151 março marzo march 2021



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica





N.º 151 – marco/marzo/march 2021

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

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2021-22)

André P. Assis (U. Brasília, Brasil) Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España) António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal) António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal) Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España) Daniel Dias (U. Grenoble, France) Diego Manzanal (U. P. Madrid, España) Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España) Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal) Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil) Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España) Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal) Eurípedes Vargas (PUC, 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) Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal) Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España) Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA) José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España) José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)

José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal) Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España) Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal) Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España) Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, España) Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal) Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil) Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil) Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España) Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal) Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal) Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España) 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) Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España) Tácio M.P. Campos (PUC, 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@lnec.pt http://www.spgeotecnia.pt

ABMS

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

SEMSIG

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

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribución gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG. Execução gráfica: Impressão na Digicreate em Portugal. Ejecución gráfica: Impresa por Digicreate en Portugal. ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 - Depósito Legal em Portugal: 214545/04

ÍNDICE *Contents*

151 março marzo march 2021

3	Editorial	António Gomes Correia
5	Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão Discontinuum models in three-dimensional hydromechanical analysis of the behaviour of concrete dam foundations	Nuno Monteiro Azevedo Maria Luísa Braga Farinha Magda Sá João Rocha de Almeida
33	Caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Taiaçupeba <i>Mineralogical, chemical and geotechnical</i> <i>characterization of sludge from Taiaçupeba</i> <i>water treatment plant</i>	Aline Roque Edy Lenin Tejeda Montalvan Maria Eugenia Gimenez Boscov
53	Fatores de segurança determinísticos em avaliação de estabilidade de barragens de rejeitos: uma reflexão Deterministic factors of safety for the evaluation of the stability of tailing dams: a reflection	António Viana da Fonseca António Fonseca Sebastião Oliveira
77	Estabilidade de taludes rochosos em rodovias: análise da compartimentação estrutural de maciços Stability of rock slopes on highways: analysis of mass structural compartmentation	Carolina Bitencourt de Britto Alberto Pio Fiori
89	Estudo do dimensionamento do bulbo ancorado de tirantes através da análise de ensaios de recebimento Anchor bond length design through the analysis of acceptance tests	Marcus Vinícius Lima Dias Romero César Gomes Thiago Bomjardim Porto
105	Frratum	

Editorial *António Gomes Correia* Editor da Revista Geotecnia

Como anunciado no número anterior, divulgamos agora o desenho que foi desenvolvido para a celebração do 50º aniversário da revista Geotecnia.

A importância desta data, relativamente a uma revista técnico-científica com 50 anos de vida, mantendo sempre uma publicação regular, é desafiante e digna de um número especial que agregue contribuições de personalidades das três sociedades / associações. Esta iniciativa foi imediatamente aceite pelos colegas convidados e reflectir-se-á num número significativo de contribuições abrangendo diferentes áreas da engenharia geotécnica e, quando aplicável, competências de carreira dos seus autores confrontando-as com o estado da arte e, se possível, concluindo com aperfeiçoamentos e desenvolvimentos previstos para o avanço do conhecimento no tema tratado. Os temas tratados, entre outros, cobrirão: barragens de aterro, barragens de rejeitos, obras subterrâneas - aproveitamentos hidroelétricos, estruturas de suporte, fundações, geotecnia na exploração de petróleo, geotermia, geotecnia nos transportes, túneis, taludes, inteligência artificial e data mining, métodos experimentais, métodos numéricos, regulamentação, rochas brandas, melhoramento de terrenos, geossintéticos, avanços na mecânica das rochas.

Esta edição especial marcará também uma nova fase de divulgação da revista, que será publicada pela Imprensa da Universidade de Coimbra, que permitirá a utilização da plataforma "Open Journal System" (OJS) e, sobretudo, o apoio na apresentação da proposta de indexação às principais agências internacionais.

A cerimónia do 50° aniversário está agendada para 5 e 6 de julho de 2021. Esta cerimónia, prevista para ser realizada à distância, contará com a presença de personalidades nacionais e internacionais e dos autores dos artigos, para além da atribuição dos prémios da revista Geotecnia.

Aproveitamos também a oportunidade para renovar os agradecimentos aos membros da Comissão Editorial em continuarem o apoio incondicional à revista Geotecnia para o próximo biénio (2021-2022). Esta Comissão Editorial é agora reforçada com novos membros cuja motivação é reforçar o crescimento da revista em termos de artigos, bem como no envolvimento como editores convidados em edições temáticas especiais, para além de alargar a divulgação da revista Geotecnia nos fóruns em que participam.

Conforme se anunció en el número anterior, damos a conocer en el presente el diseño desarrollado para la celebración del 50° aniversario de la revista Geotecnia.

La importancia de esta fecha, que se corresponde a los 50 años de vida de una revista técnicocientífica, manteniendo continuamente su publicación periódica, es desafiante y digna de un número especial que incorpore contribuciones de personalidades de las tres sociedades / asociaciones. Esta iniciativa fue inmediatamente aceptada por los colegas invitados y se verá reflejada en un importante número de aportaciones que abarcan diferentes áreas de la ingeniería geotécnica, desde la perspectiva de la trayectoria profesional de sus autores, en el marco del estado del arte y, eventualmente, concluyendo con mejoras y desarrollos previstos para el avance del conocimiento sobre cada tema tratado. Estos temas incluyen, entre otros, los siguientes: presas de materiales sueltos, presas de relaves, obras subterráneas - instalaciones hidroeléctricas, estructuras de contención, cimentaciones, geotecnia en exploración petrolera, geotermia, geotecnia del transporte, túneles, terraplenes, inteligencia artificial y minería de datos, métodos experimentales, métodos numéricos, normalización, rocas blandas, mejora de terrenos, geosintéticos y avances en mecánica de rocas.

Esta edición especial también marcará una nueva fase de difusión de la revista, que será publicada por la "Imprensa da Universidade de Coimbra", que permitirá el uso de la plataforma "Open Journal System" (OJS), y, sobre todo, servirá de apoyo para la presentación de la propuesta de indexación a los principales organismos internacionales.

La ceremonia del 50° aniversario está programada para los días 5 y 6 de julio de 2021. En esta ceremonia, que se realizará en formato telemático, participarán personalidades nacionales e internacionales y los autores de los artículos, y se atribuirán además los premios de la revista Geotecnia.

También aprovechamos para renovar nuestro agradecimiento a los miembros del Comité Editorial por continuar con su apoyo incondicional a la revista Geotecnia para el próximo bienio (2021-2022). Este Comité Editorial se refuerza ahora con nuevos miembros cuya motivación es reforzar el crecimiento de la revista en cuanto a artículos, así como con su implicación como editores invitados en ediciones temáticas especiales, además de ampliar la difusión de la revista Geotecnia en los foros en los que participan.

As announced in the previous issue we now announce the design that has been developed for the celebration of the 50th anniversary of the Geotecnia journal.

The importance of this date, regarding a technical-scientific journal with 50 years of life, always maintaining a regular publication, is challenging and worthy of a special issue that aggregates contributions from personalities of the three societies / associations. This initiative was immediately accepted by the invited colleagues and will be reflected in a significant number of contributions covering different areas of geotechnical engineering and, where applicable, career expertise skills of their authors confronting them with the state of the art and, if possible, concluding with improvements and developments planned for the advancement of knowledge on the subject addressed. The topics covered, among others, will cover: embankment dams, tailings dams, underground works - hydroelectric plants, support earth structures, foundations, geotechnics in oil exploration, geothermics, transport geotechnics, tunnels, slopes, artificial intelligence and data mining, experimental methods, numerical methods, regulations, soft rocks, land improvement, geosynthetics, advances in rock mechanics.

This special issue will also mark a new phase of outreach for the journal, which will be published by Coimbra University Press, which will allow the use of the platform "Open Journal System" (OJS) and, above all, support in the submission of indexing proposal to the main international Agencies.

A 50th anniversary ceremony is scheduled to take place July 5th and 6th, 2021. This ceremony, planned to be held remotely, will be attended by national and international personalities and by the authors of the articles, in addition to the awarding of the Geotecnia journal prizes.

We also take this opportunity to renew our appreciation to the members of the Editorial Board for their continued unconditional support to Geotecnia journal for the next biennium (2021-2022). This Editorial Board is now reinforced with new members whose motivation is to reinforce the growth of the journal in terms of articles, as well as in the involvement as guest editors in special thematic issues, in addition to broadening the dissemination of the Geotecnia journal in the forums in which they participate.

Prof. A. Gomes Correia EDITOR

MODELOS DESCONTÍNUOS NA ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO

Discontinuum models in three-dimensional hydromechanical analysis of the behaviour of concrete dam foundations

Nuno Monteiro Azevedo^a, Maria Luísa Braga Farinha^a, Magda Sá^b, João Rocha de Almeida^b

^a Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Barragens de Betão, Lisboa, Portugal.

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

RESUMO – Neste artigo apresenta-se a formulação e resultados da aplicação de dois modelos descontínuos tridimensionais que simulam a interação hidromecânica. Nestes modelos o comportamento mecânico é simulado de forma idêntica mas o comportamento hidráulico é simulado com duas abordagens diferentes. O primeiro modelo baseia-se numa formulação que admite o escoamento através de elementos planos de interface. O segundo modelo, que se propõe neste artigo, baseia-se numa discretização unidimensional, ocorrendo o escoamento através de elementos de canais. Os modelos hidromecânicos implementados no módulo computacional Parmac3D-Fflow são verificados e validados através de exemplos simples, e o modelo proposto é calibrado de modo a serem obtidos, com os dois modelos, os mesmos valores de pressão e de caudal. Foi desenvolvido um modelo hidromecânico de um conjunto barragem/fundação, tendo em consideração a existência de cortina de impermeabilização e de sistema de drenagem na fundação. Salientam-se as vantagens do modelo proposto no estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens.

SYNOPSIS – This paper presents the formulation and results of the application of two three-dimensional discontinuum models that simulate the hydromechanical interaction. In these models the mechanical behaviour is simulated in a similar way but the hydraulic behaviour is simulated using two different approaches. The first model is based on a formulation in which seepage takes place through two-dimensional interface elements. The second model, which is proposed in this paper, is based on a unidirectional discretization and a network of seepage channels. The hydromechanical models implemented in the computational module Parmac3D-Fflow are verified and validated using simple examples, and the model proposed is calibrated so that the same water pressures and discharges are obtained with both models. A hydromechanical model of a dam/foundation system was developed, taking into account the existence of a grout curtain and a drainage system within the dam foundation. The advantages of the model proposed in the study of the hydromechanical behaviour of dam foundations are highlighted.

Palavras Chave - fundações de barragens de betão, comportamento hidromecânico, modelação numérica tridimensional.

Keywords - concrete dam foundations, hydromechanical behaviour, three-dimensional numerical modelling.

E-mails: nazevedo@lnec.com (N. Azevedo), lbraga@lnec.com (L. Braga), mw.sa@campus.fct.unl.pt (M. Sá), jr@fct.unl.pt (J. Almeida)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8838-3760 (N. Azevedo), orcid.org/0000-0002-5375-8283 (L. Braga), orcid.org/0000-0002-4614-2675 (J. Almeida)

1 – INTRODUÇÃO

O maciço rochoso de fundação das barragens é um elemento crucial na segurança deste tipo de obras, pois a maioria das roturas de barragens de betão ocorreram devido a problemas no maciço de fundação. O comportamento desta zona da obra é influenciado pelo mecanismo de transferência de cargas do corpo da obra para o maciço rochoso. Em barragens de betão, as principais ações estáticas a considerar em situação de exploração normal são a pressão hidrostática e as variações de temperatura, sendo necessário analisar de forma acoplada a interação entre os comportamentos mecânico, hidráulico e térmico. Para esta análise é necessário desenvolver ferramentas numéricas que permitam analisar o maciço de fundação de barragens de betão de uma forma integrada, considerando a interação entre os diferentes tipos de comportamento.

O desenvolvimento de ferramentas numéricas que permitem análises acopladas é particularmente importante para avaliar a segurança de um elevado número de barragens de betão construídas no terceiro quartel do século 20, muitas das quais não cumprem as atuais recomendações, e para verificar se as barragens de betão que já ultrapassaram o seu tempo de vida útil (normalmente cerca de 50 anos) se mantêm operacionais. A manutenção da operacionalidade destas obras durante o maior período de tempo possível permite evitar a construção de novas barragens e assim minimizar despesas e impactos no ambiente. Estas ferramentas numéricas devem permitir também simular as previsíveis consequências da ocorrência de alterações climáticas, com grandes variações da temperatura e cheias com valores extremos, que podem afetar a operacionalidade das barragens de betão, projetadas, e em muitos casos reabilitadas, para condições climáticas estáveis observadas anteriormente. É essencial modelar de modo adequado não só as variações do nível da água na albufeira e das variações de temperatura no corpo da obra mas também a sua influência no comportamento hidromecânico da fundação, já que variações extremas destas ações podem conduzir a instabilidade ou/e a rotura global das obras. Assim, é essencial dispor de ferramentas numéricas que permitam representar de modo adequado não apenas as descontinuidades dos maciços rochosos, que constituem os principais caminhos de percolação de água, mas também as cortinas de impermeabilização e os sistemas de drenagem instalados na fundação das barragens, permitindo deste modo estudar o comportamento hidromecânico.

O uso de modelos tridimensionais (3D) é exigido na análise do comportamento e da estabilidade de barragens abóbada. Este tipo de modelos é também requerido na análise numérica de barragens gravidade que variem em altura ao longo do seu eixo e em obras em que as condições geotécnicas não sejam uniformes (Bustamante e Radisic 2006; Lombardi 2007). No entanto, não estão disponíveis ferramentas numéricas em 3D que permitam resolver de uma forma integrada a análise hidromecânica, simulando adequadamente as características específicas das fundações de barragens, e permitindo fazer a subsequente análise de estabilidade para ações estáticas e dinâmicas (Lemos, 2011). Tradicionalmente, as pressões da água consideradas no projeto são impostas nas descontinuidades do maciço rochoso de fundação. É possível obter uma distribuição de pressões mais realista usando um modelo da fundação baseado em meio contínuo para fazer uma análise hidráulica (Farinha et al., 2011), e depois ter em consideração as pressões obtidas no modelo mecânico descontínuo, que é utilizado para realizar as análises de estabilidade (Farinha et al., 2012). Simulações mais realistas requerem a análise do comportamento hidromecânico de forma integrada, sendo assim necessário desenvolver modelos hidromecânicos 3D robustos, que permitam representar adequadamente as particularidades das fundações de barragens de betão, nomeadamente cortinas de impermeabilização e sistemas de drenagem.

No campo da engenharia de barragens foram apresentados por diferentes autores, nos anos 80 do século passado, diferentes modelos de elementos finitos 3D que permitiam analisar de modo acoplado o comportamento hidromecânico do maciço rochoso de fundação, desenvolvidos com base no primeiro método de análise hidromecânica totalmente acoplado, em 2D (Noorishad et al. 1982). Estes modelos em 3D recorriam ao método dos elementos finitos e foram usados em

estudos de investigação para analisar a influência da inclinação da cortina de impermeabilização nas tensões e deformações de uma grande barragem abóbada (Gell, 1983), para evidenciar a importância de considerar as forças devidas ao escoamento pelas descontinuidades do maciço na interação barragem/fundação e nas análises de estabilidade de barragens abóbada (Wittke e Gell, 1984, Gell e Wittke, 1986, Erban e Gell, 1988) e para análise do comportamento hidromecânico de barragens de betão (Gomes de Mendonça, 1989). O modelo de elementos finitos 3D, totalmente acoplado, apresentado por Sun (1994) recorria à teoria da poroelasticidade para simular a deformabilidade da matriz rochosa e o escoamento no meio poroso e representava o escoamento nas descontinuidades através da "lei cúbica" em regime laminar, mas considerava apenas comportamento mecânico linear e requeria uma grande capacidade de memória computacional, mesmo para problemas muito simples, uma vez que utilizava uma técnica numérica implícita (a matriz global do modelo hidromecânico continha graus de liberdade do modelo mecânico e do modelo hidromecânico explícito desenvolvido por Damjanac (1996) como uma extensão para o programa computacional 3DEC, baseado em elementos discretos, evitava a necessidade de formar matrizes de grande dimensão.

Contudo, como referido por Rutqvist e Stephansson (2003), a maior parte da investigação e desenvolvimento sobre a interação hidromecânica em maciços rochosos fraturados e a maioria das aplicações de análises hidromecânicas acopladas têm sido dirigidas para a exploração de gás e de petróleo, investigações no âmbito da extração de energia geotérmica, e estudos de comportamento de cavernas subterrâneas para depósito de resíduos nucleares. Jing (2003) salienta que os efeitos hidromecânicos da interseção de descontinuidades são aspetos difíceis ainda por resolver, especialmente em 3D. Assim, é necessário desenvolver e/ou incorporar no domínio da engenharia de fundação de barragens modelos de outras áreas científicas que permitam interpretar adequadamente o comportamento das fundações de barragens (e.g. Yan e Zheng, 2017, Yan et al., 2018).

Neste trabalho, após a descrição da formulação, apresentam-se os resultados da aplicação de dois modelos hidráulicos diferentes implementados num módulo computacional hidromecânico tridimensional, Parmac3D-Fflow, que foi inicialmente desenvolvido para o estudo da fratura em betão (Azevedo, 2003). A versão 2D do mesmo módulo computacional tem sido utilizada para fazer análises estáticas e dinâmicas de barragens gravidade (Farinha et al., 2017). É de referir que um modelo hidromecânico semelhante foi apresentado por Lisjak et al. (2017), em que se assume que o escoamento ocorre pela mesma malha triangular usada nos cálculos mecânicos, e é explicitamente resolvido com base na aproximação da lei cúbica do escoamento (Snow, 1965).

Neste trabalho utilizam-se modelos que simulam apenas o escoamento que ocorre pelas descontinuidades ou pelas interfaces. Para simular o escoamento em domínios 3D adota-se o modelo hidráulico baseado numa tecnologia de elementos finitos de junta apresentado por Yan e Zheng (2017), em que se consideram escoamentos bi-dimensionais, e propõe-se um modelo hidráulico unidimensional para simular escoamentos bidimensionais, que se entende ter uma maior aplicabilidade, pois é um modelo computacionalmente mais simples. Foram comparados os resultados obtidos em cálculos hidráulicos e hidromecânicos usando as duas formulações e o modelo proposto é calibrado de modo a serem obtidos, com os dois modelos, os mesmos valores de pressão e de caudal. Na sequência do trabalho apresentado por Farinha et al. (2018) foi desenvolvido um modelo hidromecânico de um conjunto barragem/fundação, tendo em consideração a existência de cortina de impermeabilização e de sistema de drenagem na fundação. Conclui-se que, através da calibração dos parâmetros hidráulicos, é possível aplicar os modelos hidráulicos descontínuos usados neste trabalho para modelar meios contínuos e para modelar o comportamento hidromecânico tridimensional do maciço rochoso de uma barragem de betão.

2 – FORMULAÇÃO

2.1 – Modelo mecânico

O modelo mecânico implementado no módulo computacional Parmac3D-FFlow, é um modelo de natureza discreta que se baseia no método das diferenças centrais (Underwood, 1983; Azevedo, 2003). O domínio, que inclui a barragem e o maciço rochoso de fundação, é dividido num conjunto de blocos e é necessário garantir que a interação entre os blocos é sempre face-face. As superfícies de contacto entre os blocos adjacentes são perfeitamente compatíveis e as interfaces podem deslizar e ter movimentos de abertura. Tal como na versão bidimensional (Azevedo e Farinha, 2015), este modelo possibilita a consideração da deformabilidade de cada bloco pertencente ao seu domínio, através de uma discretização interna com uma malha de elementos tetraédricos. Para um dado ponto nodal, as equações do movimento são dadas por:

$$m \ddot{u}_i(t) + c \dot{u}_i(t) = F_i(t) + m g_i$$
 (1)

em que, $\dot{u}_i(t)$ é a velocidade, $\ddot{u}_i(t)$ é a aceleração, c é a constante de amortecimento, proporcional à velocidade, m é a massa nodal, g_i é aceleração da gravidade e $F_i(t)$ são as forças nodais a atuar num dado instante, definidas por três termos:

$$F_i(t) = F_i^e(t) + F_i^c(t) + F_i^1(t)$$
(2)

onde $F_i^e(t)$ são as forças externas aplicadas no ponto nodal, $F_i^c(t)$ são as forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos que só existem nos pontos nodais na fronteira do bloco, e $F_i^1(t)$ são as forças internas devidas à deformação dos elementos finitos planos associados (Lemos e Cundall, 1999). A integração da equação 1 é realizada com base no método das diferenças centrais, que é condicionalmente estável. A definição do passo de cálculo e o esquema de solução a adotar quando se requer apenas a solução estática do problema podem ser encontrados em Underwood (1983) e Azevedo (2003).

A Figura 1 apresenta o ciclo de cálculo do modelo mecânico adotado. A interação entre os blocos é realizada através de elementos finitos de interface, que são adequados para análises em pequenos deslocamentos (Goodman et al., 1968 e Hohberg, 1992). Estudos apresentados por Azevedo e Farinha (2015) mostram que é válida a hipótese dos pequenos deslocamentos na análise do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão e em análises de estabilidade sob ações estáticas. Em estudos em que se verifique que é necessário considerar grandes deslocamentos é possível realizar os cálculos adotando, por exemplo, o algoritmo híbrido proposto por Azevedo e Farinha (2015).



Fig. 1 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico.

A adoção de elementos finitos de interface requer que as malhas de elementos finitos de cada bloco sejam compatíveis, isto é, que as discretizações ao longo das faces dos blocos em contacto sejam iguais, de modo a garantir que as interações são do tipo face triangular/face triangular. Em modelos bidimensionais esta compatibilização é relativamente simples (Azevedo e Farinha, 2015). Em modelos tridimensionais este procedimento é muito mais complexo. Este algoritmo ainda está em desenvolvimento e por esse motivo a malha do modelo barragem/fundação que se apresenta no exemplo de aplicação é uma malha regular, de modo a garantir-se uma compatibilidade perfeita.

