqui, António Alves

31 Tratamento por biocimentação para estabilização superficial de um talude real

Biocementation treatment to stabilize the surface of a real slope

Rafaela Cardoso, Mário Oliveira, Miguel Cruz, Isabel Gonzalez, Ana Teresa Rodrigues, Leslie Sapin, Annette Esnault-Fillet

47 Estudio experimental sobre la rotura de granos porosos bajo cargas aleatorias: propuesta de un criterio de rotura probabilístico

Experimental study on the breakage of porous grains under random loads: proposal for a probabilistic breakage criterion

Eliás Roces, Jose Estaire, Jesús González-Galindo

71 Análise estatística de dados e eventos relevantes para a piezometria da barragem da hidrelétrica Santo Antônio

Statistical analysis of data and relevant events for the piezometry of Santo Antônio hydroelectric dam

Katia Oliveira, Marcos Mendonça, Maria Cavalcanti

NOTA TÉCNICA

TECHNICAL NOTE

97 Cálculo directo de impulsos estáticos e sísmicos sobre estruturas de suporte com inclinação superior à crítica

Direct calculation of static and seismic earth pressures applied on retaining structures with inclination greater than the critical value

Nuno Guerra