Dado existir uma perfeita compatibilidade do campo de deslocamentos ao longo das interfaces, obtém-se uma distribuição mais rigorosa do campo de tensões ao longo das mesmas, quando comparado com formulações baseadas no método dos elementos discretos (Lemos, 2011). Na Figura 2 encontra-se representada a interação entre dois blocos tetraédricos e o respetivo elemento de interface. Os pontos de integração coincidem com os pontos nodais. Tal como na formulação em 2D, o elemento de junta possibilita uma descontinuidade no campo de deslocamentos, tendo por base uma relação direta entre tensões e deslocamentos. Em cada ponto de integração do elemento de junta, as tensões nos eixos locais são dadas por:

$$\sigma_n(t + \Delta t) = \sigma_n(t) + k_n \,\Delta u_n(t) \tag{3}$$

$$\tau_s(t + \Delta t) = \tau_s(t) + k_s \,\Delta u_s(t) \tag{4}$$

onde $\sigma_n(t) \in \tau_s(t)$ são os valores de tensão normal e tensão de corte no instante atual; $\sigma_n(t + \Delta t)$ e $\tau_s(t + \Delta t)$ são as estimativas elásticas dos valores de tensão normal e de corte no instante a seguir; $\Delta u_n(t) \in \Delta u_s(t)$ são os incrementos de deslocamento na direção normal e na direção tangencial da junta, definidos com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a junta; $k_n \in k_s$ são os valores de rigidez normal e tangencial, associados ao elemento de junta. Com base na estimativa de tensões adota-se o modelo constitutivo da junta e corrigem-se os valores previstos, caso seja necessário. Os pontos de integração coincidem com a posição dos nós do elemento de junta no plano médio, cujas coordenadas são dadas pela média das coordenadas dos pontos nodais dos elementos planos triangulares de cada lado da junta.



Fig. 2 – Modelo de elemento de interface mecânico.

2.2 – Modelo hidráulico

No estudo que aqui se apresenta, o modelo hidráulico sobrepõe-se ao modelo mecânico e são utilizadas duas formulações hidráulicas diferentes para simular o escoamento em domínios tridimensionais. Na primeira formulação, baseada no modelo proposto por Yan e Zheng (2017), admite-se que o escoamento se processa ao longo das interfaces bidimensionais do domínio (Fig. 3a), designadas neste trabalho por interface de escoamento (IE) ou interface hidráulica. Na segunda formulação, que se propõe neste trabalho, utiliza-se um modelo de escoamento bidimensional baseado numa discretização unidimensional (1D) com canais de escoamento, localizados nas arestas das interfaces triangulares (Fig. 3b). Cada um dos canais de escoamento é designado por pseudo-canal de escoamento (PCE). Esta formulação é uma extensão para 3D do

modelo hidromecânico 2D apresentado por Azevedo e Farinha (2015) para análise de fundações de barragens gravidade, que é baseada numa formulação numérica robusta de escoamento unidirecional similar ao modelo discreto adotado no programa computacional UDEC (Itasca, 2004). Admite-se que o escoamento ocorre apenas pelos elementos de interface.



a) Elementos triangulares de interface (adaptado de Yan e Zheng, 2017)

b) Elementos de canais de escoamento

Fig. 3 – Elementos triangulares de interface e elementos de canais de escoamento.

A formulação hidráulica de escoamento utilizando interfaces bidimensionais (IE) é baseada no modelo proposto por Yan e Zheng (2017) para o estudo da fracturação hidráulica em modelos tridimensionais. Este modelo é similar ao modelo proposto por Azevedo e Farinha (2015) em interfaces unidimensionais para a análise hidromecânica de fundações de barragens e por Yan et al. (2016) para a análise de fracturação hidráulica em modelos bidimensionais.

Os elementos de interface triangulares hidráulicos são definidos com base nos elementos de junta triangular, e cada nó hidráulico (H), representa também os respetivos nós adjacentes do domínio mecânico, que no início da simulação apresentam as mesmas coordenadas. À medida que o cálculo hidromecânico se desenvolve, as coordenadas de cada nó hidráulico são dadas pela média das coordenadas dos grupos de nós associados do modelo mecânico.

No cálculo do caudal em cada elemento de interface triangular hidráulico (q_i) , adota-se a hipótese simplificativa de escoamento laminar entre placas paralelas (Louis, 1969; Louis e Maini, 1970; Snow, 1965):

$$q_i = -\frac{1}{12 v_k} g \ a_{h.IE}^3 \frac{\partial H_{IE}}{\partial x_i} = -k_{IE} \ \frac{\partial H_{IE}}{\partial x_i}$$
(5)

em que q_i é o caudal na direção local *i*, *g* é a aceleração da gravidade, v_k é a viscosidade cinemática do fluido, ρ_w é a massa volúmica do fluido, μ é a viscosidade dinâmica do fluido que se relaciona com a viscosidade cinemática do fluido por $\mu = v_k \rho_w$, H_{IE} é a carga hidráulica total na interface triangular hidráulica dada por:

$$H_{IE} = \left(\frac{P}{\rho_w g} + z\right) \tag{6}$$

em que P e z são a pressão do fluido e a cota, desprezando-se assim a contribuição do termo dinâmico associado à velocidade do escoamento no cálculo da carga hidráulica. Na hipótese da carga hidráulica em cada elemento de interface hidráulico apresentar uma distribuição linear, o gradiente da carga hidráulica em cada ponto da superfície triangular é constante. Assim, a partir do

pressuposto anterior e tendo por base o teorema da divergência, o gradiente da carga hidráulica é dado por:

$$\frac{\partial H_{IE}}{\partial x_i} = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial H_{IE}}{\partial x_i} d_A = \frac{1}{A} \int_S H_{IE} n_i d_s = \frac{1}{A} \sum_{m=1}^3 \overline{H}_{IE}^m n_i^m L^m$$
(7)

m que *m* representa uma aresta do elemento triangular, n_i^m é a normal da aresta *m* na direção local *i*, L^m é o comprimento da aresta *m* e \overline{H}_{IE}^m é a carga hidráulica da aresta *m*, dada pela média dos nós hidráulicos associados. O caudal numa dada direção do elemento triangular hidráulico pode então ser definido através de:

$$q_{i} = -k_{IE} \frac{1}{A} \sum_{m=1}^{3} \overline{H}_{IE}^{m} n_{i}^{m} L^{m}$$
(8)

Conhecendo o caudal associado ao elemento triangular, o caudal escoado por uma dada aresta (Q^m) é dado por:

$$Q^m = q_x n_x^m L^m + q_y n_y^m L^m \tag{9}$$

em que $q_x e q_y$ representam o caudal associado às direções locais x, y. O caudal associado ao nó *i* do elemento triangular (Q_{IE_i}) é definido em função da média dos caudais das arestas associadas. Em cada nó hidráulico (NH) somam-se os caudais que percorrem as IE confluentes nesse NH (Q_{NH}) com base em:

$$Q_{NH}(t) = \sum_{i=1}^{n} Q_{IE_i}(t)$$
(10)

Como já referido, em modelos tridimensionais a compatibilização entre o modelo mecânico e o modelo hidráulico apresenta um grau de dificuldade elevado. Por este motivo, propõe-se neste trabalho um modelo de escoamento bidimensional baseado numa discretização unidimensional com canais de escoamento (PCE). Esta representação discreta de um meio bidimensional é uma aproximação do meio, e é similar à aproximação adotada quando se aplica o método de grelha ou o método dos elementos discretos com partículas à modelação de um meio contínuo (Azevedo, 2003). Este modelo apresenta ainda a vantagem de poder ser adotado de forma direta na modelação da fratura hidráulica em modelos de partículas (Azevedo et al., 2015).

No modelo PCE proposto, o caudal é dado por (Bear, 1988):

$$Q_{PCE} = \frac{1}{12 \nu_k} g \ a_{h.PCE}^3 \frac{\Delta H_{PCE}}{L} = \frac{1}{12 \mu} \ a_{h.PCE}^3 \ \rho_w \ g \ \frac{\Delta H_{PCE}}{L} = k_{PCE.i} \ \rho_w \ g \ \Delta H_{PCE}$$
(11)

em que g é a aceleração da gravidade, v_k é a viscosidade cinemática do fluido, L é o comprimento do PCE, ρ_w é a massa volúmica do fluido, μ é a viscosidade dinâmica do fluido que se relaciona com a viscosidade cinemática do fluido por $\mu = v_k \rho_w$, $k_{PCE,i}$ é a permeabilidade do PCE e ΔH_{PCE} é a perda de carga entre as duas extremidades da descontinuidade, dada por:

$$\Delta H_{PCE} = \left(\frac{P_2}{\rho_w g} + z_2\right) - \left(\frac{P_1}{\rho_w g} + z_1\right)$$
(12)

Na equação anterior P_i e z_i são a pressão e a cota na extremidade *i* do pseudo-canal de escoamento, respetivamente. Tal como no modelo que utiliza IE, despreza-se, no cálculo da perda de carga, a contribuição do termo dinâmico associado à velocidade do escoamento.

Nesta abordagem é necessário definir a largura do PCE (w) associada à aresta de cada interface de escoamento (IE). Numa primeira fase, esta largura w é calculada para os pseudocanais de escoamento (PCE), de modo a que a área total destes pseudo-canais seja igual à área da interface hidráulica:

$$w = \frac{A}{L_0 + L_1 + L_2}$$
(13)

onde L_i representa o comprimento de cada aresta da IH e A representa a área da IH. É assim necessário calcular uma pseudo-largura w para cada elemento de interface triangular.

No modelo com IE e no modelo com PCE, a variação de pressão no nó hidráulico (NH) para um fluido compressível depende do valor dos caudais confluentes e da variação de volume hidráulico associado ao NH:

$$\Delta P_{NH}(t) = \frac{K_w}{V_{NH}(t)} \left(Q_{NH}(t) \,\Delta t + \Delta V_{NH}(t) \right) \tag{14}$$

em que $\Delta P_{NH}(t)$ é a variação de pressão no NH, K_w é o módulo de deformabilidade volumétrica do fluido, $\Delta V_{NH}(t)$ é a variação de volume associado ao NH entre dois passos consecutivos e Δt é o passo de cálculo adotado no domínio hidráulico. Desde que se considere apenas o escoamento em regime permanente, a variação de volume entre dois passos consecutivos pode ser desprezada. A pressão no instante subsequente é então dada por:

$$P_{NH}(t + \Delta t) = P_{NH}(t) + \frac{K_w}{V_{NH}(t)} Q_{NH}(t) \,\Delta t$$
(15)

Em ambos os modelos hidráulicos é necessário começar por definir a abertura hidráulica (a_h) associada a cada nó hidráulico. Dado que cada IE coincide com o elemento de junta do modelo mecânico, o valor do deslocamento normal da junta (u_n) nos pontos de integração, coincidentes com os pontos nodais (pontos de Lobatto) é conhecido em cada nó mecânico. Da mesma forma no modelo PCE, as extremidades do PCE coincidem com os pontos de integração do modelo mecânico. Dado que cada PCE está associado a um elemento de junta com dois pontos de integração em cada extremidade, a abertura média do canal de escoamento é dada em função das aberturas hidráulicas calculadas em cada extremidade:

$$a_{h.PCE} = \frac{a_{h.1} + a_{h.2}}{2} \tag{16}$$

A abertura hidráulica associada a cada ponto de integração é obtida em função da abertura mecânica, do deslocamento normal da junta (u_n) , e de três parâmetros $(a_0, a_{min} e a_{max})$, seguindose o esquema adotado no programa computacional UDEC (Itasca, 2004):

$$a_{h} = \begin{cases} a_{min} & se & u_{n} + a_{0} < a_{min} \\ u_{n} + a_{0} & se & a_{min} \le u_{n} + a_{0} \le a_{max} \\ a_{max} & se & u_{n} + a_{0} > a_{max} \end{cases}$$
(17)

Como se observa na Figura 4, a_0 é o valor da abertura hidráulica quando a abertura mecânica é nula, o que representa a abertura da descontinuidade com tensão normal nula. Quando a descontinuidade é submetida a compressões significativas, a abertura hidráulica diminui até um valor minímo, a_{min} . Considera-se ainda a existência dum valor de abertura hidráulica máxima, a_{max} , que limita o valor do caudal que percorre a descontinuidade, de modo a limitar a permeabilidade máxima das juntas.



Fig. 4 – Abertura hidráulica.

Os dois modelos hidráulicos apresentados que se utilizam neste trabalho permitem o cálculo das situações de escoamento confinado e de escoamento com superfície livre. No escoamento em maciços rochosos não se observam pressões negativas, pelo que no modelo de cálculo apresentado é necessário incluir artifícios numéricos que garantam que os valores de pressão obtidos são maiores ou iguais a zero. Assim, se forem determinadas pressões negativas durante o processo de cálculo, estas são imediatamente igualadas a zero.

No modelo com PCE é ainda incluído um segundo artificio (Bretas et al., 2013) de modo a garantir que a solução de escoamento converge para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas, adotando-se um esquema que reduz progressivamente o caudal num dado PCE, nos casos em que o escoamento no PCE se estabelece essencialmente devido à ação da gravidade. No modelo com IE adota-se um esquema similar introduzindo-se o conceito de saturação do NH. Assim, num dado instante a saturação de um NH é dada por:

$$s = s_0 + Q_{NH} \frac{\Delta t}{V_{NH}(t)} - \frac{\Delta t}{V_{NH,m}(t)}$$
(18)

em que $V_{NH,m}(t)$ é a média dos volumes do NH no instante atual e no instante imediatamente anterior. Se no instante atual a saturação do NH é negativa, então o valor da pressão do NH não é alterado. Se o valor da saturação é maior que 1, o valor de saturação toma o valor unitário. O caudal no IE é afetado por um coeficiente de redução (f_{red}), que depende do valor da saturação média do IE (\bar{s}), dado pela média das saturações de cada NH da interface (s_0, s_1, s_2):

$$f_{red} = \overline{s}^2 \ (3 - 2 \ \overline{s}) \tag{19}$$

$$\overline{s} = \frac{(s_0 + s_1 + s_2)}{3}$$
(20)

2.2.1 – Estabilidade numérica do modelo hidráulico

De modo a garantir a estabilidade numérica do algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais, é necessário determinar o passo de cálculo crítico dos modelos hidráulicos. No modelo que utiliza IE, em cada NH o passo de cálculo limite é condicionado pelo volume do NH e pela permeabilidade dos canais de escoamento convergentes nesse NH. No modelo que utiliza PCE é necessário ter também em consideração o comprimento dos PCE. Assim:

$$\Delta_{t.NH} = \begin{cases} \frac{V_{NH.IE}}{k_w \sum_{nIE} \frac{a_{h.IE}^3}{12 v_k}} & , IE \\ \frac{V_{NH.PCE}}{k_w \sum_{n_{PCE}} \frac{a_{h.PCE}^3 1}{12 v_k} \frac{1}{L}} & , PCE \end{cases}$$
(21)

em que $V_{NH,IE}$ é o volume associado ao NH, dado pela soma de um terço do volume associado ao total de interfaces hidráulicas convergentes no NH (n_{IE}), $V_{NH,PCE}$ é o volume associado ao NH, dado pela soma de metade do volume associado ao total de pseudo-canais de escoamento convergentes no NH n_{PCE} . O passo de cálculo crítico do domínio hidráulico é o mínimo dos passos de cálculo limite associados a cada NH, ou seja:

$$\Delta_t = \min(\Delta_{t.NH})_{\Omega} \tag{22}$$

Para a análise de escoamento em regime permanente, os volumes associados a cada NH podem ser escalados a partir do passo de cálculo crítico, de modo a acelerar a convergência. Neste caso opta-se, tal como no modelo mecânico (Azevedo, 2003), por escalar os volumes de cada NH assumindo um passo de cálculo unitário. Os volumes fictícios associados a cada NH, $V_{fic.NH}$, são então dados por:

$$V_{fic.NH} = \begin{cases} k_{w} \sum_{nIE} \frac{a_{h.IE}^{3}}{12 v_{k}} &, IE \\ k_{w} \sum_{n_{PCE}} \frac{a_{h.PCE}^{3}}{12 v_{k}} \frac{1}{L} &, PCE \end{cases}$$
(23)

2.2.2 – Modelação da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem

A modelação da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem segue os princípios adotados no modelo hidráulico bidimensional (Azevedo e Farinha, 2015; Farinha et al., 2017). Assim, tendo por base a localização da cortina de impermeabilização, identificam-se as IE ou os PCE que existem nessa zona, reduzindo-se a permeabilidade dos mesmos para valores cerca de dez vezes menores do que a permeabilidade dos elementos que representam o maciço rochoso de fundação envolvente.

Com base na localização do sistema de drenagem identificam-se os NH coincidentes com o sistema, impondo-se nestes NH do modelo numérico o valor de pressão em altura desejado, usualmente o valor médio observado em obra.

2.3 - Modelo hidromecânico

O módulo computacional Parmac3D-Fflow permite correr independentemente o modelo mecânico e o modelo hidráulico ou correr o modelo hidromecânico, que resulta do acoplamento sequencial do modelo mecânico com o modelo hidráulico. Simplificadamente adota-se, tal como

em 2D, um passo de cálculo comum no domínio mecânico e no domínio hidráulico, igual ao menor dos passos de cálculo de cada domínio (Azevedo e Farinha, 2015, Farinha et al. 2017). Nas análises em que se admite que o escoamento ocorre em regime permanente e se pretende obter apenas a solução estática do modelo mecânico, adota-se um passo de cálculo unitário nos dois domínios. Os volumes hidráulicos associados aos nós hidráulicos e as massas associadas aos pontos nodais do modelo mecânico são escalados admitindo um passo de cálculo unitário de modo a ser garantida a estabilidade numérica. A Figura 5 representa esquematicamente o ciclo de cálculo do modelo hidromecânico, que evolui ao longo do tempo através da interação dos dois modelos, num acoplamento simples e sequencial: calculam-se as aberturas hidráulicas (a_b) tendo em conta os deslocamentos normais das descontinuidades obtidas no modelo mecânico (u_n) e, de seguida, as pressões de água calculadas no modelo hidráulico $(P_{NH}^{(t+\Delta t)})$ são usadas no modelo mecânico pois são consideradas no cálculo das forças internas das descontinuidades $(F_{int}^{(t+\Delta t)})$. No modelo mecânico, estas forças internas correspondem a tensões efetivas, o que permite calcular as novas aberturas mecânicas. No módulo computacional Parmac3D-Fflow há uma sobreposição perfeita entre o modelo mecânico e o modelo hidráulico, uma vez que os pontos nodais do modelo mecânico estão na mesma posição dos pontos nodais do modelo hidráulico, o que facilita a definição de condições de fronteira e otimiza a transferência de informação entre os dois domínios.



Fig. 5 – Ciclo de cálculo do modelo hidromecânico.

3 - VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO HIDROMECÂNICO

3.1 - Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

O primeiro exemplo de verificação do efeito hidromecânico envolve uma zona de um maciço rochoso em que se admite que o escoamento se processa ao longo de uma descontinuidade horizontal. O modelo consiste num sistema de seis blocos impermeáveis, separados por uma descontinuidade horizontal por onde ocorre o escoamento, e por duas descontinuidades verticais



Fig. 6 – Geometria do modelo de análise do escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal.

impermeáveis (Figura 6). Compararam-se os resultados obtidos com os dois modelos de escoamento (escoamento através dos elementos de interface triangulares ou através dos pseudocanais de escoamento) e considerando diferentes valores de permeabilidade.

No modelo apresentado admitiu-se que os blocos têm comportamento elástico linear, com as propriedades indicadas no Quadro 1. Nas descontinuidades considerou-se a rigidez normal (k_n) igual a 20 GPa/m e a rigidez tangencial (k_s) igual a 8 GPa/m. Na descontinuidade horizontal admitiu-se uma abertura hidráulica inicial (a_0) de 0,834x10⁻⁴ m, a_{min} igual a $a_0/3$ e a_{max} igual a 10x a_0 . A permeabilidade inicial considerada é de 0,83x10⁸ MPa⁻¹s⁻¹. Em todos os cálculos que se apresentam neste trabalho considera-se que o módulo de deformabilidade volumétrica da água é 2,2 GPa. As condições de fronteira impostas foram: i) deslocamento nulo em todas as direções na face inferior dos blocos 1,3 e 5, ii) deslocamento nulo nas direções x e z e rotações nulas em todos os nós do modelo iii) pressão de água imposta de 25 MPa na face exterior vertical esquerda e 5 MPa na face exterior vertical direita, e iv) caudal nulo na interseção da junta horizontal com as faces perpendiculares ao eixo z. As malhas dos modelos numéricos adotados (modelo mecânico e modelos hidráulicos) encontram-se apresentadas na Figura 7 e as características das malhas estão indicadas no Quadro 2.

Quadro 1 – Propriedades mecânicas dos blocos.

Propriedades	Módulo de elasticidade	Coeficiente de	Massa volúmica
mecânicas	E (GPa)	Poisson v (-)	ρ (kg/m ³)
Maciço rochoso	20	0,2	2400

A análise foi efetuada em quatro fases, tendo-se considerado um modelo diferente para cada fase. Primeiro assumiu-se apenas o peso próprio como carga aplicada e admitiu-se que o valor da permeabilidade se mantém constante ao longo dos canais/interfaces de escoamento. O segundo e o terceiro modelos diferem do primeiro no sentido em que é considerada uma mudança no valor de permeabilidade por baixo do bloco 4, tendo sido considerado respetivamente, o dobro e metade do valor adotado anteriormente. No quarto modelo considerou-se a variação do peso do bloco 4, mediante um agravamento artificial da aceleração gravítica, cujos valores foram de 12500 m/s², 25000 m/s² e 50000 m/s², mantendo-se a permeabilidade constante.

A Figura 8 apresenta os valores de pressão de água ao longo da junta horizontal, para o primeiro, segundo e terceiro modelos, considerando os dois tipos de elementos de escoamento. No modelo 1 a pressão da água diminui linearmente ao longo da descontinuidade enquanto que nos modelos 2 e 3 a diminuição de pressão é linear por troços, devido à alteração do fator de permeabilidade adotado para o troço central da descontinuidade horizontal. Ao ser considerado o dobro ou metade do fator de permeabilidade no troço central o decréscimo da pressão é menor ou maior nesse troço, respetivamente. Verifica-se que se obtêm os mesmos resultados com os dois elementos diferentes que simulam o escoamento.



a) Modelo mecânico

b) Modelo hidráulico (IE e PCE)



Elementos tetraédricos	2487
Pontos nodais	925
Nós hidráulicos	152
Elementos de canais de escoamento	738
Elementos de interface	246

Quadro 2 – Sistema de seis blocos: características dos modelos numéricos.



Fig. 8 – Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal (modelos 1, 2 e 3).

De forma a analisar a influência de um eventual acréscimo de carga vertical sobre o bloco 4, aplicou-se no modelo 4 um carregamento de peso variável e manteve-se uma permeabilidade constante ao longo da descontinuidade horizontal. Este acréscimo de carga tem como consequência uma diminuição da abertura mecânica do troço central da descontinuidade horizontal que, por sua vez, origina uma diminuição da abertura hidráulica desse troço causando também uma redução da permeabilidade. Esta redução implica um aumento de pressão da água escoada. Conclui-se assim, que a pressão é diretamente proporcional à carga imposta, isto é, quanto maior for a carga vertical aplicada, mais elevado será o decréscimo da pressão. Na Figura 9 apresenta-se a variação da pressão com o aumento de carga, para os dois tipos de modelo hidráulico.



Fig. 9 – Variação da pressão de água ao longo da descontinuidade horizontal (modelo 4), para cada carregamento vertical.

3.2 - Aproximação entre os modelos de escoamento

Apesar da Equação 13 permitir obter uma área total dos canais equivalente à área da interface hidráulica, o caudal escoado através dos dois elementos é diferente. De forma a calibrar os caudais

através desta discretização unidirecional de elementos em 2D, foi encontrada uma relação entre estes e os caudais escoados através de elementos de interface. Esta relação é obtida através de um fator multiplicativo, λ , que é aplicado à pseudo-largura, *w*, como se observa na Equação 24.

$$w = \frac{A}{(L_0 + L_1 + L_3)} \times \lambda \tag{24}$$

De forma iterativa, numa primeira análise estudaram-se os valores de caudais escoados no modelo hidráulico (sem ter em conta a interação hidromecânica) do escoamento através de uma descontinuidade horizontal, anteriormente abordada, para três malhas distintas (com elementos de dimensão 0,125 m, 0,100 m ou 0,0625 m), tendo sido encontrado o fator λ que permitiu a calibração do caudal escoado pelos elementos de canais de escoamento unidirecional. Como se pode observar na Figura 10, este fator é aproximadamente $\lambda=2$.

De seguida foram analisados os valores de caudais escoados no modelo hidromecânico do mesmo exemplo de escoamento, de forma a confirmar que este fator se mantinha. Mais uma vez, de forma iterativa, estudaram-se os valores de caudais escoados para três malhas distintas (0,125 m, 0,100 m e 0,0625 m), tendo sido encontrado o fator λ que permitiu a calibração do caudal escoado pelos elementos de canais de escoamento unidirecional. Como se pode observar na Figura 11, a ordem de grandeza do fator de multiplicação que garante um caudal igual ao obtido com o modelo IE mantém-se, mesmo quando se considera um aumento muito considerável da aceleração gravítica do bloco intermédio superior.

Através da análise dos resultados obtidos conclui-se que para modelos hidráulicos (em que não se considera a interação hidromecânica), este fator multiplicativo garante uma aproximação dos valores de caudais escoados através do modelo PCE aos valores de caudais escoados através



Fig. 10 – Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado ao modelo hidráulico.

do modelo IE. Os resultados obtidos indicam que nos modelos com PCE se devem adotar valores do fator multiplicativo da ordem λ =2.

3.3 - Escoamento em meio poroso

O segundo exemplo de verificação e comparação dos dois modelos hidráulicos (escoamento através dos elementos de interface triangulares ou através dos pseudo-canais de escoamento) consistiu na simulação do escoamento através de um meio poroso que permite não só demonstrar a potencialidade do modelo hidráulico de natureza discreta, utilizado neste trabalho, na modelação de um meio contínuo, mas também a possibilidade de calibrar a abertura inicial dos canais de



Fig. 11 – Variação do caudal escoado através de elementos de canais de escoamento consoante o fator λ aplicado ao modelo hidromecânico.

escoamento do modelo hidráulico, a_0 , de modo a ser obtida uma permeabilidade equivalente à do modelo contínuo em estudo. Foi simulado o escoamento numa zona de maciço com a geometria de um paralelepípedo (Figura 12a), com comprimento L=L₁+L₂ e largura e altura iguais (H). Considerou-se um meio homogéneo (Figura 12b) e um meio constituído por dois materiais com diferentes permeabilidades (Figura 12c).



Fig. 12 – Geometria do modelo de análise do escoamento através de um meio contínuo.

A Figura 13 apresenta as malhas utilizadas na análise do escoamento, em que o domínio é discretizado em elementos tetraédricos definidos por uma divisão de arestas respetivamente com 0,2 m e 0,1 m nas direções x, y, e z. A malha A é constituída por 755 elementos tetraédricos e 3020 pontos nodais e a malha B por 5176 elementos tetraédricos e 20704 pontos nodais.



Fig. 13 - Discretização do domínio no estudo do escoamento através de um meio contínuo.

No modelo impõem-se pressões de 25 MPa e 2 MPa nas faces de topo quadrangulares e admite-se que as restantes faces são impermeáveis. Tendo em consideração a lei de Darcy, quando se atinge a situação de equilíbrio, o caudal que atravessa o modelo é dado por:

$$Q = \frac{k \ A(P_1 - P_2)}{\mu L}$$
(25)

onde A representa a área da secção transversal, L representa o comprimento da secção longitudinal, μ representa a viscosidade dinâmica do fluido (μ_{agua} é igual a 1,00×10⁻³ Pa.s) e k representa a permeabilidade do meio. Assim, esta permeabilidade pode ser expressa por:

$$k = \frac{Q\mu L}{A(P_1 - P_2)} \tag{26}$$

No caso de um meio constituído por dois materiais com permeabilidade distinta, o caudal em cada um dos materiais é dado por:

$$Q_1 = \frac{k_1 A_1 (P_1 - P_m)}{\mu L_1} \tag{27}$$

$$Q_2 = \frac{k_2 A_2 (P_m - P_2)}{\mu L_2} \tag{28}$$

onde P_m é a pressão existente na interface de transição entre os dois materiais. Dado que o escoamento é contínuo, o caudal que percorre o material 1 é igual ao caudal que percorre o material 2, $Q_1 = Q_2$. Assim, é possível obter o valor analítico da pressão na interface entre os dois materiais:

$$P_m = \frac{k_1 L_2 P_1 - k_2 L_1 P_2}{k_1 L_2 + k_2 L_1} \tag{29}$$

Os cálculos foram feitos em duas fases, considerando diversos valores de a_0 : i) os caudais calculados com o modelo com um único material permitiram calcular a permeabilidade do meio contínuo equivalente, usando a Equação 26 (Quadro 3); ii) estes valores de permeabilidade foram considerados no modelo com dois materiais com permeabilidades diferentes, tendo-se obtido resultados numéricos de pressões e caudais que foram comparados com a solução analítica.

a) Malha A					
<i>a</i> ₀ (m)	Q (m ³ s ⁻¹) IE	Permeabilidade k (m²)	Q (m ³ s ⁻¹) PCE λ=1	Q (m ³ s ⁻¹) PCE λ=2	Permeabilidade equivalente k (m ²)
0,167×10 ⁻⁵	1,09×10 ⁻⁸	7,58×10 ⁻¹⁸	5,06×10-9	1,01×10 ⁻⁸	7,04×10 ⁻¹⁸
0,334×10 ⁻⁵	8,74×10 ⁻⁸	6,08×10 ⁻¹⁷	4,06×10 ⁻⁸	8,13×10 ⁻⁸	5,65×10 ⁻¹⁷
0,834×10 ⁻⁵	1,36×10-6	9,47×10 ⁻¹⁶	6,33×10 ⁻⁷	1,27×10-6	8,80×10 ⁻¹⁶
0,167×10 ⁻⁴	1,09×10 ⁻⁵	7,58×10 ⁻¹⁵	5,06×10-6	1,01×10 ⁻⁵	7,04×10 ⁻¹⁵
0,334×10 ⁻⁴	8,74×10 ⁻⁵	6,08×10 ⁻¹⁴	4,06×10 ⁻⁵	8,13×10 ⁻⁵	5,65×10 ⁻¹⁴
0,834×10 ⁻⁴	1,36×10-3	9,47×10 ⁻¹³	6,33×10 ⁻⁴	1,27×10-3	8,80×10 ⁻¹³
0,167×10 ⁻³	1,09×10 ⁻²	7,58×10 ⁻¹²	5,06×10 ⁻³	1,01×10 ⁻²	7,04×10 ⁻¹²

Quadro 3 – Valores de caudal e permeabilidade equivalente.

b) Malha B

<i>a</i> ₀ (m)	Q (m ³ s ⁻¹) IE	Permeabilidade k (m²)	Q (m ³ s ⁻¹) PCE λ=1	Q (m ³ s ⁻¹) PCE λ=2	Permeabilidade equivalente k (m ²)
0,167×10 ⁻⁵	2,22×10 ⁻⁸	1,54×10 ⁻¹⁷	1,03×10 ⁻⁸	2,06×10 ⁻⁸	1,44×10 ⁻¹⁷
0,334×10 ⁻⁵	1,78×10 ⁻⁸	1,24×10 ⁻¹⁶	1,66×10 ⁻⁷	1,66×10 ⁻⁷	1,15×10 ⁻¹⁶
0,834×10-5	2,77×10-6	1,93×10 ⁻¹⁵	2,58×10-6	2,58×10-6	1,79×10 ⁻¹⁵
0,167×10 ⁻⁴	2,22×10 ⁻⁵	1,54×10 ⁻¹⁴	2,06×10-5	2,06×10-5	1,44×10 ⁻¹⁴
0,334×10 ⁻⁴	1,78×10 ⁻⁵	1,24×10 ⁻¹³	1,66×10 ⁻⁴	1,66×10 ⁻⁴	1,15×10 ⁻¹³
0,834×10 ⁻⁴	2,77×10 ⁻³	1,93×10 ⁻¹²	2,58×10 ⁻³	2,58×10-3	1,79×10 ⁻¹²
0,167×10 ⁻³	2,22×10 ⁻²	1,54×10 ⁻¹¹	2,06×10 ⁻²	2,06×10 ⁻²	1,44×10 ⁻¹¹

A análise dos valores apresentados no Quadro 3 mostra que na primeira fase do cálculo o erro no valor dos caudais obtidos com o modelo PCE relativamente ao modelo IE, quando se considera o fator multiplicativo $\lambda=2$, é inferior a 7%, confirmando os resultados numéricos obtidos no exemplo anterior. Os dois modelos hidráulicos conduzem a valores de pressão iguais numa linha horizontal a meia espessura do modelo. Relativamente a tempos de cálculo, verifica-se que o modelo IE demora cerca de 2 h/simulação e o modelo PCE 8 h/simulação.

Verifica-se ainda que quanto mais refinada é a malha maior é o caudal que percorre o modelo, pois quanto maior é o refinamento da malha maior a permeabilidade do meio, dado que no modelo hidráulico discreto adotado o escoamento ocorre apenas pela interface.

Nos Quadros 4 e 5 apresentam-se os resultados da segunda fase de cálculo, com o modelo PCE, em que se consideraram dois materiais diferentes, caracterizados para aberturas iniciais $a_{0,M1}$ e $a_{0,M2}$, e respetiva comparação com a solução analítica.

Os cálculos efetuados permitiram verificar que o modelo hidráulico discreto proposto permite prever valores de pressão na interface e de caudal percolado muito próximos dos valores analíticos, com erros relativos inferiores a 4% em todas as situações analisadas, existindo, como esperado, maior precisão nos valores de pressão, que correspondem à variável imposta.

Quadro 4 - Comparação dos resultados numéricos com a solução analítica (malha A).

a) Pressão na interface

	Valor analítico da pressão na interface (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0.167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0.834 \times 10^{-5}m$	$1,87 \times 10^{4}$	1,86×10 ⁴	0,84 %
$a_{0,M1} = 0,834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	2,92×10 ³	2,90×10 ³	0,63 %

b) Caudal percolado

, <u> </u>	Valor analítico do caudal (m³/s)	Caudal calculado (m ³ /s)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	3,96×10 ⁻⁶	4,05×10 ⁻⁶	-2,14 %
$a_{0,M1} = 0.834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0.167 \times 10^{-4}m$	1,74×10 ⁻⁶	1,73×10-6	0,82 %

Quadro 5 - Comparação dos resultados numéricos com a solução analítica (malha B).

a) Pressão na interface

	Valor analítico da pressão na interface (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	1,87×10 ⁴	1,84×10 ⁴	1,63 %
$a_{0,M1} = 0.834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0.167 \times 10^{-4}m$	2,92×10 ³	2,87×10 ³	1,79 %

b) Caudal percolado

	Valor analítico do caudal (m ³ /s)	Caudal calculado (m ³ /s)	Erro relativo (%)
$a_{0,M1} = 0,167 \times 10^{-4}m$ $a_{0,M2} = 0,834 \times 10^{-5}m$	8,05×10 ⁻⁶	8,34×10 ⁻⁶	-3,61 %
$a_{0,M1} = 0,834 \times 10^{-5}m$ $a_{0,M2} = 0,167 \times 10^{-4}m$	3,55×10-6	3,50×10 ⁻⁶	1,44 %

4 – EXEMPLO DE APLICAÇÃO

De modo a validar o modelo hidromecânico proposto, incorporado no módulo Parmac3D-Fflow, foi analisado o comportamento hidromecânico de um conjunto idealizado barragem/fundação de uma barragem gravidade através de um modelo baseado na geometria da secção transversal da barragem de Penha Garcia (Fig. 14), uma barragem gravidade com 25 m de altura máxima (H). É de referir que o modelo não simula o comportamento real da fundação da barragem, pois a geometria considerada é muito simplificada e as características dos materiais e parâmetros adotados não resultam de resultados de ensaios do betão ou da fundação da obra.



Fig. 14 – Geometria dos modelos adotados para a barragem e fundação.

4.1 - Descrição do modelo

Neste estudo desenvolveram-se dois modelos tridimensionais do conjunto barragem/fundação, admitindo, hipoteticamente, a existência de duas famílias de descontinuidades na fundação da obra, uma horizontal e outra vertical. Na Figura 15 apresentam-se os modelos, um com uma malha mais larga e outro com uma malha refinada. As condições de fronteira do modelo mecânico são: deslocamentos nulos nas fronteiras laterais e na base da fundação e pressões equivalentes à pressão hidrostática no paramento de montante da barragem e na base da albufeira. Relativamente ao modelo hidráulico, consideram-se impermeáveis as fronteiras laterais e a base da fundação e admite-se uma pressão hidrostática equivalente a 25 m de coluna de água no paramento de montante e na base da albufeira.



a) Malha larga

b) Malha refinada



Na Figura 16 apresenta-se o modelo hidráulico do modelo com a malha larga, onde está assinalada, a vermelho, a cortina de impermeabilização. O sistema de drenagem é simulado por uma superfície vertical com profundidade inferior à da cortina de impermeabilização, impondo-se, no contacto da barragem com a fundação, uma pressão equivalente a 1/3 da pressão da água a montante. Admite-se que o corpo da obra é impermeável e que a cortina de impermeabilização é 10 vezes menos permeável que o restante maciço rochoso. Na Figura 16 a superfície de contacto da barragem com a fundação está assinalada a cinzento.



Fig. 16 – Modelo hidráulico (malha larga).

No Quadro 6 apresentam-se as propriedades mecânicas dos materiais que constituem o modelo. Nos elementos de interface consideram-se os seguintes valores de rigidez normal e de rigidez tangencial: $k_n=24$ GPa/m; $k_s=9,6$ GPa/m. No Quadro 7 apresentam-se as propriedades hidráulicas das descontinuidades.

Quadro 6 –	Propriedades	mecanicas	dos	materiais.	

Propriedades mecânicas	Módulo de elasticidade E (GPa)	Coeficiente de Poisson v (-)	Massa volúmica ρ (kg/m ³)
Betão	20	0,2	2400
Maciço rochoso	12	0,2	2650

Propriedades hidráulicas	Kw (GPa)	k (MPa ⁻¹ s ⁻¹)	a0 (mm)	a _{min} (mm)	a _{max} (mm)
Betão/rocha	2,2	$0,4150 \times 10^5$	$1,6680 \times 10^4$	$1/3 \times a_0$	$10 \times a_0$
Rocha/rocha	2,2	$0,8300 \times 10^5$	$1,6680 \times 10^4$	$1/3 \times a_0$	$10 \times a_0$

Quadro 7 – Propriedades hidráulicas dos elementos de interface e canais de escoamento.

4.2 – Análises numéricas realizadas

Com os modelos desenvolvidos foram efetuadas quatro análises hidromecânicas diferentes em que se considerou a existência, ou não, da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (Sá, 2019).

Nos elementos de interface da zona de betão da barragem, nas descontinuidades do maciço e na ligação barragem/fundação admitiram-se duas hipóteses de cálculo: i) regime elástico (EL) e ii) regime não linear (NL). Para o regime NL adotou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite para simular a ligação entre os elementos de interface betão/rocha e

rocha/rocha. Na interface de ligação barragem/fundação adotou-se um valor de tensão última de tração limite e de coesão de 2.0 MPa e um ângulo de atrito de 45°. Nas interfaces de ligação rocha/rocha adotou-se um valor de tensão última de tração limite e de coesão nulos e um ângulo de atrito de 45°.

Foram realizados cálculos hidromecânicos para o nível máximo de água da albufeira de forma a analisar-se o efeito da presença da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem. Foram analisadas as pressões e caudais percolados ao longo da interface betão/maciço de fundação e ao longo das descontinuidades no maciço de fundação.

As análises foram efetuadas em duas fases. Numa primeira fase determinou-se o efeito mecânico do peso da barragem, tendo-se admitido que o nível de água da albufeira se encontrava à cota do terreno a montante da barragem. Numa segunda fase, aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante da barragem e na base da albufeira, correspondente ao nível máximo da água da albufeira. Foi primeiro efetuado um cálculo mecânico e de seguida um cálculo hidromecânico, tendo-se atingido o equilíbrio.

4.3 - Análise de resultados

4.3.1 - Campo de deslocamentos

Na Figura 17 apresentam-se as deformadas da malha refinada obtidas numericamente, admitindo a fundação com comportamento elástico (EL)e com comportamento não linear (NL), e considerando uma situação de fundação com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem. Nos cálculos efectuados verifica-se que não existe não linearidade na interface betão/rocha. Nesta interface, a tensão de tração máxima atuante nos elementos de junta, ocorre junto ao paramento de montante, e é da ordem de 0,1 MPa, no modelo elástico, e de 0,01 MPa no modelo não linear. O maior efeito da consideração da não linearidade observa-se na abertura das



Fig. 17 – Deformada dos modelos (malha fina) obtida em regime elástico (EL) e em regime não linear (NL) para situação de escoamento com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem (fator de amplificação de 3000)

juntas verticais da fundação, a montante da barragem, que como se verá tem influência na distribuição do potencial hidráulico na fundação.

4.3.2 – Potencial hidráulico

Nas Figuras 18 a 21 apresentam-se os potenciais hidráulicos calculados, no final das duas fases de cálculo atrás referidas, em duas das situações analisadas: situação de fundação sem cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem e situação de fundação com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem. Em cada uma das situações são apresentados os resultados obtidos com as duas abordagens diferentes para simular o comportamento hidráulico, e assumindo o modelo EL ou o modelo NL. O potencial hidráulico ϕ é dado pela soma da distância a um plano horizontal arbitrário (z [m]) com a cota piezométrica (a cota piezométrica representa a altura de uma coluna de água capaz, pelo seu peso, de impor a pressão p (N/m2) considerando um líquido com peso específico γ (N/m³)):

$$\Phi = z + \frac{P}{\gamma} \tag{30}$$

As figuras permitem observar a semelhança entre os gráficos que se obtêm assumindo que o escoamento se dá pelos elementos de interface (IE) ou considerando canais de escoamento (PCE). Como esperado, observa-se o decréscimo de carga hidráulica de montante para jusante e uma perturbação da sua variação na zona onde se localiza o sistema de drenagem. Nos modelos em que se considerou a existência de sistema de drenagem, observa-se uma significativa redução da carga hidráulica desde montante até à linha de drenagem. As figuras também mostram que, quando os cálculos são efetuados assumindo um regime não linear, é maior a zona do maciço de fundação a montante da barragem com carga hidráulica máxima.



Fig. 18 – Potencial hidráulico obtido em regime elástico (EL) e em regime não linear (NL) – modelo 1: sem cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem.



Fig. 19 – Potencial hidráulico obtido em regime elástico (EL) e em regime não linear (NL) – modelo 2: com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.



Fig. 20 – Potencial hidráulico obtido em regime elástico (EL) e em regime não linear (NL) – modelo 3: com cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem.



Fig. 21 – Potencial hidráulico obtido em regime elástico (EL) e em regime não linear (NL) – modelo 4: sem cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.

4.3.3 – Pressões da água na base da barragem

Na Figura 22 apresenta-se a distribuição de pressões ao longo da base da barragem nas situações sem drenagem e com drenagem e assumindo os modelos EL e NL. Verifica-se que as pressões são mais elevadas quando se recorre ao modelo NL. Os resultados obtidos quando se admite que o escoamento se dá através dos elementos de interface triangulares (IE) são muito próximos dos obtidos usando o modelo com canais de escoamento (PCE). Os resultados obtidos permitem confirmar a continuidade de pressões ao longo da base da barragem, verificando-se desta forma que o módulo computacional Parmac3D-Fflow simula um meio contínuo através de um modelo hidráulico discreto, pois cada nó hidráulico representa um conjunto de pontos nodais mecânicos que confluem numa dada zona.



Fig. 22 – Distribuição de pressões ao longo da base da barragem nas situações sem drenagem e com drenagem.

4.3.4 – Caudal percolado pela fundação

No Quadro 8 apresentam-se os resultados relativos ao caudal que percorre a fundação da barragem, considerando os regimes elástico e não linear. Admitindo que os valores corretos correspondem ao modelo de escoamento através dos elementos de interface triangulares, verifica-se que os erros relativos obtidos quando se utiliza o modelo de escoamento e um fator multiplicativo λ =2 são da ordem de 30%.

	EL			NL		
Modelo	Q (m ³ s ⁻¹) IE	Q (m ³ s ⁻¹) PCE	Erro (%)	Q (m ³ s ⁻¹) IE	Q (m ³ s ⁻¹) PCE	Erro (%)
1	1,88×10 ⁻⁴	1,36×10 ⁻⁴	27,9%	1,89×10 ⁻⁴	1,39×10 ⁻⁴	26,3%
2	2,58×10-4	1,64×10-4	36,4%	2,62×10-4	1,76×10 ⁻⁴	32,8%
3	1,64×10 ⁻⁴	1,16×10 ⁻⁴	29,4%	1,65×10-4	1,24×10 ⁻⁴	24,9%
4	3,79×10 ⁻⁴	2,48×10 ⁻⁴	34,5%	3,76×10 ⁻⁴	2,54×10 ⁻⁴	32,5%

Quadro 8 – Caudal na fundação e erro relativo.

Comparando os valores obtidos com os modelos IE e PCE (considerando o fator λ =2), observa-se um erro relativo da ordem dos 30% no valor dos caudais respetivos. Em exemplos de aplicação mais complexos do modelo hidromecânico com maior variabilidade no valor das aberturas mecânicas e hidráulicas no domínio, admite-se que o fator multiplicativo poderá ter de ser definido em função da abertura mecânica/hidráulica. Assim, em situações de obra real onde existam dados sobre os valores dos caudais percolados pela fundação, este fator multiplicativo poderá ser calibrado. Caso não existam tais dados, é sempre possível calibrar o fator multiplicativo desde que também se desenvolva um modelo numérico com base nos IE. No entanto realça-se que nos casos analisados as distribuições de pressão obtidas com o modelo proposto são muito próximas das obtidas com o modelo IE, o que de algum modo permite validar a aplicação deste modelo na análise de estabilidade por roturas pela fundação de barragens de betão.

5 – CONCLUSÕES

Neste trabalho é apresentado um modelo hidráulico baseado numa formulação de elementos finitos de junta triangular, proposto por Yan e Zheng (2017) para a simulação da fraturação hidráulica, que é neste trabalho utilizado pela primeira vez, e validado, na análise de escoamento em fundações de barragens de betão. Adicionalmente é proposto e apresentada a formulação de um modelo hidráulico unidimensional (usado para simular escoamentos bidimensionais), que se entende ter uma maior aplicabilidade que o modelo de juntas triangulares, dado que este requer uma compatibilidade perfeita entre blocos vizinhos, que em três dimensões é um problema de préprocessamento complexo. Comparativamente ao modelo de elementos de junta triangular, o modelo unidimensional apresenta uma maior robustez numérica, em especial em problemas com acoplamento hidromecânico em que é necessário garantir que ocorre convergência para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas (Freitas et al., 2020).

Os resultados numéricos apresentados permitem concluir que ambos os modelos hidráulicos permitem modelar o comportamento hidromecânico tridimensional do maciço rochoso de uma barragem de betão através da avaliação da distribuição de pressões e dos caudais percolados, tendo-se avaliado a influência da presença da cortina de impermeabilização e/ou da rede de drenagem. O modelo unidimensional proposto requer a calibração da largura dos PCE de modo a serem obtidos resultados de caudais percolados próximos dos obtidos com o modelo de superfícies bidimensional, IE. Verificou-se que, para os exemplos estudados, é necessário adotar um fator

multiplicativo aproximadamente igual a 2 na definição das larguras dos canais unidimensionais. Os estudos realizados demonstram ainda a aplicabilidade dos modelos hidráulicos descontínuos adotados na modelação de meios contínuos, através da calibração dos parâmetros hidráulicos, de forma a obter valores de caudais e pressões equivalentes.

Refira-se por fim que os modelos hidromecânicos em que as superfícies de descontinuidade são explicitamente representadas são particularmente importantes para realizar análises de estabilidade, que envolvem o estudo de diferentes mecanismos de rotura sob ações extremas. Nestas análises têm particular relevância os valores da pressão instalada nas descontinuidades, pelo que as diferenças de cerca de 30% calculadas nos valores dos caudais são perfeitamente aceitáveis. Em situações reais de obras onde existam dados sobre os valores dos caudais percolados pela fundação, poderão ser calibrados fatores multiplicativos de modo a reduzir estas diferenças.

6 – AGRADECIMENTOS

Os estudos que se apresentam enquadram-se no Projeto de Investigação do LNEC "DAMFA -Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão", que está a ser desenvolvido em parceria com a NOVA.ID.FCT – Associação para a Inovação e Desenvolvimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, N.M. (2003). A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plain and reinforced concrete. Ph.D Thesis. Heriot-Watt University, Scotland.
- Azevedo N.M., Candeias, M., Gouveia, F. (2015) A Rigid Particle Model for Rock Fracture Following the Voronoi Tessellation of the Grain Structure: Formulation and Validation, Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 48, pp. 535-557, DOI 10.1007/s00603-014-0601-1.
- Azevedo, N.M.; Farinha, M.L.B. (2015). Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão. Geotecnia, vol. 133, nº março, pp. 5–33.
- Bear, J. (1988). Dynamics of fluids in porous media. Dover Publications, Inc., New York.
- Bretas, E.; Lemos, J.V.; Lourenço, P. (2013). *Hydromechanical analysis of masonry gravity dams* and their foundations. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 46, pp. 327–339.
- Bustamante, L.; Radisic, A. (2006). Structural design and RCC zoning in Ralco dam. Proceedings of the 22nd International Congress on Large Dams. Barcelona, Spain, 18-23 June 2006. ICOLD, Paris, Vol.1, Q84-R3, pp. 33-45.
- Damjanac, B. (1996). A three-dimensional numerical model of water flow in a fractured rock mass. Ph.D. Thesis, University of Minnesota.
- Erban, P., Gell, K. (1988) Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 21, n°2, pp. 99–117.
- Farinha, M.L.B.; Azevedo, N.M.; Candeias, M. (2017). Small displacement coupled analysis of concrete gravity dam foundations: static and dynamic conditions. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 50, n° 2, pp. 439-464.
- Farinha, M.L.B.; Lemos, J.V.; Maranha das Neves, E. (2011). Numerical modelling of borehole water-inflow tests in the foundation of the Alqueva arch dam. Canadian Geotechnical

Journal, vol. 48, nº 1, pp. 72-88.

- Farinha, M.L.B.; Lemos, J.V.; Maranha das Neves, E. (2012). Analysis of foundation sliding of an arch dam considering the hydromechanical behaviour. Frontiers of Structural and Civil Engineering, vol.6, nº1, pp. 35-43.
- Farinha, M.L.B.; Azevedo, N.M.; Leitão, N. S.; Castilho, E.; Câmara, R. (2018). 3D coupled hydromechanical analysis of dam foundations. Proceedings of the 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2018), Porto.
- Freitas, G.; Farinha, M.L.B.; Azevedo, N.M., Almeida, J.R.; Sá, M.; Leitão, N.S. (2020). Discontinuous hydromechanical modelling of concrete dam foundations. Proceedings of the Fourth International Dam World Conference, Lisboa, Portugal, 21-25 September. Vol 1.
- Gell K. (1983). Influence of seepage in the underground to the calculation of stresses and deformations of arch dams. Ph.D Thesis. RWTH, Germany (em Alemão).
- Gell K., Wittke W. (1986) A new design concept for arch dams taking into account seepage forces. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 19, n°4, pp.187–204.
- Gomes de Mendonça T. (1989) *Three-dimensional finite element model for the analysis of the hydromechanical behaviour of concrete dam foundations*. LNEC, Relatório 158/99, pp. 1–67 (em Português)
- Goodman, R.; Taylor, R.; Brekke, T. (1968) *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE), vol. 94(SM3), pp. 637-659.
- Hohberg, J. (1992) A joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams. Ph.D. Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich, Switzerland.
- Itasca (2004). UDEC Universal Distinct Element Code, Version 4.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Jing, L. (2003) A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40(3), pp. 283-353, DOI:10.1016/S1365-1609(03)00013-3.
- Lemos, J.V. (2011). *Discontinuum models for dam foundation failure analysis*. Keynote Lecture, 12th International Congress on Rock Mechanics, Beijing, China, 16-21 October 2011.
- Lemos, J.V.; Cundall, P. (1999). Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations. In Distinct element modelling in geomechanics. Oxford and IBH Publishing, New Delhi, pp. 117–143.
- Lisjak, A.; Kaifosh, P.; He, L.; Tatone, B.S.A.; Mahabadi, O.K.; Grasseli, G. (2017). A 2D, fully coupled, hydro-mechanical, FDEM formulation for modelling fracturing processes in discontinuous porous rocks masses. Computers and Geotechnics, vol. 81,n° January, pp. 1-18. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.07.009.
- Lombardi, G. (2007). 3-D analysis of gravity dams. International Journal Hydropower and Dams 14(1), pp. 98-102.
- Louis, C. (1969). A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe (in German), English translation, Imperial College Rock Mechanics Research Report n°10, London.
- Louis, C.; Maini, Y.N. (1970). Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock. Proceedings of the 2nd International Congress on Rock Mechanics. vol.I, pp. 235-245,

Belgrade.

- Noorishad J., Ayatollahi M.S., Witherspoon P.A. (1982) *A finite-element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, vol. 19, pp.185-193.
- Rutqvist J., Stephansson O. (2003). *The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering*. Hydrogeology Journal, vol. 11, nº1, pp.7-40.
- Sá, M. (2019). Análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Snow, D.T. (1965). A parallel plate model of fractured permeable media. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
- Sun, Y. (1994). A three-dimensional model for transient fluid flow through deformable fractured porous media. Ph.D. Thesis, University of Minnesota.
- Underwoord, P. (1983). *Dynamic relaxation*. In Computational methods for transient analysis. New York: North Holland, 9 p.
- Wittke, W., Gell, K. (1984) Wechselwirkung zwischen Staumauer und Untergrund. Wasserwirtschaft 74(3): 137-141
- Yan, C.; Zheng, H. (2017). FDEM-flow3D: A 3D hydro-mechanical coupled model considering the pore seepage of rock matrix for simulating three-dimensional hydraulic fracturing. Computers and Geotechnics, vol. 81, n° January pp. 212–228. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.08.014
- Yan, C.; Zheng, H.; Sun, G.; Ge, X. (2016). Combined finite-discrete element method for simulation of hydraulic fracturing. Rock Mechanics Rock Engineering, vol. 49, pp. 1389– 1410. https://doi.org/10.1007/s.00603-015-0816-9.
- Yan, C.; Jiao, Y.-Y.; Zheng, H. (2018). A fully coupled three-dimensional hydro-mechanical finite discrete element approach with real porous seepage for simulating 3D hydraulic fracturing. Computers and Geotechnics, vol. 96, n° November pp. 73–89. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.10.008.

CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA, QUÍMICA E GEOTÉCNICA DO LODO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA TAIAÇUPEBA

Mineralogical, Chemical and Geotechnical Characterization of Sludge from Taiaçupeba Water Treatment Plant

Aline Roque^a, Edy Lenin Tejeda Montalvan^a, Maria Eugenia Gimenez Boscov^a

^a Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Brasil.

RESUMO – Os lodos de estações de tratamento de água (LETA's) são resíduos provenientes da lavagem de filtros e decantadores. No Brasil, convive-se com a prática de destinação ambientalmente inadequada do lodo. Entretanto, tem havido a procura de soluções mais sustentáveis, como o seu reaproveitamento misturado a solos naturais em obras geotécnicas, o que requer a caracterização do material. Neste trabalho foram investigadas as características químicas, mineralógicas e geotécnicas do LETA Taiaçupeba, localizada no município de Suzano, Brasil. O lodo tem grande quantidade de matéria amorfa e teor de matéria orgânica de 15,5%, é ácido (pH = 6,4) e apresenta capacidade de troca catiônica mais elevada que a maioria dos solos tropicais brasileiros (CTC = 73,3 mmolc.kg \cdot ¹). A predominância da matéria orgânica, a reduzida presença de minerais, a presença de sais metálicos e polímeros e o alto teor de umidade dificultam a execução e interpretação dos ensaios geotécnicos, particularmente a análise granulométrica. Alguns defloculantes foram testados e não conseguiram promover a separação de partículas na sedimentação. Por outro, lado, a granulometria a laser indicou mais de 95% de finos. Foi obtida massa específica dos grãos de 2,42 g/cm³, limite de liquidez de 536%, limite de plasticidade de 236% e o material foi classificado como silte orgânico.

SYNOPSIS – Sludge from Water Treatment Plants (WTS) is waste from washing filters and decanters. In Brazil most of this waste has inappropriate destination from an environmental standpoint. However, there has been a search for more sustainable solutions, such as its reuse mixed with natural soils in geotechnical works, which requires the characterization of the material. In this paper, the chemical, mineralogical and geotechnical characteristics of Taiacupeba WTS, located in the city of Suzano, Brazil, are presented. The sludge has a large amount of amorphous matter and an organic matter content of 15.5%, is acidic (pH = 6.4) and has a higher cation exchange capacity than most Brazilian tropical soils (CEC = 73.3 mmolc.kg⁻¹). The predominance of organic matter, the reduced presence of minerals, the presence of metallic salts and polymers and the high moisture content make it difficult to perform and interpret geotechnical tests, particularly granulometric analysis. Some deflocculants were tested and failed to promote the separation of particles in the sedimentation. On the other hand, laser granulometry indicated more than 95% of fines. Grain specific mass of 2.42 g / cm³ was obtained, liquidity limit of 536%, plasticity limit of 236% and the material was classified as organic silt.

Palavras Chave - Reuso de resíduos, lodo de ETA, caracterização químico-mineralógica, caracterização geotécnica.

Keywords - Waste reuse, WTS sludge, chemical-mineralogical characterization, geotechnical characterization.

E-mails: roquealine@hotmail.com (A. Roque), edytemon@usp.br (E. Montalvan), meboscov@usp.br (M. Boscov)

1 – INTRODUÇÃO

No processo de tratamento da água bruta nas estações de tratamento de água (ETAs) de ciclo convencional são geradas grandes quantidades de resíduo na lavagem dos decantadores e filtros. Esse resíduo, denominado lodo de ETA (LETA), possui características variáveis com a natureza da água bruta e com os processos unitários e produtos químicos utilizados no tratamento, apresentando grandes variações, tanto entre diferentes ETAs quanto ao longo do tempo em uma mesma ETA. O LETA é constituído por materiais húmicos e minerais precipitados da água bruta em conjunto com compostos químicos incorporados no processo de tratamento, como sais de alumínio e ferro e polímeros, oriundos dos coagulantes e auxiliares de coagulação, e alcalinizantes ou acidificantes, utilizados no controle do pH (Katayama, 2012). Os lodos, mesmo após algum processo de desaguamento na ETA, possuem teor de sólidos muito baixos, entre 18 e 25% (teor de umidade entre 455 e 300%, respectivamente) (Montalvan, 2016), dependentes da qualidade de água bruta e quantidade de sólidos suspensos removidos, dos equipamentos de agitação utilizados, do método de desaguamento empregado (remoção parcial da água) e do coagulante adicionado (Raghu et al., 1987). Existem diversos métodos de desaguamento, mecânicos e não mecânicos, dentre eles: bolsas geotêxteis, centrífugas, filtros a vácuo, filtros prensa, leitos de secagem e prensa desaguadora.

Os LETA's são classificados como resíduos sólidos da classe II-B, não perigosos e inertes, pela Norma Brasileira (NBR) 10.004 (ABNT, 2004), exigindo, portanto, a destinação ambientalmente adequada exigida pela Política Nacional de Resíduos Sólidos (Brasil, 2010).

No Brasil, o LETA tem sido geralmente descartado em cursos d'água sem nenhum tratamento prévio ou encaminhado para aterros sanitários e estações de tratamento de esgoto (ETEs) (Roque et al., 2019). As resoluções do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) Nº 357 e Nº 430 (Brasil, 2005, 2011) dispõem sobre a classificação dos corpos de água e as diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelecem as condições e padrões de lançamento de efluentes. Entretanto, o despejo em corpos d'água leva ao aumento gradativo da turbidez da água e, possivelmente, contaminação devido à presença de metais, produtos químicos e patógenos, sendo, portanto, uma prática indesejável.

No caso do aterramento, os LETA's possuem propriedades geotécnicas indesejáveis (alto teor de umidade, alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento), além de que podem ser altos os custos com transporte devido ao grande volume gerado. Soma-se a isso a dificuldade de encontrar áreas disponíveis em regiões urbanizadas para constituir aterros sanitários. No caso das ETEs, a introdução de um material de composição e teor de sólidos diferentes do esgoto sanitário pode comprometer a capacidade da estação e/ou afetar o processo de tratamento do esgoto.

Dentre as alternativas de destinação final ambientalmente adequadas do LETA, destaca-se o reuso em: obras geotécnicas como revestimento de fundo e cobertura final de aterros sanitários e industriais, bases e sub-bases de pavimentos, reaterro de estruturas de contenção, preenchimento de valas e aterros em geral (Montalvan et al., 2019; Ferreira et al., 2019; Montalvan e Boscov, 2018; Silva e Hemsi, 2018; Tsugawa et al., 2018; O'Kelly, 2016); materiais de construção civil, como tijolos, elementos cerâmicos, blocos de concreto, elementos cimentícios e cimento (Buselatto et al., 2019; Godoy et al., 2019; El-Didamony et al., 2019; Wolff et al., 2014); tratamento de esgotos, como coagulantes ou a partir da recuperação e reuso de coagulantes ou como removedores de poluentes e metais pesados (Suman et al., 2018; Abo-El-Enein et al., 2017; Ahmad et al., 2016; Nair e Ahammed, 2014; Yang et al., 2014).

Devido ao baixo teor de sólidos, muitas das propostas de reutilização do resíduo pressupoem processos adicionais de secagem, geralmente demorados e custosos. O pano de fundo deste trabalho é a utilização do LETA *in natura* em obras geotécnicas, ou seja, nas condições em que é descartado pela ETA, misturado a solos comumente empregados em obras geotécnicas. A caracterização do material é fundamental para compreender seu comportamento e sua influência em misturas com outros materiais, além de definir as melhores alternativas de uso. Este trabalho
apresenta a caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo proveniente da ETA Taiaçupeba, uma das maiores ETAs da Região Metropolitana de São Paulo.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 - Materiais

O lodo utilizado foi coletado na ETA Taiaçupeba, localizada junto à margem esquerda da Represa Taiaçupeba, compondo o Sistema Produtor Alto Tietê, no município de Suzano, região metropolitana de São Paulo. A capacidade de produção de água potável da ETA é de 15.000 L.s⁻¹, que atendem as cidades de São Paulo, Arujá, Itaquaquecetuba, Poá, Ferraz de Vasconcelos, Suzano, Mogi das Cruzes e Guarulhos.

A água bruta é tratada por ciclo convencional (coagulação, floculação, decantação e filtração), no qual são utilizados como coagulantes o Sulfato de Alumínio e um polímero de alto peso molecular¹. O lodo coletado diretamente nos decantadores e filtros passa por tanques de equalização e adensamento e, após nova adição de polímeros, por esteiras de desaguamento, onde atinge teor de sólidos de aproximadamente 4%. A água drenada nos tanques de equalização e adensamento retorna para o início do processo de tratamento. O desaguamento final do lodo é realizado em centrífugas e resulta num teor de sólidos entre 16 e 18% (teor de umidade de 455 a 525%). O lodo desaguado é enviado para leitos de secagem e, finalmente, depositado em células de aterramento dentro da ETA ou encaminhado a aterro externo.

A coleta de amostras baseou-se na Teoria da Amostragem para garantir representatividade do lodo gerado durante um mês na ETA (Tsugawa et al., 2019). Amostras de lodo de aproximadamente 7 kg foram coletadas diariamente durante quatro semanas (20 dias úteis), em sacos plásticos vedados e armazenadas em câmera úmida. Com o objetivo de formar uma única amostra representativa do mês de coleta, todas as amostras foram misturadas, homogeneizadas, quarteadas e então armazenadas em potes plásticos hermeticamente fechados, em câmara úmida.

2.2 – Métodos

2.2.1 – Caracterização Químico-Mineralógica

A preparação da amostra de lodo para estas análises se deu pela secagem gradual ao ar, com misturas periódicas para uniformização da umidade, destorroamento com almofariz de porcelana e pistilo de borracha e secagem em estufa a 35°C. O LETA Taiaçupeba em diferentes teores de umidade é mostrado na Figura 1.

A análise mineralógica foi efetuada por difratometria de raios X (DRX) com detector sensível a posição, através do método do pó, e visou a identificação de fases cristalinas no material. Também se realizou ensaio de espectrometria de fluorescência de raios X (FRX), marca *Malvern Panalytical* modelo *Zetium*, em amostra fundida com Tetraborato de Lítio, na calibração ROC-1 (Rochas), relativa a análise quantitativa por comparação com materiais de referência certificados. Por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) adquiriram-se imagens e análises químicas pontuais por Espectroscopia por Energia Dispersiva (EDS). Por fim, foi determinada a perda ao fogo (PF) a 1020°C durante 2 horas para quantificação da perda de massa após a queima.

A caracterização química foi realizada de acordo com os métodos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA, 2017). Os ensaios realizados foram: pH em H₂O; pH em KCl

¹ Trata-se da Poliacrilamida (C_3H_5NO), floculante catiônico de alto peso molecular, densidade 0,80 kg/L e pH entre 3,0 e 5,0 (ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA QUIMICA, 2019). Os polímeros são utilizados como auxiliares de coagulação, com a função de aumentar a densidade dos flocos e facilitar a sedimentação (Dumke et al., 2015).

1 mol L⁻¹; carbono orgânico e matéria orgânica pelo método da titulometria; Cálcio (Ca) em KCl 1 mol L⁻¹; Magnésio (Mg) em KCl 1 mol L⁻¹ por extração com Cloreto de Potássio 1 mol L⁻¹ e determinação por titulometria; Potássio (K) por extração com Mehlich 1 e determinação em espectrofotômetro de emissão atômica; Sódio (Na) por extração com Mehlich 1 e determinação por fotômetro de chama; acidez potencial (H⁺+Al³⁺) por extração com Acetato de Cálcio e determinação por titulometria; Alumínio (Al) por extração com Cloreto de Potássio 1 mol L⁻¹ e determinação por titulometria; Fósforo (P) por extração com Mehlich 1 e determinação por colorimetria; soma de bases trocáveis; capacidade de troca catiônica (CTC); saturação da CTC por bases e saturação por Alumínio.

Constatado o alto teor de matéria orgânica nas análises químicas, efetuou-se a extração da matéria orgânica com a utilização de Peróxido de Hidrogênio (H_2O_2) (30% de concentração) e aquecimento a $60\pm5^{\circ}$ C por três horas, de acordo com os procedimentos especificados pela EMBRAPA (2017) e pela D7928-17 (ASTM, 2017 a). Após tratamento, a amostra foi seca a 60°C e destorroada em moedor de ágata. Então, foram repetidos os ensaios DRX, FRX e MEV, nos quais foram utilizados como meios de dispersão água deionizada e *Calgon*.



Fig. 1 – LETA: (a) in natura (coletado na saída da centrífuga); (b) em processo de secagem ao ar com homogeneizações periódicas; (c) seco ao ar e destorroado.

2.2.2 – Caracterização Geotécnica

A caracterização geotécnica do lodo compreendeu ensaios de teor de umidade (w), análise granulométrica, massa específica dos grãos (ρ_s), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e teor de matéria orgânica, realizados, quando possível, de acordo com as normas (Tabela 1). Algumas adaptações nos procedimentos normalizados foram necessárias devido às características peculiares do lodo.

Nos ensaios de caracterização geotécnica, as amostras foram utilizadas na umidade *in natura* (coletado na saída da centrífuga) em vez de previamente secas, uma vez que a secagem altera as características do LETA (Watanabe et al., 2011; Basim, 1999; Xia, 1994), formando grumos fortemente cimentados.

Para a determinação do teor de umidade adotou-se a temperatura de 110°C, mesmo tendo o material alto teor de matéria orgânica. A NBR 6.457 (ABNT, 1986) recomenda a secagem de solos orgânicos, turfosos ou contendo gipsita a $60 \pm 5^{\circ}$ C, enquanto a D2974-20e1 (ASTM, 2020) e a US EPA (2001) recomendam a secagem de solos orgânicos a $110 \pm 5^{\circ}$ C. O'Kelly e Sivakumar (2014) demonstraram que a secagem em estufa a $110 \pm 5^{\circ}$ C de LETA's é adequada para determinações rotineiras do teor de umidade e também preferível, uma vez que leva a menores variações que amostras secas a temperaturas inferiores. Para o valor da umidade representativa do LETA

Taiaçupeba foi considerada a média das 20 amostras coletadas diariamente na ETA. Os ensaios de limites de consistência foram realizados em triplicatas, totalizando 15 pontos para o LL e 15 pontos para o LP.

Procedimento	Norma
Preparação de amostras	NBR 6.457 (ABNT, 1986)
Teor de umidade	NBR 6.457 (ABNT, 1986) / D2974-20e1 (ASTM, 2020)
Análise granulométrica	NBR 7.181 (ABNT, 2017)
Limite de liquidez	NBR 6.459 (ABNT, 2016 a)
Limite de plasticidade	NBR 7.180 (ABNT, 2016 b)
Massa específica dos grãos	NBR 6.508 (ABNT, 1984)
Teor de matéria orgânica	NBR 13.600 (ABNT, 1996)
Classificação SUCS	D2487-17 (ASTM, 2017 b)

Tabela 1 – Procedimentos e normas para os ensaios de caracterização geotécnica.

Para determinação da curva granulométrica, foram realizados diversos ensaios com alterações em relação ao procedimento normalizado, em razão da não precipitação dos sólidos durante a etapa de sedimentação. Hsieh e Raghu (1997) e Vandermeyden e Cornwell (1998) também encontraram dificuldades nas análises granulométricas, contornadas com a utilização de 10g de material, em vez de 50g, e com a eliminação da etapa de secagem anterior à sedimentação.

A eficiência dos defloculantes na dispersão de solos foi discutida anteriormente por diferentes autores. Foi reportado o uso de soluções dos defloculantes Silicato de Sódio 40º Baumé, Daxad 23 (produto comercial à base de sais de sódio polimerizados de Ácido Sulfônico) e Pirofosfato de Sódio (Na₄P₂O₇), fornecendo resultados satisfatórios para muitas argilas (Lambe, 1951). Este autor recomenda que a seleção do defloculante e a definição da quantidade a ser utilizada se deem por tentativas. Wintermyer e Kinter (1955), realizando ensaios de sedimentação com 19 diferentes defloculantes e 16 solos, sob condições rigorosamente controladas, concluíram que vários agentes, como Carbonatos, Hidróxidos e Oxalato de Sódio, produziram um alto grau de dispersão em alguns solos, mas falharam em estabilizar as suspensões de outros. Polifosfato de Sódio e Tripolifosfato de Sódio foram altamente e igualmente eficazes para todos os experimentos com solos representativos dos Estados Unidos. Hexametafosfato de Sódio e Tetrafosfato de Sódio foram ligeiramente menos eficazes. Nenhum desses quatro fosfatos foi capaz de estabilizar a suspensão do solo laterítico vermelho e ferruginoso testado, o qual, entretanto, foi altamente disperso por Fosfato Trissódico e Pirofosfato Tetrassódico, que são geralmente ineficazes com os outros grupos de solos. Para solos residuais, Blight (1997) recomenda, se necessário, o uso de Hexametafosfato de Sódio em concentrações duas vezes a convencional e, se este defloculante se mostrar ineficiente, o uso de Fosfato Trissódico. Head (2006) apresenta uma lista de diversas substâncias utilizadas como defloculantes, muitas das quais muito bem-sucedidas para a maior parte dos solos. Segundo o autor, o Hexametafostato convencionalmente utilizado pode não ser totalmente eficaz para alguns solos tropicais residuais. Nesses casos, Fosfato Trissódico e Tetrassódico, em concentrações de 2 a 3 vezes mais fortes que o padrão, se mostraram mais efetivos.

Inicialmente, foram realizados ensaios verificando-se a influência da quantidade de material utilizado. Tomou-se o material úmido, em quantidades correspondentes a 40 g e 10 g em massa seca e mantendo-se a concentração de 45,7 g.L⁻¹ do defloculante Hexametafosfato de Sódio, indicada na NBR 7.181 (ABNT, 2017). Também se verificou a influência do tipo de defloculante utilizado e a concentração, testando-se três outros defloculantes. A relação das quantidades de material utilizadas, dos tipos de defloculantes e suas concentrações está apresentada na Tabela 2.

Também foi realizado o ensaio de análise granulométrica por laser em uma amostra de lodo com umidade *in natura*, em uma amostra seca ao ar e destorroada em moedor de ágata e em uma amostra seca a 60°C após oxidação da matéria orgânica com H_2O_2 e destorroada em moedor de ágata. Nesses ensaios foram utilizados como meio de dispersão água deionizada e *Calgon*.

Defloculante	Concentração da Solução de Defloculante (g.L ⁻¹)	Concentração da Solução de Defloculante (%)	Quantidade de lodo <i>in natura</i> utilizada (g)
Água	-	-	40,00
II	45,70	4,57	40,00
Hexametafosfato de	45,70	4,57	10,00
50010	91,40	9,14	10,00
Fosfoto Trissódioo	40,00	4,00	40,00
Fostato Trissourco	80,00	8,00	40,00
Pirofosfato de Sódio	40,00	4,00	40,00
	80,00	8,00	40,00
Tripolifosfato de	40,00	4,00	40,00
Sódio	80,00	8,00	40,00

Tabela 2 – Defloculantes utilizados e suas concentrações nas análises granulométricas.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 - Caracterização Químico-Mineralógica

Os resultados da caracterização mineralógica por DRX do LETA Taiaçupeba indicaram uma matriz amorfa com possível presença de fase cristalina composta por quartzo (SiO₂), gibbsita $(Al(OH)_3)$ e caulinita $(Al_2Si_2O_5(OH)_4)$. De acordo com O'Kelly (2016), as composições mineralógicas dos LETA's são determinadas pela origem da água bruta, pelo tipo e extensão dos processos de tratamento, pelas quantidades de íons, sólidos em suspensão e materiais coloidais removidos e os tipos de produtos químicos adicionados nos processos de tratamento.

Após oxidação da matéria orgânica com H_2O_2 , os resultados de DRX indicaram uma matriz amorfa com possível presença de fase cristalina composta por gibbsita (Al(OH)₃) e caulinita (Al₂Si₂O₅(OH)₄), não tendo mais sido detectada a presença possível de quartzo.

A presença de material amorfo tem sido relatada em outros LETA's (Ramirez et al., 2018; Suman et al., 2018; Abo-El-Enein et al., 2017; Ahmad et al., 2016; Delgado, 2016; Cabral, 2013). A presença desse material em DRX ocasiona ausência de picos de difração nítidos e presença de bandas largas com baixas intensidades, indicando partículas mal ordenadas e não cristalinas. Em MEV, apresenta-se com complexa morfologia, com partículas sem forma ou forma distinta (Buselatto et al., 2019), que sugerem a ausência da fase cristalina. Em solos, compostos húmicos são a fração formada pela decomposição de plantas e animais com ou sem a assistência de microrganismos (Tan, 2011). Nos LETA's, fazem parte do material amorfo compostos húmicos e óxidos e hidróxidos de alumínio e/ou ferro não-cristalinos. Os óxidos e hidróxidos são os produtos da reação dos sais utilizados como coagulantes e auxiliares de coagulação com a água, formando espécies hidrolisadas com carga positiva e precipitados do metal (ferro ou alumínio) amorfo (ou não-cristalino). No LETA Taiaçupeba, a fase amorfa pode ser atribuída ao elevado teor de matéria orgânica (Tabela 3 e Tabela 4), ao Óxido de Alumínio (Al₂O₃) e, provavelmente Hidróxido de Alumínio (Al(OH)₃), não-cristalinos advindos do coagulante e ao polímero adicionado na ETA.

Brazetti (1998), Azzam (2013) e Rodríguez (2018), em estudos sobre a influência da adição de polímeros nas características micromorfológicas, mineralógicas, hidráulicas e geotécnicas de solos, concluíram que a adição dos polímeros impossibilitou a visualização dos agregados naturais

do solo, formando uma massa homogênea e plástica, com presença de fissuras (como na Figura 3b). Brazetti (1998) constatou a formação de uma espécie de plasma seboso e considerou esta cerosidade a mais importante característica observada, relacionada à ação dos polímeros na fração argilosa do solo.

As micrografias obtidas pela MEV estão apresentadas nas Figura 2, enquanto as micrografias obtidas do LETA Taiaçupeba após oxidação da matéria orgânica com H_2O_2 estão apresentadas nas Figura 3. No geral, o LETA apresentou baixa cristalinidade, com a presença dos elementos Cálcio (Ca) Silício (Si), Alumínio (Al), Ferro (Fe), Oxigênio (O) e Carbono (C), indicadas pelas análises químicas pontuais por EDS. Na Figura 2a é possível distinguir partículas aproximadamente cúbicas, que podem ser grãos de quartzo, devido ao seu tamanho. Na Figura 3a, o microagregado é semelhante aos encontrados em solos laterizados, formados por partículas de caulinita cimentadas por óxidos de ferro. De acordo com as análises do LETA Taiaçupeba de Muchimbane (2016), as estruturas indicadas pelas setas vermelhas nas Figura 2b e na Figura 3c tratam-se de uma espécie de diatomácea, componente de fitoplanctons de lagos, lagoas e rios eutróficos, denominada *Aulacoseira ambígua*. De acordo com o autor, a superfície das frústulas diatomáceas são escamosas com orificios retangulares visíveis formando um padrão colmeia (Figura 2c), que confere ao material uma elevada propriedade filtrante. Nas Figura 2d e Figura 3d, observa-se materiais sem forma distinta, provavelmente componentes da matriz amorfa citada.

Na Tabela 3, apresenta-se a composição química por FRX do LETA Taiaçupeba antes e após oxidação da matéria orgânica por H_2O_2 ; do mesmo LETA coletado em três diferentes leiras de secagem (A, B e C) (Muchimbane, 2016); e de LETA's das seguintes estações de tratamento: El-Fustat (Egito) (El-Didamony et al., 2019), Tamanduá (Foz do Iguaçu, Paraná, Brasil) (Ramirez et al., 2018) e Cubatão (São Paulo, Brasil) (Montalvan, 2016).



Fig. 2 – Micrografias com aumentos de: (a) 3.000 vezes; (b) 14.000 vezes; (c) 20.000 vezes; (d) 100.000 vezes.



Fig. 3 – Micrografias com aumentos de: (a) 2.000 vezes; (b) 5.000 vezes; (c) 10.000 vezes; (d) 10.000 vezes.

	(1)	(2)	(3)			(4)	(5)	(6)
	(%)	(%)	A (%)	B (%)	C (%)	(%)	(%)	(%)
Al ₂ O ₃	29,60	37,40	27,16	23,89	12,91	28,84	24,20	8,89
Fe ₂ O ₃	12,30	16,7	11,51	20,60	4,05	9,92	17,50	46,00
SiO ₂	4,87	4,39	7,77	8,02	74,62	54,10	27,30	18,30
MnO	0,32	0,23	0,50	0,69	0,03	0,37	0,10	0,21
MgO	< 0,10	0,16	0,13	0,15	<0,01	0,64	0,20	0,44
CaO	0,49	0,57	0,66	0,49	2,00	3,10	0,20	1,59
Na ₂ O	< 0,10	0,13	0,04	0,02	< 0,02	0,30	0,10	0,10
K ₂ O	< 0,10	0,19	0,18	0,18	0,40	0,75	0,10	1,00
TiO ₂	0,17	0,26	0,23	0,24	0,80	1,28	2,35	0,42
P2O5	0,45	0,78	0,42	0,43	0,04	-	0,30	0,25
PF	52,60	39,1	51,31	45,12	7,41	-	27,10	22,00

Tabela 3 - Composição química por FRX de diversos LETA's.

Fontes: (1) LETA Taiaçupeba; (2) LETA Taiaçupeba após oxidação da matéria orgânica com Peróxido de Hidrogênio; (3) Muchimbane (2016); (4) El-Didamony, Khalil e Heikal, (2019); (5) Ramirez et al. (2018); (6) Montalvan (2016); PF = Perda ao Fogo.

Os resultados apresentados nas colunas 1 e 2 da Tabela 3 mostram que houve alterações na composição química determinada após oxidação da matéria orgânica, uma vez que o processo possibilitou maior clareza nas análises, pela redução do material amorfo. O teor de Al_2O_3 aumentou 7,8% e o teor de Óxido de Ferro (III) (Fe₂O₃), 4,4%. Houve também uma pequena

redução do teor de Dióxido de Silício (SiO₂), de 0,48%. Os teores dos compostos minoritários, também aumentaram, com detecção de concentrações de MgO, Na₂O e K₂O não determinadas no LETA não tratado. A perda ao fogo reduziu em 13,5% indicando que parte ou a totalidade da matéria orgânica presente no material foi de fato oxidada com o procedimento.

Comparando-se com os resultados das três amostras do LETA Taiaçupeba analisadas por Muchimbane (2016), observa-se semelhança com amostras das leiras A e B. O tempo de secagem nas leiras pode ter influenciado os resultados e justificar a diferença obtida com a amostra C.

Dentre os compostos analisados, todos os LETA's apresentaram Al_2O_3 , Fe_2O_3 e SiO₂ como principais componentes, e MnO, MgO, CaO, Na₂O, K₂O, TiO₂ e P₂O₅ em baixos percentuais. Em particular, diferente dos demais, o teor de Fe₂O₃ foi maior que o de Al₂O nas análises de Montalvan (2016), justificado pela utilização de cloreto férrico como coagulante na ETA Cubatão. No geral, os valores encontrados estão de acordo com o exposto por Babatunde e Zhao (2007), de que lodos provenientes de ETAs que coagulam com sais de alumínio têm teor de alumínio variando entre 16,4 a 43,0%, ao passo que lodos coagulados com sais de ferro, têm teor de alumínio na faixa de 5,2 a 14,8%.

O teor de SiO₂ do LETA Taiaçupeba é baixo quando comparado aos de LETA's da Tabela 3 e à faixa de 7,2 a 59,6% obtida na compilação de dados de Babatunde e Zhao (2007). De acordo com O'Kelly (2016), os compostos mais abundantes nos LETA's de Sulfato de Alumínio são: > 30% em peso de SiO₂, 10-56% em peso de Al₂O₃ e aproximadamente 5% em peso de Fe₂O₃, enquanto que para os lodos férricos são: > 30% em peso de Fe₂O₃, 10-20% em peso de Al₂O₃ e uma quantidade variável de SiO₂.

O teor de Al₂O₃ se associa à presença de caulinita (Al₂Si₂O₅(OH)₄) e gibbsita (Al(OH)₃) e à utilização de Sulfato de Alumínio (Al₂(SO₄)₃.18H₂O) no tratamento da água; a presença de Fe₂O₃ pode se relacionar às presenças de hematita (Fe₂O₃), magnetita (Fe₃O₄) e goethita (FeO(OH)) e o quartzo (SiO₂) à sílica (areia), presente na água bruta (Montalvan, 2016).

A perda ao fogo (PF) se dá devido à perda de umidade, à desidratação de hidróxidos, e à decomposição de compostos carbonáticos e matéria orgânica durante a queima. O alto valor obtido para o LETA Taiaçupeba (52,6%) pode estar relacionado ao alto teor de matéria orgânica presente.

Os demais parâmetros químicos analisados estão apresentados na Tabela 4.

Parâmetro	Resultado	Parâmetro	Resultado
pH (H ₂ O)	6,4	Alumínio (mmol _c .kg ⁻¹)	1,0
pH (KCl)	5,6	Capacidade de Troca	72.2
ΔpH	+0,8	Catiônica (CTC) (mmol _c .kg ⁻¹)	75,5
Matéria Orgânica (g.kg ^{.1})	267,0	Acidez Potencial (H ⁺ +Al ³⁺)	20.0
Carbono Orgânico (g.kg ^{.1})	155,0	(mmol _c .kg ⁻¹)	20,0
Fósforo (mg.kg·1)	4,2	Soma de Bases Trocáveis	52.2
Potássio (mmol _c .kg ⁻¹)	2,5	(mmol _c .kg ⁻¹)	35,5
Cálcio (mmol _c .kg ⁻¹)	32	Saturação da CTC por bases	72.0
Magnésio (mmol _c .kg ⁻¹)	4,0	(%)	/3,0
Sódio (mmol _c .kg ⁻¹)	14,8	Saturação por alumínio (%)	2,0

Tabela 4 – Resultados de análises químicas do LETA Taiaçupeba.

Os valores de pH (H₂O) e pH (KCl) foram iguais a 6,4 e 5,6, respectivamente, indicando acidez do material. Muchimbane (2016) encontrou valores semelhantes para as três amostras analisadas do mesmo lodo, com valor médio do pH (H₂O) de 6,6 e com o valor médio do pH (KCl) de 6,3. Outros autores, analisando outros lodos provenientes de tratamentos de água com diferentes defloculantes, obtiveram valores de pH variando de ácido a básico: 5 a 8 (Zhao et al., 2018); 7,0 a 8,0 (O'Kelly, 2016); 6,0 a 8,0 (Babatunde e Zhao, 2007); 5,6 a 8,4 (Dayton e Basta,

2001); lodos de alumínio entre 6,5 e 7,8 (Hsieh e Raghu, 1997). Altos valores de pH favorecem a imobilização de metais e inibem a biodegradação da matéria orgânica, valores muito abaixo de 5,0 podem favorecer a lixiviação de metais do lodo (com possíveis efeitos indesejáveis) e a biodegradação ocorre num pH próximo do neutro e com condições favoráveis de nutrientes, temperatura e água (Hsieh e Raghu, 1997).

A diferença entre o pH(H₂O) e o pH(KCl) resulta no parâmetro Δ pH, indicativo da carga superficial predominante das frações ativas: um valor positivo indica predominância de carga negativa, enquanto um valor negativo indica superficies com predominância de cargas positivas. O ponto de carga zero (PCZ) corresponde a Δ pH nulo, ou seja, com cargas superficiais positivas e negativas balanceadas (TAN, 2011). Nesta condição, as cargas elétricas de sinais contrários se atraem resultando em floculação máxima das argilas (Muchimbane, 2016). O LETA Taiaçupeba apresentou Δ pH igual a +0,8, indicando predominância de cargas negativas, resultado condizente com as amostras analisadas por Muchimbane (2016), cujo Δ pH médio foi de +0,3.

Hsieh e Raghu (1997) teceram relações entre as concentrações de matéria orgânica e carbono orgânico² e o local de captação da água bruta, indicando que lodos advindos do tratamento de água bruta de rios apresentam baixas concentrações de sólidos orgânicos, de 3 a 17%, e altas concentrações de inorgânicos, enquanto lodos advindos do tratamento de água de reservatórios ou lagoas apresentam elevadas concentrações de sólidos orgânicos, entre 14 a 63%, e baixas concentrações de inorgânicos. Em consonância com este estudo, Montalvan (2016) obteve teor de matéria orgânica de 2,6% no LETA proveniente do tratamento da água do Rio Cubatão, enquanto a ETA Taiaçupeba, que trata água da Represa Taiaçupeba, apresentou resíduo com alto teor de matéria orgânica (26,7%) e carbono orgânico (15,5%). Para duas das três amostras do LETA Taiaçupeba analisadas por Muchimbane (2016), os teores de matéria orgânica foram bastante próximos, com 29,5% e 24,1%, enquanto uma das amostras apresentou teor bem mais baixo, de 13,9%. Na literatura, os teores de matéria orgânica de LETA's variaram entre 0,39% e 68,9% (Buselatto et al., 2019; Godoy et al, 2019; Oliveira, 2015; Cabral, 2013; Delgado, 2013; Richter, 2001) e os teores de carbono orgânico entre 0,85% e 14,9% (Yang et al., 2006; Dayton e Basta, 2001; Elliott e Dempsey, 1991).

A CTC, definida como a soma dos cátions trocáveis, expressa a capacidade do solo de manter e trocar cátions e, normalmente, quanto maior, maior a capacidade de reter contaminantes (Hsieh e Raghu, 1997). A CTC é estimada pela soma das quantidades trocáceis dos cátions Ca²⁺, Mg²⁺, K⁺, Na⁺, H⁺ e Al³⁺, depende do tipo e quantidade de argila e matéria orgânica no solo e é fortemente influenciada pelo pH do meio. No caso do LETA Taiaçupeba, a contribuição dos argilominerais para a CTC é mínima, se comparada à de matéria orgânica (Muchimbane, 2016). A CTC obtida foi de 73,3 mmol_c.kg⁻¹ (ou 54,6 mmol.kg⁻¹), valor mais baixo que os encontrados por Muchimbane (2016) (111, 144 e 119 mmolc.kg⁻¹). Para diferentes lodos, foram encontrados os seguintes valores de CTC: 69,3 a 255,2 mmol_c.kg⁻¹ (Montalvan, 2016; Cabral, 2013; Oliveira et al., 2004); 229,6 a 1357,5 mmol_c.kg⁻¹ (Hsieh e Raghu, 1997); 136 a 565 mmol.kg⁻¹ (Dayton e Basta, 2001).

A acidez potencial é a soma da acidez trocável (ions H⁺ e Al³⁺ retidos na superfície dos coloides por forças eletrostáticas) com a acidez não trocável (resultado da dissociação dos ions H⁺ dos grupos funcionais da matéria orgânica, das bordas dos argilominerais e da superfície dos óxidos de ferro e alumínio) (EMBRAPA, 2017). Esta propriedade é prejudicial ao crescimento das plantas e sua quantificação representa a quantidade de base necessária para neutralizá-la, ou seja, a quantidade de calcáreo a ser adicionado no solo. A acidez potencial do LETA Taiaçupeba foi de

² A quantificação da matéria orgânica se dá pela via seca em mufla por incineração e não discrimina os diversos componentes do solo, como aqueles minerais e orgânicos. Já a quantificação do carbono orgânico se dá por via úmida pela oxidação com Dicromato de Potássio e somente a parcela proveniente de materiais orgânicos facilmente oxidáveis ou decomponíveis é quantificada, sendo discriminada a parcela oriunda de compostos carbonáticos ou recalcitrantes como o carvão (Walkley e Black, 1934).

20 mmol_c.kg⁻¹ (19,3 mmol.kg⁻¹). Nas três amostras Muchimbane (2016) obteve 49, 61 e 52 mmol_c.kg⁻¹, Montalvan (2016), 3,0 mmol_c.kg⁻¹ e Oliveira et al. (2004), 28,7 mmol_c.kg⁻¹.

A soma de bases trocáveis é dada pela CTC, excluindo-se os cátions permutáveis H⁺ e Al³⁺. A soma de bases trocáveis obtida foi de 53,3 mmol_c.kg⁻¹, Muchimbane (2016) obteve 62, 83 e 67 mmol_c.kg⁻¹, Montalvan (2016), 252,2 mmol_c.kg⁻¹ e Oliveira et al. (2004), 69,8 mmol_c.kg⁻¹.

3.2 – Caracterização Geotécnica

A Figura 4 apresenta os teores de umidade das 20 amostras coletadas diariamente. Os teores de umidade mínimo, médio e máximo foram de 456,3, 495,8 e 529,6%, respectivamente. O desvio padrão foi de 19,9% e o coeficiente de variação, de 4,0%.



Fig. 4 – Teor de Umidade.

A massa específica dos grãos foi de 2,42 g.cm⁻³, menor que a de solos em geral e comum em solos orgânicos. Este valor concorda com o obtido por Vandermeyden e Cornwell (1998), entre 2,05 e 2,94 g.cm⁻³, Watanabe et al. (2011), entre 2,40 e 2,61 g.cm⁻³ e Hsieh e Raghu (1997), entre 1,87 e 2,30 g.cm⁻³. Segundo Xia (1994) e O'Kelly (2016), a massa específica dos sólidos de LETA's se relacionam inversamente com o teor de matéria orgânica, ou seja, um elevado teor de matéria orgânica tende a diminuir a massa específica.

O teor de matéria orgânica obtido por queima a 440°C foi de 49,0%, bastante próximo ao teor obtido no ensaio por queima à 1020°C, de 52,6% (Tabela 3). Nas análises químicas obteve-se o valor de 26,7% (Tabela 4). Entretanto, de acordo com O'Kelly (2016), no teste de perda ao fogo a 440°C, os resíduos perdem quantidades significativas de água estrutural e hidroxilas associadas ao coagulante Sulfato de Alumínio, que representa entre 5-15% do peso do lodo (Wang et al., 1992). Estimativa mais confiável do teor de matéria orgânica para LETA's pode ser obtida pelo método de Walkley e Black (BSI, 1990), que emprega oxidação com Dicromato de Potássio e determina o parâmetro denominado teor de carbono orgânico. O teor de carbono orgânico obtido foi de 15,5% (Tabela 4), condizente com a diferença obtida antes e após oxidação da matéria orgânica com Peróxido de Hidrogênio (52,6% e 39,1%, respectivamente), de 13,5%.

Os resultados do ensaio de limite de liquidez, em triplicata, estão apresentados na Figura 5. O LL foi 536%, entretanto, o coeficiente de determinação (R²) do ajuste ao modelo linear foi baixo, devido à grande variabilidade do material mesmo após homogeneização e quarteamento. O LP, também obtido por triplicata, foi 236%. Consequentemente, o Índice de Plasticidade (IP) foi de 300%. Segundo O'Kelly (2016), LETA's provenientes de tratamento de água com Sulfato de Alumínio apresentam maior plasticidade em relação aos advindos de outros coagulantes, devido a presença de Aluminatos de Cálcio e Sulfato de Alumínio hidratados, que aumentam a capacidade de retenção de água. Valores de reportados na literatura foram: LL entre 280 e 425% e IP entre 82

e 225% (BASIM, 1999); LL entre 83% e 420% e IP entre 47% e 325% (Watanabe et al., 2011); LL entre 108% e 550% e IP entre 26% e 311% (O'Kelly, 2016).



Após secagem em estufa a 110°C, ao se realizar novamente o ensaio de LL, o LETA se comportou como não-plástico. Os LETA's, quando sujeitos a variações na temperatura, perdem não apenas a plasticidade, mas também a afinidade com a água, provocando uma redução drástica em suas plasticidades (O'Kelly, 2008; Basim, 1999; Xia, 1994).

Como a totalidade do material passou na peneira #4 (4,75 mm), a análise granulométrica foi realizada por sedimentação e peneiramento do material lavado e retido na peneira #200 após sedimentação. Não foi possível obter resultados coerentes nos ensaios, mesmo com a utilização de outros defloculantes e quantidades de material. Em todas as repetições ocorreu formação de espuma após a agitação do material em solução de defloculante no dispersor, conforme pode ser observado nas imagens da Figura 6. Foi necessário lavar abundantemente a espuma com o auxílio de uma pisseta com água destilada intercalando intervalos de alguns minutos para que a espuma assentasse e atingisse a marca de 1000 ml da proveta para iniciar o ensaio, conforme preconizado na norma. Além disto, o lodo não precipitou e a densidade da suspensão não diminuiu com o tempo, havendo algumas situações, inclusive, em que o densímetro acusou aumento na densidade.

Os resultados obtidos com os ensaios de sedimentação não puderam, portanto, ser obtidos. A Figura 7 mostra as curvas granulométricas obtidas a título de exemplo. Na Figura 8 estão apresentadas as distribuições granulométricas obtidas por laser do LETA in natura, seco ao ar e





Fig. 6 – Formação de espuma no ensaio de sedimentação: (a) 40g de Lodo + Fosfato Trissódico 4%; (b) 10g de Lodo + Hexametafosfato de sódio 9,14%.

com oxidação da matéria orgânica e seca a 60°C.

Observa-se que nenhuma das alternativas investigadas foi eficaz para determinar a distribuição granulométrica por sedimentação, pois os defloclulantes não foram eficazes na neturalização do efeito do coagulante e do polímero utilizados na ETA. Como praticamente todo o material passa na peneira #200 (0,075 mm) quando lavado, utilizou-se a carta de plasticidade para sua classificação, de acordo com a norma D2487-17 (ASTM, 2017 b). Considerando-se os limites



Fig. 7 – Curvas Granulométricas: (a) Sem defloculante; (b) Com defloculante Hexametafosfato de Sódio em diferentes concentrações; (c) Com defloculante Fosfato Trissódico em diferentes concentrações; (d) Com defloculante Pirofosfato de Sódio em diferentes concentrações; (e) Com defloculante Tripolifosfato de Sódio em diferentes concentrações.

obtidos, o LETA Taiaçupeba seria classificado como MH (silte não elástico), indicando pouca atividade dos finos. Porém, devido ao alto teor de matéria orgânica, os ensaios devem ser repetidos com o material seco ao ar para definir a classificação como MH ou OH. Se após secagem em estufa, o ensaio de limite de liquidez for inferior a 75% do limite de liquidez antes da secagem, o material se classifica como orgânico. Como o LETA tornou-se não-plástico após secagem, ele foi classificado como silte orgânico (OH).

Nas análises granulométricas por laser, o teor de matéria orgânica, e consequentemente, a variação do limite de liquidez após secagem, também é definitvo na classificação. No caso do LETA *in natura*, o material classifica-se também como OH. As amostras do LETA seco ao ar e com oxidação da matéria orgânica e seco a 60°C se classificam como ML (silte), pela norma D2487-17 (ASTM, 2017 b).

Muchimbane (2016), analisou granulométricamente as três amostras do LETA Taiaçupeba, por meio da associação dos métodos de peneiramento e pipetagem propostos por Suguio (1973), e classificação utilizando o Diagrama de Flemming (2000), para sedimentos lamosos (lama é a soma das frações de argila e silte), e o Diagrama de Shepard (1954). Por Fleming, uma amostra foi classificada como silte argiloso, enquanto as demais como lama levemente arenosa siltosa; já por Shepard, as três amostras foram classificadas como silte argiloso.

Uma síntese dos resultados de caracterização geotécnica esta apresentada na Tabela 5.



Fig. 8 – Granulometria por laser.

Parâmetros	LETA Taiaçupeba
Teor de umidade médio \pm desvio padrão (%)	$495,8\pm19,9$
Massa especifica dos grãos (g/cm ³)	2,42
Limite de liquidez (%)	536
Limite de plasticidade (%)	236
Índice de plasticidade (%)	300
Teor de matéria orgânica (%)	15,5
Classificação SUCS	OH

Tabela 5 – Síntese da caracterização geotécnica.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados da DRX indicaram uma matriz amorfa com possível presença de fase cristalina composta por quartzo (SiO₂), gibbsita (Al(OH)₃) e caulinita (Al₂Si₂O₅(OH)₄). Após oxidação da matéria orgânica com H_2O_2 , a DRX não apontou a presença de quartzo. A fase amorfa foi

relacionada ao elevado teor de matéria orgânica, ao Óxido de Alumínio (Al₂O₃) e, provavelmente, ao Hidróxido de Alumínio (Al(OH)₃) não-cristalino advindo da reação do coagulante com a água e ao polímero adicionado na ETA.

A FRX mostrou como componentes majoritários $Al_{2}O_3$, Fe_2O_3 e SiO₂. O Al_2O_3 pode se associar à presença de caulinita ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$) e gibbsita ($Al(OH)_3$) e à utilização do coagulante Sulfato de Alumínio. O Fe₂O₃ pode se relacionar a presença de Hematita (Fe₂O₃), Magnetita (Fe₃O₄) e Goethita (FeO(OH)). O quartzo (SiO₂) se relaciona à presença de areia na água bruta. O teor de SiO₂ foi muito baixo se comparado a solos e a LETA's. A oxidação da matéria orgânica pode ter possibilitado maior clareza nas análises, devido a redução da quantidade de material amorfo. Com isso, houve aumento do teor de Al_2O_3 (7,8%) e Fe₂O₃ (4,4%) e redução do teor de SiO₂ (0,48%). A porcentagem de grande parte dos demais componentes minoritários também aumentou (MgO, CaO, Na₂O, K₂O, TiO₂, P₂O₅).

Em consonância com a DRX e a FRX, pela MEV-EDS foi possível identificar a presença de Al, Fe, Si, Ca, O e C. Também foi possível observar baixa cristalinidade e a uma fase amorfa visível, responsável pelo quase desaparecimento das partículas cristalinas.

A caracterização química do LETA Taiaçupeba resultou em um pH (H₂0) de 6,4 e um Δ pH de +0,8, indicando a presença de coloides de argila negativamente carregados. A CTC foi de 73,3 mmolc.kg⁻¹, a acidez potencial, 20 mmol_c.kg⁻¹ e a soma de bases trocáveis, 53,3 mmol_c.kg⁻¹, valores baixos em relação a estudos de outros lodos. O teor de matéria orgânica foi de 26,7%, no ensaio por queima a 440°C foi de 49,0%, no ensaio por queima a 1020°C foi de 52,6% e após a oxidação da matéria orgânica de 39,1%. Houve, portanto, uma redução considerável da perda ao fogo, de 13,5%, indicando que parte ou a totalidade da matéria orgânica presente no material foi de fato oxidada. Este valor é muito próximo do teor de matéria orgânica considerado mais confiável, de 15,5% (carbono orgânico).

A predominância da matéria orgânica, a reduzida presença de minerais, a presença de óxidos e hidróxidos metálicos e polímeros e o alto teor de umidade dificultaram a execução e interpretação dos ensaios geotécnicos, particularmente a análise granulométrica. O conjunto de resultados e análises motivaram a classificação do material como silte orgânico. A massa específica dos grãos foi de 2,42 g.cm⁻³, o teor de umidade médio foi de 495,8%, o LL, 536%, o LP, 236% e, portanto, o IP, 300%. A alta plasticidade pode ser justificada pela alta capacidade de retenção de água do resíduo. Após secagem, o material muda completamente suas características, perdendo a plasticidade com a água.

5 – AGRADECIMENTOS

À ETA Taiaçupeba, à FAPESP (processos 2013/50448-8, 2017/24056-6 e 2019/17183-7) e ao CNPq (processo 310801/2017-6).

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). NBR 6.508 Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1986). NBR 6.457 *Amostras* de solo Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1996). NBR 13.600 Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2004). NBR 10.004 *Resíduos Sólidos Classificação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

- ABNT (2016 a). NBR 6.459 *Solo Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016 b). NBR 7.180 Solo Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2017). NBR 7.181 Solo Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Abo-El-Enein, S.A.; Shebl, A.; Abo El-Dahab, S.A. (2017). Drinking water treatment sludge as an efficient adsorbent for heavy metals removal. Applied Clay Science, 146, p. 343-349.
- Ahmad, T.; Ahmad, K.; Abdul, A.; Alam, M. (2016). *Characterization of water treatment sludge* and its reuse as coagulant. Journal of Environmental Management, 182, p. 606-611.
- Asociación Nacional De La Industria Quimica (2019). *Información técnica Superfloc Serie 8000 HMW PAMs catiónica seca*. Disponível em: http://www.aniq.org.mx/webpublico/>. Acesso em: 7 nov. 2019.
- ASTM D7928-17 (2017 a). Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer). Annual Book of ASTM 2018, Volume 04.08.
- ASTM D2487-17 (2017 b). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Annual Book of ASTM 2018, Volume 04.08.
- ASTM D2974-20e1 (2020). Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils. Annual Book of ASTM 2021, Volume 04.08.
- Azzam, W. (2013). Behaivor of Modified Clay Microstructure using Polymer Nanocomposites Techique. Alexandria Engineering Journal, p. 143-150.
- Babatunde, A.O.; Zhao, Y.Q. (2007) Constructive approaches toward water treatment works sludge management: an international review of beneficial reuses. Critical Reviews in Environmental Science and Technology, 37, nº 2, p. 129-164.
- Basim, S.C. (1999). *Physical and Geotechnical Characterization of Water Treatment Plant Residuals*. PhD Thesis—New Jersey: New Jersey Institute of Technology.
- Blight, G.E. (1997). *Mechanics of residual soils*. A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.
- Brasil (2005). Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 357, de 18 de março de 2005. Classificação dos corpos de água. Diário Oficial da União, Brasília.
- Brasil (2010). Lei nº 12.305 de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília.
- Brasil (2011). Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 430, de 16 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005. Diário Oficial da União, Brasília.
- Brazetti, R. (1998). Considerações sobre a influência de distintos aditivos orgânicos nas características micromorfológicas, mineralógicas, físicas, mecânicas e hidráulicas de um solo laterítico. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo.

- BSI (1990). BS 1377-3:1990 Methods of test for soils for civil engineering purposes (chemical and electro-chemical tests). British Standards Institution, London, UK.
- Buselatto, D.M.; Wenzel, M.C.; Rocha, G.H.; Webber, J.; Silva, S.R.; Andrade, J.J.O. (2019). Incorporação de lodo de estação de tratamento de água (ETA) como agregado miúdo em concretos: avaliação das propriedades físico-mecânicas. Matéria, 24, nº 1.
- Cabral, V.A.L. (2013). Avaliação da incorporação do lodo da ETA UFV na manufatura de tijolos de solo-cimento. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- Dayton, E.A.; Basta, N.T. (2001). Characterization of drinking water treatment residuals for use as a soil substitute. Water Environment Research, 73, nº 1, p. 52-57.
- Delgado, J.V.C. (2016). Avaliação da aplicação do lodo da ETA Guandu na pavimentação como disposição final ambientalmente adequada. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Dumke, C.; Camargo, T.; Uhlig, C.; Somensi, A.; Hopner, N. (2015). Avaliação da eficiência de um polímero aniônico e um polímero catiônico em tratamento de água para abastecimento. Anais da 6ª Mostra Científica e Tecnológica - Campus Araquari, Araquari.
- El-Didamony, H.; Khalil, K.H.A.; Heikal, M. (2019). *Physico-chemical and surface characteristics of some granulated slag-fired drinking water sludge composite cement pastes*. HBRC Journal, 10, nº 1, p. 73-81.
- Elliott, H.A.; Dempsey, B.A. (1991). Agronomic Effects of Land Application of Water Treatment Sludges. Journal AWWA, p. 126-131.
- EMBRAPA (2017). *Manual de Métodos de Análise de Solos*. 4ª edição, Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, Rio de Janeiro, Brasil.
- Ferreira, K.S.M.; Montalvan, E.L.T.; Sawatani, T.F.; Boscov, M.E.G. (2019). Influência da secagem nos parâmetros de resistência à compressão simples de misturas compactadas de solos lateríticos com lodo de ETA. Anais do 8º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 9, Congresso Brasileiro de Geossintéticos, São Carlos.
- Flemming, B.W. (2000). A revised textural classification of gravel-free muddy sediments on the basis ternary diagrams. Continental Shelf Research, p. 1125–1137.
- Godoy, L.G.G.; Rohden, A.B.; Garcez, M.R.; Costa, E.B.; Dalt, S.; Andrade, J.J.O. (2019). *Valorization of water treatment sludge waste by application as supplementary cementitious material*. Construction and Building Materials, 223, p. 939-950.
- Head, K.H. (2006). *Manual of Soil Laboratory Testing*. 3^a edição, vol. 1, Whittles Publishing, Scotland, Reino Unido.
- Hsieh, H.N.; Raghu, D. (1997). *Criteria development for water treatment plant residual monofills*. AWWA Research Foundation and American Water Works Association, Denver, Colorado.
- Katayama, V.T. (2012). Quantificação da produção de lodo de estações de tratamento de água de ciclo completo: uma análise crítica. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Lambe, T.W. (1951). Soil Testing for Engineers. John Wiley, New York.
- Montalvan, E.L.T. (2016). Investigação do comportamento geotécnico de misturas de solo arenoso com lodo da Estação de Tratamento de Água Cubatão. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo.

- Montalvan, E.L.T.; Ferreira, K.S.M.; Godoy, R.V.S.; Boscov, M.E.G. (2019). *Influence of water* treatment sludge addition on the compressibility and shear strength parameters of two lateritic soils. Proceedings of 16th XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotecnhical Engineering, Cancun.
- Montalvan, E.L.T.; Boscov, M.E.G. (2018). *Geotechnical Parameters of Mixtures of a Tropical Soil with Water Treatment Sludge*. Proceedings of 8th International Congress on Environmental Geotechnics, Springer, Singapore.
- Muchimbane, A.B.D.A. (2016). Avaliação da influência da disposição de lodo gerado por estação de tratamento de água sobre a qualidade do solo e da água subterrânea na área da Barragem Taiaçupeba, Suzano, SP. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Nair, A.T.; Ahammed, M.M. (2014). Coagulant recovery from water treatment plant sludge and reuse in post-treatment of UASB reactor effluent treating municipal wastewater. Environmental Science and Pollution Research, 21, p. 10407-10418.
- O'Kelly, B.C. (2008). Geotechnical properties of a municipal water treatment sludge incorporating a coagulant. Canadian Geotechnical Journal, 45, nº 5, p. 715-725.
- O'Kelly, B.C. (2016). *Geotechnics of municipal sludges and residues for landfilling*. Geotechnical Research, 3, nº 4, p. 148-179.
- O'Kelly, B.C.; Sivakumar, V. (2014) Water content determinations for peat and other organic soils using the oven-drying method. Drying Technology: An International Journal, 32.
- Oliveira, A.P.S. (2015). Avaliação dos atributos de um latossolo adubado com lodo de estação de tratamento de água. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora.
- Oliveira, E.M.S.; Machado, S.Q.; Holanda, J.N.F. (2004). Caracterização de resíduo (lodo) proveniente de estação de tratamento de águas visando sua utilização em cerâmica vermelha. Cerâmica, 50, p. 324-330.
- Raghu, D.; Hsieh, H.; Neilan, T. Yih, C. (1987). *Water treatment plant sludge as landfill liner*. Proceedings of Geotechnical Practice for Waste Disposal.
- Ramirez, K.G.; Possan, E.; Bittencourt, P.R.S.; Carneiro, C.; Colombo, M. (2018). Physicochemical characterization of centrifuged sludge from the Tamanduá water treatment plant (Foz do Iguaçu, PR). Matéria, 23, nº 3.
- Richter, C.A. (2001). Tratamento de Lodos de Estações de Tratamento de Água. 1ª edição, 4ª reimpressão, Edgard Blucher, São Paulo.
- Rodríguez, N.H.; Ramírez, S.M.; Varela, M.T.B. Guillem, M.; Puig, J.; Larrotcha, E.; Flores, J. (2010). Re-use of drinking water treatment plant (DWTP) sludge: characterization and technological behaviour of cement mortars with atomized sludge additions. Cement and Concrete Research, 40, p. 778-786.
- Roque, A.; Montalvan, E.L.T.; Boscov, M.E.G. (2019). Caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo da Estação de Tratamento de Água Taiaçupeba. Anais do 6º Simpósio sobre Resíduos Sólidos, São Carlos, N.P.
- Shepard, F.P. (1954). Nomenclature Based on Sand-silt-clay Ratios. Journal of Sedimentary Research, 24, nº 3.

- Silva, A.S.; Hemsi, P.S. (2018). Efeito do teor de sólidos na resistência ao cisalhamento de um lodo de ETA visando seu uso em cobertura diária de aterros sanitários. Anais do 19º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador.
- Suguio, K. (1973). Introdução a Sedimentologia. Edgard Blucher, São Paulo.
- Suman, A.; Ahmad, K.; Inamulhaq (2018). *Water treatment plant sludge characterization, recovery of coagulant and its reuse.* International Journal of Research in Engineering and Technology, 7.
- Tan, K.H. (2011). *Principles of Soil Chemistry*. 4th edition, CRC Press Taylor & Francis Group, Athens, Georgia.
- Tsugawa, J.K.; Romano, R.C.; Pileggi, R.G.; Boscov, M.E.G. (2018). Rheological Approach for the Evaluation of Geotechnical Use of Water Treatment Sludge. The International Congress on Environmental Geotechnics. Proceedings of 8th International Congress on Environmental Geotechnics, Springer, Singapore.
- Tsugawa, J.K.; Da Silva Sabino, E.F.; Monte, R. Boscov, M.E.G. (2019). Importance of Composing Representative Samples According to the Theory of a Sampling (TOS) for the Reuse of Water Treatment Sludge. Proceedings of 16th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cancun, Mexico.
- US EPA Method 1684 (2001). Total, fixed, and volatile solids in water, solids, and biosolids. Washington, DC.
- Vandermeyden, C.; Cornwell, D.A. (1998). *Nonmechanical dewatering of water plant residuals*. AWWA Research Foundation and American Water Works Association, Denver, Colorado.
- Walkley, A.; Black, I.A. (1934). An examination of the degtjareff method for determining soil organic matter and a proposed modification of the chromic acid titration method. Soil Science, 37, nº 1, p. 29-38.
- Wang, M.C.; Hull, J.Q.; Jao, M. Dempsey, B.A.; Cornwell, D.A. (1992). Engineering behavior of water treatment sludge. Journal of Environmental Engineering, 118, nº 6, p. 848-864.
- Watanabe, Y.; Komine, H.; Yasuhara, K.; Murakami, S. (2011). Batch Leaching Test Focusing on Clod Size of Drinking Water Sludge and Applicability to Long-Term Prediction Using Column Leaching Test. Proceedings of Geo-Frontiers 2011 - Advances in Geotechnical Engineering.
- Wintermyer, A.M.; Kinter, E.B. (1955). Dispersing agents for particle-size analysis of soils. Highway Research Board Bulletin, Transportation Research Board of the National Academy of Sciences.
- Wolff, E.; Schwabe, W.K.; Conceição, S.V. (2014). Utilization of water treatment plant sludge in structural ceramics. Journal of Cleaner Production, p. 1-8.
- Xia, Z. (1994). *Geotechnical characterization of water treatment plant residuals*. M.Sc. Thesis, New Jersey Institute of Technology, New Jersey.
- Yang, L.; Wei, J.; Zhang, Y.; Wang, J.; Wang, D. (2014). Reuse of acid coagulant recovered drinking waterworks sludge residual to remove phosphorus from wastewater. Applied Surface Science, 305, p. 337-346.
- Yang, Y.; Tomlinson, D.; Kennedy, S.; Zhao, Y.Q. (2006). *Dewatered alum sludge: a potential adsorbent for phosphorus removal.* Water Science & Technology, 54, nº 5, p. 207-213.

Zhao, Y.; Liu, R.; Awe, O.W.; Yang, Y.; Shen, C. (2018). Acceptability of land application of alum-based water treatment residuals – An explicit and comprehensive review. Chemical Engineering Journal, 353, p. 717-726.

FATORES DE SEGURANÇA DETERMINÍSTICOS EM AVALIAÇÃO DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE REJEITOS: UMA REFLEXÃO

Deterministic Factors of Safety for the Evaluation of the Stability of Tailing Dams: a Reflection

António Viana da Fonseca^a, António Fonseca^b e Sebastião Oliveira^c

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

^b INSTITUTO DA CONSTRUÇÃO - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal

° Soliveira Assessoria em Geologia Ltda, Belo Horizonte, Brasil

RESUMO – A avaliação de estabilidade das barragens de rejeitos de mineração tem sofrido uma evolução nos últimos anos, sustentada pela informação que foi sendo analisada por painéis de especialistas após os numerosos casos de roturas. A gestão dos níveis de segurança a adotar vem sendo cada vez mais associada à necessidade de introduzir fatores condicionantes da análise de risco que tenham em consideração as variabilidades e incertezas, considerando probabilidades de fatores de estabilidade da barragem e as implicações de perdas de vidas e ambientais de um eventual rompimento. Assim, as características dos materiais geotécnicos devem ser integradas nas distintas e complementares condições de estado permanente e as ações frequentes, raras, etc. Enquanto essas novas metodologias não são implementadas nas estruturas existentes, as auditorias técnicas de segurança periódicas ainda se baseiam em Fatores de Segurança determinísticos que procuram garantir a estabilidade destes ativos. Neste artigo, serão discutidos esses fatores de segurança à luz das boas práticas de engenharia internacional e serão feitas considerações sobre como se podem assegurar valores "característicos" dos parâmetros usados nos cálculos de avaliação de estabilidade e como se considera que estas análises devem ser conduzidas em condições drenadas e não drenadas bem como que modelos de equilíbrio devem ser usados.

ABSTRACT – The stability assessment of mining tailings dams has undergone an evolution in recent years, supported by the information reported by expert panels, following the numerous cases of ruptures. The management of the security levels to be adopted has been increasingly associated to the need of introducing conditioning factors for risk analysis that take into account the variabilities and uncertainties, taking into account the probabilities of the factors of stability of the dam and the implications on loss of lives and environmental impact after rupture. These characteristics of the geotechnical materials should be integrated into the distinct conditions of permanent state and the frequent and rare actions, etc. While these new methodologies are not implemented in existing structures, periodic technical safety audits are still based on deterministic Factors of Safety that seek to ensure stability of these assets. In this article, these safety factors will be discussed in the light of good international engineering practices and considerations will be made on how to ensure "characteristic" values of the parameters used in the stability assessment calculations and how it is considered that these analyses should be conducted under drained and undrained conditions and which equilibrium models should be used.

Palavras Chave - Barragens de Rejeitos, Fatores de segurança determinísticos e risco, Liquefação por fluxo.

Keywords - Tailing Dams, Deterministic factors of safety and risk, Flow Liquefaction.

E-mails: viana@fe.up.pt (A.V. Fonseca), avfonseca@fe.up.pt (A. Fonseca), sdogeologo@yahoo.com.br (S. Oliveira)

ORCID: http://orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A.V. Fonseca), ORCID: https://orcid.org/0000-0003-2517-9273 (A. Fonseca)

1 – INTRODUÇÃO E MOTIVAÇÃO

Em meados de 2019 o Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), os Princípios para o Investimento Responsável (PRI) e o Conselho Internacional de Mineração e Metais (ICMM), perante a gravidade das roturas recentes, estimulou a convocar, em conjunto, a Revisão da Norma Global de Rejeitos, datado de 5 de Agosto de 2020. Constituiu-se uma comissão de especializada para preparar um padrão global para a gestão segura das estruturas de rejeito de mineração: https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/.

Neste documento refere-se que as estruturas de rejeitos são construções complexas, realizadas ao longo de anos e décadas, geridas por uma equipa de especialistas, influenciada pelo ambiente natural e sujeita a muitos fatores sociopolíticos e econômicos. Aí se salienta que (sic) "há muitas razões para as empresas de mineração aceitarem um padrão global para a gestão segura de estruturas de rejeito", mas deve obrigar-se "a esforçar-se para atingir dano zero para as pessoas e para o meio ambiente com tolerância zero para qualquer perda humana".

Um dos tópicos matriciais (III) que aí se discute para garantir um bom desempenho da estrutura salienta que, tanto na vertente de projeto como na de construção, exige-se que se presuma uma *"classificação de consequências de falha"* como "*Extrema*", ou seja, o operador deverá reduzir ao máximo as consequências de roturas. Aí se reconhece que as estruturas de rejeito são estruturas evolutivas, requerendo o uso contínuo de uma base de conhecimento atualizada, a consideração de tecnologias alternativas de rejeitos, projetos robustos e processos de construção e operação bem geridos para minimizar o risco de roturas. Um sistema de monitorização global deve apoiar a plena aplicação do Método Observacional e a utilização de uma abordagem baseada no desempenho para o projeto, construção e funcionamento das estruturas de rejeito.

Ao longo do documento, fazem-se várias considerações sobre princípios que garantem a segurança destas estruturas durante a sua construção (operação) e após inativação. Um dos princípios do tópico "III" é o de "projetar, construir, explorar e gerir as estruturas de rejeito com base na suposição de que a classificação quanto às consequências de rotura é "Extrema", a menos que esta suposição possa ser refutada", sendo as classificações e rotura potencial revistas periodicamente até estas estarem "fechadas" (descaracterizadas e/ou descomissionadas). O princípio que tem maiores implicações nas considerações objeto deste artigo é o quinto: "Desenvolver um projeto robusto que integre a base de conhecimento e minimize o risco de roturas em todas as etapas do ciclo de vida das estruturas de rejeito". Dois requisitos são pertinentes a este respeito, pelo que se transcrevem: (5.4): tratar todos os modos possíveis de rotura da estrutura, sua fundação, ombreiras, reservatório (depósito de rejeitos e lago), perímetro do reservatório e estruturas auxiliares para minimizar o risco. O projeto deve utilizar avaliações de risco como informação" e "(5.5): desenvolver um projeto para todas as etapas das estruturas, incluindo, mas não se limitando ao dique de partida, alteamentos parciais, configurações provisórias, alteamento final e todas as etapas de fechamento. O projeto deve ser revisto e atualizado à medida que dados de desempenho da estrutura e de investigação se tornem disponíveis e em resposta a alterações substantivas da avaliação dos riscos".

2 – ADOTAR CRITÉRIOS DE PROJETO QUE MINIMIZEM OS RISCOS

O Princípio 6 do documento das Nações Unidas acima referido, apresenta quatro requisitos, dos quais se salientam os dois que se transcrevem: por um lado, "(6.2) : Aplicar fatores de segurança que considerem a variabilidade e incerteza dos materiais geológicos e materiais de construção e dos dados sobre as suas propriedades, a abordagem de seleção de parâmetros, a resistência ao cisalhamento mobilizada com as condições de tempo e carga, a sensibilidade dos modos de rotura e as questões de compatibilidade de deformações, bem como a qualidade da implementação dos sistemas de gestão de riscos." e , por outro lado, "(6.3): Identificar e tratar os mecanismos friáveis de rotura com critérios de projeto conservadores e fatores de segurança suficientes para minimizar

a probabilidade de sua ocorrência, independentemente dos mecanismos de ativação.". Destes requisitos se desenvolverão abaixo considerações e recomendações à luz dos valores limite que vêm sendo adotados nas determinísticas de estabilidade.

Numa palestra em 2016 promovida pela Diretoria de Atividades Técnicas (DAT) e a Divisão Técnica de Geotecnia (DTG), com apoio do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB - Núcleo Rio), da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS - Núcleo Rio) e da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE - Núcleo Rio), o Eng^o Jean Pierre Paul Rêmy teceu então considerações pertinentes sobre a rotura da barragem do Fundão (que tinha ocorrido cerca 10 meses antes), e ainda atuais, sobre os critérios de avaliação da segurança de um projeto de um barramento (barragem, dique, açude, represa), nomeadamente (sic) "é preciso levantar e processar todos os dados disponíveis do solo e do local para assegurar a viabilidade da obra, consultar normas, manuais, diretrizes e recomendações de órgãos técnicos, históricos de casos de acidentes e formular todas as perguntas ainda sem respostas claras e seguras que devem ser eliminadas, até que se constate a ausência de risco" (Rêmy, 2016).

Esta observação contextualiza a reflexão que se faz neste texto sobre o que é genericamente determinante na avaliação das grandes estruturas de barragens ou diques de rejeitos de mineração. Um dos fatores que consideramos determinante para garantir a competente responsabilidade na avaliação da segurança destas barragens, é a necessária especialização em engenharia geotécnica (em estrito senso) por parte dos profissionais de engenharia. Estes devem ter formação em mecânica (estática e dinâmica), hidráulica, resistência dos materiais, estruturas, mecânica dos solos e das rochas, obras de terra e obras subterrâneas. Estas matérias são apanágio das boas graduações em engenharia civil. Neste documento dar-se-á atenção à estabilidade das barragens de rejeitos de mineração, onde se devem considerar as questões do comportamento das fundações e das ombreiras (encontros com as margens), que são muitas vezes críticas, mas também cuidada atenção à estabilidade da estrutura como um todo, condicionada pela grande sensibilidade dos materiais de rejeitos depositados hidraulicamente ou pouco compactados. A maior parte destes barramentos, de que os mais relevantes são as barragens de rejeitos herdadas dos últimos cinquenta anos de produção, não foram, como se sabe, construídos pela clássica técnica de etapa única (como as barragens de terra para reservatório de água), mas sim por alteamento simultâneo com a deposição hidráulica dos rejeitos de mineração, diferenciando-se técnicas de montante, jusante e linha de centro (Viana da Fonseca, 2012). Pelos processos que são utilizados na construção destas estruturas criam-se condições geométricas e, mais ainda, de estado dos materiais depositados (lançados, espalhados, condicionados ou compactados...) muito diversificados. Em geral os rejeitos contidos nas imensas bacias estão soltos e saturados, sendo liquidificáveis por diversos fatores naturais e antrópicos. As causas de índole geotécnica mais frequentes de rotura em barragens de terra são o piping (erosão interna) e a instabilidade por liquefação dos aterros hidráulicos por causas diversas ("gatilhos") e menos vezes, embora de todo não despiciente, por liquefação de solos granulares pouco compactos da fundação. Note-se que as fundações podem induzir, se ocorrerem movimentos bruscos (por deslizamento ou por assentamentos), gatilhos de liquefação dos rejeitos contidos nas bacias (são casos os da barragem de Aznalcóllar - Gens, 2019 - e Cadia - Jefferies et al, 2019).

São inúmeros os fatores que têm que ser considerados em projeto de estruturas geotécnicas particularmente complexas, como estas barragens, e todos têm que ser considerados. Por isso, se há a possibilidade de ocorrer um evento indutor de um fenómeno de instabilização – como a liquefação – e o mesmo é desconhecido, tem que ser considerado na análise de estabilidade – em forma de ação, para a estimativa de um fator de segurança, ou em forma de probabilidade, para estimativa de uma análise de risco. Este assunto será debatido adiante.

3 – ASPETOS FUNDAMENTAIS TIDOS EM CONSIDERAÇÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As metodologias de interpretação dos resultados de ensaios de caracterização dos solos envolvidos têm que ter em conta a representatividade e adequabilidade dos processos e equipamentos usados e a análise que se faz dos parâmetros registados. Esta análise tem que considerar as específicas condições de "estado" de cada ponto dos solos ensaiados (sendo o "estado" uma conjugação da densidade/compacidade em que se encontra e a tensão de confinamento a que está sujeito, dependente da profundidade em que se encontra e outros fatores geológicos). Há ainda que ter em conta que cada (e todos) material proveniente do processamento dos minérios ao longo da vida "ativa" destes complexos sistemas de deposição de rejeitos essencialmente siltosos e arenosos (quase sempre pouco argilosos), são variáveis e, por isso, o zonamento tipológico é um desafio a vencer.

Só se essas metodologias de reconhecimento e zonamento paramétrico tiverem uma acurada fundamentação e se enquadrarem com os modelos de cálculo dos mecanismos de deformação e rotura das massas analisadas (normalmente baseados em vários perfis bidimensionais) se podem aceitar análises determinísticas de estabilidade competentes para o efeito.

Os mecanismos de rompimento em barragens podem ocorrer, isolada ou simultaneamente, por via de: instabilidades (maciço natural envolvente e fundação), liquefação dos rejeitos do reservatório e/ou dos alteamentos (diques de material depositado de forma mais controlada) da "crista" da barragem, galgamento (overtoping), e erosão interna (piping) regressiva e (ou) progressiva. As análises de estabilidade são realizadas no intuito de avaliar as condições atuais de segurança apresentadas pela estrutura, considerando o cenário operacional, subsidiados pelos dados de instrumentação existentes e resultados dos estudos hidrológicos. A verificação de estabilidade estática e pseudo-estática (metodologia simplificada para ações base sísmicas) no decurso dos alteamentos e em cada tempo, mesmo após a paragem da deposição, tem que incluir as leituras dos instrumentos existentes e novos instrumentos instalados, sendo necessárias análises de potencial de liquefação estática e dinâmica dos rejeitos do reservatório das barragens, particularmente se existem alteamentos a montante. Estes registros constituem premissas para a definição dos coeficientes de segurança determinísticos apresentados como critérios decisórios sobre a estabilidade das barragens que são, no Brasil, apresentadas em Auditorias Técnicas de Seguranca (ATS) e Relatórios de Inspeção de Segurança Regular (RISR) que são semestralmente realizados e subsidiam as Declarações de Conformidade de Estabilidade (DCE) que a legislação brasileira obriga desde o colapso da Barragem do Fundão, em Mariana, MG.

Estas estruturas geotécnicas têm geometria diversa e incluem zonas de materiais distintos – logo com características não homogéneas - limitados por fronteiras definidas por superfícies (linhas em 2D) de geometria variável e com propriedades geomecânicas nessas interfaces que podem condicionar as formas das superfícies de deslizamento críticas. É, assim, necessário desenvolver análises específicas de estabilidade com definição automática da superfície potencial de rotura (incluindo diversas posições para a camada de baixa resistência), logo sem formato pré-determinado. Estas hipóteses são apanágio dos métodos que usam superfícies circulares, como é o caso dos métodos Bishop e Spencer. Um método destes, ou um mais realista, como o de Morgenstern & Price, que considere criteriosamente planos, zonas, ou blocos, potencialmente instáveis (usando o "juízo de engenheiro especialista"), que delimitam as zonas destes materiais depositados e os maciços de suporte (particularmente os que constituem as estruturas da crista em diques ou barragens), deverão ter em conta as expectáveis mais baixas resistências. Ressalva-se que esta definição geométrica é hoje facilitada pelas técnicas avançadas de caracterização geotécnica por ensaios in situ, com relevo para as técnicas geofísicas (MASW e outras) ou ensaios contínuos de penetração estática e registos multiparamétricos (CPT, CPTU e SCPTu).

Essas análises de equilíbrio limite (AEL) não são capazes de abordar o número de processos físicos complexos envolvidos, a não ser com suposições grosseiras sobre os esforços (sistema de

tensões instaladas) disponíveis no sistema, desenvolvidos ao longo do processo de construção e após a sua conclusão com as sobrecargas diversas da envolvente ou outros fatores de indução de desequilíbrios. Na Figura 1 ilustra-se um caso simples representativo de como a pressuposta forma circular é anticonservativa.



Fig. 1 – Fatores obtidos com o mesmo método em equilíbrio limite numa barragem de rejeito: superfícies circulares e não circulares

4 – ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Sendo estas estruturas de terra deformáveis, na sequência de ações externas ou internas, permanentes ou raras, os mecanismos de plastificação e rotura são fenómenos lentos e progressivos (podendo ser condicionados por características de fluência ou "consolidação secundária" dos materiais depositados, do tipo drenado – associado ao termo anglo-saxónico *creep*) ou muito rápidos (como a liquefação), que são geralmente processos de instabilização em condições não drenadas (podendo ser aqui relevante a dependência da velocidade de carregamento – *stress* ou *strain rate*). Este último fator, do tipo viscoso, é erradamente associado ao anterior (*creep*), mas, de facto, enquanto o primeiro é progressivo, mesmo sob estados de tensão efetiva quasi-constante (o que geralmente está associado a uma evolução das dimensões e morfologia das partículas dos materiais em apreço), o segundo (*stress/strain rate*) é um processo associado à visco-plasticidade dos materiais e, no caso dos matérias liquidificáveis, à contratilidade da resposta incremental destes solos a carregamentos arbitrários (Nova, 1994), dependente da velocidade de carregamento não drenado.

Por isso, as análises não se podem limitar ao equilíbrio de massas rígidas deslizando por superfícies em corte (cisalhamento) puro e muito menos de forma pré-definida, como antes referido. Mais apropriadamente deve-se abordar estas novas condições que podem afetar o equilíbrio por uma análise em tensão-deformação que, como qualquer estrutura, se encontra em condições estáveis, permanente ou quasi-permanente (geralmente drenada), por um lado, ou transitória, variável frequente ou rara (induzindo carregamentos drenados, parcialmente drenados e não drenados), por outro.

Estes comportamentos, caracterizam-se por mecanismos de instabilização que se desenvolvem quando, em carregamento não drenado, os solos granulares contrácteis, denotam uma inversão frágil da resistência ao carregamento, perdendo capacidade de suporte bem antes de se mobilizar a sua resistência friccional última, também designadas de resistência crítica. Esta perda precoce de capacidade é abrupta, dando um amolecimento num processo de transição para um material nãonewtoniano (a melhor imagem é associá-lo a um gel de viscosidade variável). Na Figura 2 ilustrase um ensaio triaxial CK₀U realizado com incremento de tensão controlado, sendo notório o incremento de cadência da perda de resistência pós-pico. Nessa figura identificam-se os pontos de inflexão súbita da trajetória não drenada de tensões, correspondente aos pontos de valores máximos da tensão de desvio ou deviatórica $q=\sigma_v-\sigma_h$ (ou $\sigma'_v - \sigma'_h$) que é igual a duas vezes a resistência não drenada de pico $[S_u(pico) = q_{max}/2]$. Nela também se vêm os extremos mínimos da trajetória de tensões não drenada de cada ensaio, que correspondem aos valores da tensão de desvio residual (q_{min} ou q_{res}) que é a condição de resistência do material liquefeito [ou seja, $S_u(res)$ ou $S_u(Liq) = q_{min}/2$].



Fig. 2 – Ensaio triaxial CK₀U com controlo de tensão "stress-path" em rejeito de ferro

Para melhor simular as consequências da deformabilidade dos maciços por esses fatores externos, como os que serão identificados abaixo, e que geram excessos de poro-pressão progressivos (em particular em rejeitos depositados muito soltos a soltos), as análises em termos de tensões efetivas são decisivas. Estas permitem assumir que, numa barragem de rejeito, as poropressões no rejeito compactado (corpo da barragem) e no rejeito granular lançado hidraulicamente (maioritariamente siltoso e arenoso) estão relacionadas com o nível de água de referência (ou níveis, pois muitas vezes há referências piezométricas distintas, devidas a artesianismo, capilaridade e maciços inter-estratificados de solos com permeabilidades contrastantes) em regimes estacionários específicos. Ou seja, se numa condição estacionária para um estado inicial de tensões pode ser indexado um regime permanente hídrico, já um mecanismo criado por uma ação esporádica como as identificadas adiante pode gerar uma rotura rápida - com o maciço a comportar-se em condições não drenadas ou parcialmente não drenadas - e catastrófica. Estas podem ocorrer sem manifesto aviso prévio (se a monitorização não for adequada ou não for devidamente interpretada), conduzindo a roturas em cadeia, por contração de solos mais soltos e, por vezes, em estado metaestável (muito "frágeis"), os ditos solos "liquidificáveis" ou suscetíveis à liquefação. A Figura 3 apresenta a sequência da rotura da barragem B1 da mina do Córrego do Feijão, em Brumadinho - Painel Internacional de Especialistas (Robertson et al, 2019) – ilustrando bem a violência deste fenómeno.

Como se depreende, nestes casos só análises em tensão-deformação acopladas, geralmente em códigos numéricos compatíveis com muito pequenas deformações (aquelas que dominam o comportamento prévio à resistência de pico) a muito grandes movimentos (que se desenvolvem póspico em progressivos processos de instabilização – ver Figura 2) e considerando modelos constitutivos específicos de liquefação que garantem a distribuição das tensões efetivas em cada instante – função do desenvolvimento dos excessos de poro-pressão e condicionados pelas permeabilidades dos materiais envolvidos e nas fronteiras, são as opções mais ajustadas. Admite-se que sejam conduzidos em secções planas (2D), por serem normalmente conservativos em estruturas



Fig. 3 – Sequência da rotura da Barragem B1 através do processamento das imagens de vídeo, apresentando *V* como deformação vertical: (a) no início do colapso; (b) 0,2 s após início do colapso; (c) 2,3 s; (d) 2,5 s; e (e) 3,8 s após o início do colapso, quando a rotura se generaliza (Robertson et al., 2019)

de desenvolvimento quase lineares e encontros (ombreiras) em vale; porém, quando as geometrias têm arco para extradorso, com raio de curvatura centrado a montante, ou seja, curvatura para jusante, pode ser uma opção anticonservativa. Fatores de agravamento devem então ser considerados.

Na Figura 4 ilustram-se as duas abordagens referidas de análise de estabilidade descritas no relatório da comissão de avaliação das causas da rotura da barragem de Cadia, na Austrália, em 9 de Março de 2018 (Jefferies et al, 2019).

Como se vê, há alguma convergência entre a superfície limite de rotura potencial e as zonas de desenvolvimento de plastificação obtidas por simulações numéricas em diferenças finitas (FLAC[®]). Estas são muito sensíveis aos parâmetros de estado inicial nos rejeitos, sendo estes modelos avançados tão exigentes na obtenção de parâmetros constitutivos representativos como assertivos nos mecanismos que se desenvolvem nestas condições. Estes códigos podem identificar fatores de segurança por métodos específicos de redução de resistência, mas sobretudo permitem identificar as zonas de concentração de plastificação – sinal de rotura, que é muitas vezes frágil nos materiais liquidificáveis – e assim dar aos analistas informação preferencial para decidir.



Fig. 4 – Barragem de Cadia: modelo de estabilidade limite, com superfície não circular, e contornos dos níveis de tensão em relação à resistência não drenada de pico - cálculos numéricos obtidos em FLAC® e com o modelo NorSand de liquefação (Jefferies et al 2019)

5 – PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DOS MATERIAIS ADOTADOS NAS ANÁLISES DE SEGURANÇA

Retoma-se a questão do valor característico de uma propriedade resistente do terreno, explanada no VII Congresso Nacional de Geotecnia por Matos Fernandes (2000). Por um lado, segundo o Eurocódigo 1 (sic) "o valor dessa propriedade correspondente a determinada probabilidade de não ser atingido numa hipotética série ilimitada de ensaios; tal valor corresponde geralmente a um percentil especificado da distribuição estatística admitida para essa propriedade", por outro lado, o Eurocódigo 7 (obras geotécnicas) refere que "se se usarem métodos estatísticos, o valor característico [da propriedade de um terreno] pode ser obtido de tal forma que a probabilidade de ocorrência de um valor mais desfavorável controlando a ocorrência de um estado limite não seja superior a 5%". Ainda reproduzindo o texto do artigo referido, "a ideia fundamental a reter é que nas obras geotécnicas o valor característico de um parâmetro do terreno a usar na verificação da segurança em relação a um dado estado limite não é exclusivamente determinado pela variabilidade desse parâmetro mas também pela tipo de estrutura e pelo estado limite em consideração. A seleção de tal valor não dispensa uma cuidada ponderação do Projetista" (...) que deve ter "em consideração, para além da variabilidade dos parâmetros resistentes do terreno, os outros aspetos referentes à estrutura, ao macico e à interação estrutura-macico que sejam relevantes para o problema". Nesse trabalho o autor elabora sobre como uma distribuição estatística de valores médios e desvios padrões diferentes, acarretam probabilidades de rotura distintos. Ainda mais salienta que "em contraste com as estruturas convencionais (reticuladas), em que a ocorrência de um estado limite pode ser condicionada pela resistência de uma secção de uma barra, nas obras ou estruturas geotécnicas a zona do maciço determinante para um dado estado limite é em regra muito maior, pelo que o parâmetro que governa a resposta do terreno acaba por ser um valor médio numa dada região do maciço. O valor característico é pois uma estimativa cautelosa desse valor médio".

A este propósito devemo-nos reportar à norma internacional com as recomendações para gestão de risco (ISO, 2018), que identifica os seguintes fatores dessa gestão que se descriminam a seguir; ameaça: fenômeno que pode levar a danos; perigo: probabilidade de uma ameaça poder ocorrer dentro de um determinado período de tempo; exposição: as circunstâncias de ser exposto a uma ameaça; vulnerabilidade: o grau de perda para um determinado elemento ou conjunto de elementos afetados por um perigo; risco: medida de probabilidade e gravidade de um efeito na vida, saúde, propriedade ou meio ambiente. Assim, risco é o produto da probabilidade de ocorrência de um evento com as consequências decorrentes desse evento. As consequências dependem da exposição e vulnerabilidade dos elementos em risco. A referida norma ISO sintetiza o conceito de risco como o "efeito da incerteza sobre os objetivos". As consequências podem ser positivas ou negativas e o risco pode ser afetado positiva ou negativamente pelas circunstâncias em mudança. Numa análise determinística, como a que se faz tradicionalmente nas análises de estabilidade das barragens de rejeito, com base em parâmetros de entrada "estimados", nenhuma aleatoriedade está envolvida na estimativa das condições futuras do sistema. Esta análise visa demonstrar que um sistema (neste caso um sistema estrutural que é uma barragem de rejeitos) é tolerante a falhas ou riscos identificados dentro de "pressupostos de projeto", avaliando um desempenho "nominal". A abordagem não considera toda a gama de resultados possíveis nem quantifica a probabilidade de cada um dos resultados. Por isso, um cenário determinístico pode subestimar o risco. Já uma análise probabilística visa fornecer uma estimativa do risco associado a uma instalação e uma estimativa das incertezas envolvidas. As avaliações probabilísticas de risco ajudam a entender e a explicar as incertezas. Destas podem ser apontadas as seguintes: a qualidade e representatividade dos resultados de ensaios de caracterização dos materiais envolvidos; as condições externas - ações imprevistas, como pluviosidade e outras ações hidráulica, ou, ainda, fatores não previstos indutores de instabilidade frágil ("gatilhos"), por ex. a liquefação de rejeitos induzida por fenómenos naturais ou ações antrópicas, muitas vezes desadequadas; e, finalmente mas não menos importante, a adequação das ferramentas e métodos de cálculo de avaliação geotécnica de estabilidade dos maciços.

A consideração destas incertezas tem que se sustentar num juízo de especialistas que melhor fundamentem decisões robustas para avaliar a margem de segurança e integrá-la na vulnerabilidade e risco, considerando a gravidade do efeito de colapso na vida, saúde das pessoas e animais, propriedade e meio ambiente. Enquanto uma análise determinística considera o impacto de um único cenário (e um único conjunto de dados de entrada), uma análise probabilística tenta incluir todos os cenários possíveis, sua probabilidade e impacto. Uma análise probabilística é comparável a séries de análises de sensibilidade (muitos milhares, até milhões). Contudo, num estudo da condição de estabilidade, devem ser utilizados dados precisos, que pertençam a um equilibrado e adequado quadro de investigações geotécnicas, realizadas de forma ampla e tratados à luz dos critérios atuais de variabilidade, por um lado, e de quantis de probabilidade (base dos parâmetros característicos expressos nos códigos estruturais mais recente sendo disso exemplo o Eurocódigo 7 atrás referido e a sua versão atual em fase final discussão e votação - prEN 1997-3: Geotechnical design). Impõemse metodologias de cálculo ajustadas aos mecanismos envolvidos no equilíbrio geomecânico, com recurso aos melhores modelos de simulação. Estes nem sempre têm que ser os mais complexos, mas devem ser os mais representativos da realidade (aferida por casos históricos bem documentados) e que resultem em análises que reflitam bem os níveis de vulnerabilidade e risco presentes.

Numa barragem hipotética em que se obtém um fator de segurança (FS) igual a 1,4, após uma análise de estabilidade baseadas em dados "precisos e pertencentes a um histórico regular", e nessa mesma onde se deduz um FS igual a 1,7 baseado em resultados de ensaios de caracterização com níveis de incerteza e imprecisão elevados, a margem de segurança – logo, a probabilidade de ocorrência de falha - não pode inspirar confiança a um operador com responsabilidade e elevados padrões de gestão técnica e administrativa, como se exige nas circunstâncias muito particulares das barragens de rejeito. Esta barragem terá uma maior probabilidade de rotura, mesmo com este último valor de FS (1,7 contra 1,4), calculado com o mesmo método de análise de estabilidade - qualquer que seja -, pois a falta de precisão dos dados que alimentaram o cálculo, acarreta um risco mais

elevado. A este propósito ilustram-se alguns resultados de ensaios de caracterização dos rejeitos da barragem B1 em Brumadinho (Figura 5) objeto de controvérsia desde o fatídico acidente em 25 de janeiro de 2019 (MPEMG, 2020). A profícua discussão sobre a desadequação dos resultados de um ensaio como o ensaio de corte rotativo (ensaio de "palheta" – FVT) para a determinação de resistência não drenadas em solos siltosos (ensaio em condições parcialmente drenadas) e de ensaios triaxiais sobre amostras adensadas no processo de amostragem e condicionadas de forma desajustada em laboratório, provou que a consideração dos valores "médios" destes e dos mais representativos resultados (do CPTU) foi erróneo.

Os valores adotados para as resistências não drenadas de pico $[S_u(pico)]$ derivadas dos resultados dos ensaios realizados com ensaios CPTu, seguem a proposta de Olson e Stark (2003) e expressam-se por:

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{\nu 0}} = 0.205 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.04 \tag{1}$$

Esta expressão é válida para valores limites de 6,5MPa para a resistências de ponta normalizadas (q_{c1}) , função da tensão efectiva de repouso (σ'_{v0}) adimensionalizada pela pressão atmosférica (p_a) , e expressa, de acordo com Kayen at al. (1992), por:

$$q_{c1} = 1.8/(0.8 + \sigma_{\nu 0}'/p_a) \tag{2}$$

Na Figura 5 a) e b) estão representados os resultados de interpretações diversificadas sobre os valores de $S_u(pico)$ a utilizar em análises de estabilidade da barragem B1 em Brumadinho, com base em ensaios in situ (FVT e CPTu) e em ensaios triaxiais distintos (que não serão objeto de reflexão) e, na Figura 5 c), a interpretação dos autores de seis ensaios CPTu considerados representativos da zona envolvida pela rotura.

O que faz com que uma estrutura de barragem de rejeito opere em condições de segurança adequadas e aceitáveis para a sociedade são exatamente os níveis de (in)certeza dos dados e parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos nestas estruturas, utilizados nas análises para avaliação de segurança. Isto, de certa forma, espelha a qualidade da manutenção e operação de uma



Fig. 5 – Resultados de Resistência Não Drenada derivados do Vane test versus CPTu para as análises de estabilidade determinísticas da barragem B1 em Brumadinho (as duas primeiras reproduzem-se de MPEMG, 2020, e a terceira é uma reavaliação dos autores)

barragem de rejeito. Se o FS obtido pode atender, formalmente, ao mínimo exigido, o mesmo tem que ser sustentado por uma competente gestão da segurança da barragem tendo em conta os seus aspetos de engenharia *tout court* (estruturais, geotécnicos, geológicos, hidráulicos, etc.), mas também de governança interna da empresa responsável pelas infraestruturas de rejeitados, em especial à politica de contratação de empresas de consultoria externas, que devem ser independentes e alternadas (visões distintas e multifacetadas são favoráveis). Ou seja, os fundamentos que conferem ao estudo, ou cálculo do FS, credibilidade suficiente para espelhar a verdadeira condição de segurança da estrutura têm consequências (respaldo) na representatividade do FS, que, por si mesmo, não reflete um status de segurança inalienável da barragem de rejeito.

Como nota extra, refira-se que, segundo a primeira versão do EC7 (Eurocódigo 7), para obtenção do valor característico da capacidade resistente última, R_{ck} , a partir dos resultados de ensaios de caracterização, devem ser contempladas possíveis variações dos terrenos e efeitos do método construtivo da estrutura que o solicita. Cada material (cada conjunto de parâmetros geotécnicos derivados das investigações geotécnicas) pode ser considerado com representado por esses dados numa análise de estabilidade, se, e só se, as condições intrínsecas e de estado são as mesmas em todo o volume (massa) que assim caracteriza. Se, e só se, essa congregação de fatores ocorrer, a decisão de tomar um valor médio (R_{cm}) desses parâmetros para os cálculos subsequentes poderá resultar num para o valor característico (R_{ck}). Esta média, porém, não tem que ser aritmética, pois tal depende do risco associado ao próprio processo de determinação (um conjunto de fatores como sejam a adequação do equipamento, das metodologias de ensaio e interpretação, na sua vertente de confiabilidade). No EC7 esta dedução do valor característico rege-se fundamentalmente pela razão de $R_{ck} = R_{cm} / \xi$, em que ξ depende do número de ensaios efetuados pelo mesmo processo e no mesmo material e estado, sendo os coeficientes de minoração a aplicar função do número de ensaios (mais detalhes em Viana da Fonseca, 2007).

Deve-se reconhecer, portanto, que os parâmetros inferidos ou derivados ("derived" na literatura anglo-saxónica) dos ensaios de caracterização devem fundamentalmente ser considerados conservativos quando a opção de análise for determinística, ou seja, quando não é considerada uma análise probabilística, mesmo que simplificada com uma moda de três variáveis, como proposta por Santos Júnior e Silva Ribeiro (2018).

6 – FATORES DE SEGURANÇA EM BARRAGENS DE MINERAÇÃO

Sendo basicamente a definição do fator de Segurança (FS) a razão entre os esforços resistentes (no caso das barragens, os maciços que compreendem o sistema) e os esforços solicitantes (as cargas instaladas – permanentes, quasi-permanentes - e as que atuam de forma circunstancial e contribuam para a desestabilização), por simplicidade (não tendo em conta as considerações pertinentes acima sobre probabilidade de rotura) "se FS for igual a 1, o colapso da estrutura será iminente" (MPEMG, 2020). Aqui se coloca a questão que emerge do que foi refletido acima nestes termos: "considerando as complexidades dos fenômenos envolvendo as barragens de terra e/ou rejeitos, além de cálculos dos esforços que também abrangem determinadas incertezas, o Fator de Segurança estabelecido como limite aceitável é acrescido de uma margem de segurança em função das complexidades e incertezas citadas anteriormente". A opção por esta citação é feita pela atualidade e impacto deste documento.

A regulamentação brasileira NBR 13.028/2017 (ABNT, 2017) que estabelece os fatores de segurança mínimos para as barragens e barramentos, impõe que os mesmos devem ser garantidos independentemente do tipo de análise e das condições de carregamento. Os seus valores para barragens de mineração são expressos na Tabela 1.

As boas práticas de engenharia em relação ao dimensionamento e à verificação de estabilidade das barragens de rejeito, devem seguir critérios de grande rigor, atendendo a grande sensibilidade das estruturas de contenção destes reservatórios de produtos de mineração dispostos hidraulicamente, em particular os que adotaram processos construtivos para montante, mas não só.

Fase	Tipo de Talude Rotura		Fator de segurança mínimo
Final de construção ^a	Maciço e fundações	Montante e Jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
	Masian	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Montante e Jusante	1,1

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração
(NBR 13.028/2017 - ABNT, 2017)

^a Etapas sucessivas de barragens alteadas com rejeitos não podem ser analisadas como "final de construção", devendo atender aos fatores de segurança mínimos estabelecidos para as condições de operação

Estas boas práticas e os respetivos critérios de definição de limites mínimos de níveis de segurança (em particular os fatores de segurança que constituem muitas vezes as análises subsequentes de probabilidade de rotura) são hoje contextualizados em documentos normativas de países de grande produção mineral e, portanto, com números significativos de estruturas (e grande dimensão).

O Comitê de Barragens de Mineração da Associação de Barragens do Canadá (*CDA Mining Dams Committee, Canadian Dams Association*) elaborou, e tem em fase de discussão (documento obtido em 7 de Abril de 2019) para aprovação, uma nova versão do boletim técnico 'Guia de Segurança em Barragens para a Barragens de Rejeitos (*Technical Bulletin: "Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*" - que designaremos "CDA2019_draft").

Neste sentido estabeleceram-se as condições operacionais a curto e a longo prazo, pós-operação de deposição, das barragens de rejeito que possam escoar (fluir) em caso de instabilização. Aí se expressam os valores de fator de segurança a assegurar, constando nas tabelas seguintes (correspondentes às Tabelas 2, 3 e 4 traduzidas do referido documento), para os casos em que as superfícies críticas que possam induzir deslizamentos conduzam à rutura da barragem e escoamento descontrolado dos materiais contidos.

A Tabela 2 define os valores mínimos dos Fatores de Segurança em Condições de Carregamento Estático, baseando-se nas seguintes premissas:

- Ter em consideração a variabilidade dos solos dispostos durante as fases construtiva e a operação em geral;
- As investigações sejam conduzidas nos locais / zonas adequadas e estudando a variabilidade das propriedades dos materiais e suas condições de estado;
- Reconhecer com rigor se a resposta do solo sob carregamento é contrativa ou dilatante nas condições de confinamento presentes e sob o carregamento expectável, considerando potencial comportamento frágil – ou seja resistência pós pico (condição de liquefeito em carregamento não drenado) – e (ou) de fluência ("creep"), ou outros que conduzem a resistência muito mais baixas;

- Considerar mecanismos de comportamento específicos reconhecidos em barragens antes analisadas ou conhecidas e consideradas similares.

Tabela 2 – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Carregamentos Estáticos - Construção, Operação e Fases de Transição (CDA, 2019)

Condição de carregamento	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Durante ou no fim da construção (antes da deposição dos rejeitos ou represamento de água)	1,3	Jusante e/ou Montante
Durante a operação de minérios quando do represamento de água e/ou dos rejeitos, bem como durante a construção dos alteamentos	1,5	Jusante e/ou Montante
A longo prazo (condições estáveis no que respeita à geometria/configuração da barragem e das redes de percolação, com o nível do reservatório normal)	1,5	Jusante e/ou Montante
Rebaixamento rápido total ou parcial	1,3	Montante

Tabela 3 – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Carregamentos Sísmicos - Construção, Operação e Fases de Transição

Métodos de Análise	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Sísmica (análise dinâmica)	1,2	Jusante e/ou Montante
Pseuso-Estática	1,0*	Jusante e/ou Montante

* Exceto se forem determinadas as deformações associadas aos carregamentos sísmicos e as mesmas forem admissíveis

Tabela 4 – Valores mínimos de Fatores de Segurança para assegurar estabilidade de taludes em barragens de mineração (de rejeitos) – Condição Pós-Pico - Construção, Operação e Fases de Transição

Condição de carregamento	Fator de Segurança Mínimo	Talude / Crista construído para
Sismo	1,1	Jusante e/ou Montante
Estático	1,1	Jusante e/ou Montante

Note-se que estes valores mínimos que mais recentemente foram considerados ajustados para o fator de segurança, têm em conta o que se segue. Para as condições operacionais e de carregamento a longo prazo (drenados) em que a barragem represa água e / ou sólidos que podem fluir, os valores do fator de segurança expressos na Tabela 2 são aplicados a superfícies de rotura para um deslizamento que envolva a crista ("face") da barragem e que assim potencialmente resulte na libertação descontrolada dos materiais contidos (ou que esteja associado a roturas para jusante e que tal implique galgamento da barragem). Essas superfícies de deslizamento teriam impacto suficiente na crista da barragem para resultar em uma perda do conteúdo contido, reduzir o bordo livre de tal forma que se torne possível o caminho de escoamento e assim aumente o potencial de erosão interna.

Estas situações de rotura induzida devem ser acauteladas, já que na indústria de mineração existem situações em que represas (barramentos) e lagoas são adjacentes em áreas confinadas e, portanto, vulneráveis a incidentes de segurança de barragens com efeitos em cascata (veja-se o caso das barragens ilustradas na Figura 6). Nesses casos a consideração da estabilidade deve satisfazer os fatores mínimos de segurança para todos os componentes do cenário em cascata. Pode haver casos em que a água captada por uma barragem se situa a montante de outras barragens que poderá receber de forma extemporâneas massas instabilizadas que a coloquem em perigo.



Fig. 6 – Barragens em Cascata: superior e inferior da mina do Gongo Soco, em Barrão de Cocais (foto recolhida em Google Earth: foto de 10/9/2018)

Outra situação que cria um efeito de cascata é a remoção de material contido na barragem ou rebaixamentos de níveis de água súbitos no reservatório de jusante que desestabilize a barragem de montante, por perda de apoio. O fator de segurança mínimo de 1,3 para a condição de rebaixamento rápido expresso na Tabela 2 não se aplica a este caso, pois esse rebaixamento teria consequências na barragem a montante que, desmoronando, criaria um efeito de cascata. Assim, havendo esta possibilidade o fator de segurança mínimo tem que ser 1,5.

Estas análises de estabilidade devem considerar os seguintes regimes:

- estacionário, baseando-se em premissas que incorporem com rigor a geometria das zonas e camadas, os parâmetros de resistência e os níveis piezométricos instalados para identificar a pressão dos poros condicionados pelos carregamentos;
- o potencial de cada gatilho que possa incorrer na liquefação dos materiais contrácteis (em particular dos rejeitos envolvidos); a este propósito, os mecanismos que podem induzir o

"gatilho" são hoje considerados diversos e, eventualmente, desconhecidos, pelo que nesta assunção, prováveis, logo, como acima se afirmou, têm que ser considerados. As consequências do eventual colapso seriam catastróficas.

7 – ESTABILIDADE EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS: MECANISMOS

Os mecanismos de rotura destes "barramentos", em particular das barragem de rejeitos, são tipicamente os seguintes (Taguchi, 2014): galgamento, erosão interna ("*piping*") pelo maciço ou pela fundação; corte ou cisalhamento (superfície de rotura), com o material depositando-se na proximidade da barragem; instabilidade com liquefação (particularmente dos rejeitos, que são decisivos nestas estruturas quando construídas para montante) com grandes escoamentos de materiais não-newtoneanos (mais pormenores sobre este conceito no trabalho citado).

Nestas estruturas é, por isso, imprescindível estudar a condição de suscetibilidade à liquefação e vulnerabilidade dos bens afetos. A resistência ao corte, ou cisalhamento, tem que ser avaliada para duas condições de carregamento, drenada e não drenada, sendo que a liquefação dos rejeitos tem que ser tida em consideração. Assim, há que adotar Fatores de Segurança (FS) de referência, tanto na condição drenada como na não drenada, em carregamentos estáticos e pseudoestáticos, pois representam condições de comportamento diferentes dos solos, quando submetidos às referidas condições de carregamento:

- Condição drenada em carregamento estático: Nas análises de estabilidade para condição de solicitações em que não há alterações das poro-pressões, mesmo quando se induzem carregamentos, a norma brasileira estabelece um valor mínimo para o FS de 1,5 para a condição normal de operação e nível de água máximo no reservatório; entenda-se por condição "normal" (ou "estacionária") uma condição em que não há situações excecionais de solicitações (mudanças de estado de tensão suficientemente rápidas, de origem qualquer) que sejam indutoras de incrementos de poro pressões em relação à condição estacionária;
- Condição não drenada em carregamento estático (eventualmente indutora de instabilização, no extremo, liquefação de solos soltos): Ouando se trata de fatores de seguranca para condições não drenadas, a norma não especifica um valor mínimo, sendo este estabelecido pelo projetista; entretanto e de acordo com a Resolução 13 da Agência Nacional de Mineração (ANM), de agosto de 2019, um valor mínimo para o fator de segurança foi sugerido igual a 1,3; há, frequentemente, uma errónea interpretação do que é a condição não drenada; esta condição é gerada por mudanças de estado de tensão suficientemente rápidas, de origem qualquer, que incorrem em incrementos de poro pressões em relação à condição estacionária e tal acontece em todos os solos, dilatantes e contrácteis; os primeiros geralmente induzem incrementos de poro-pressões negativas - logo as pressões de confinamento aumentam, o que em aterros significa mais seguranca – ou, nos contrácteis, incrementos de poro-pressões positivos, que podem, eventualmente, induzir liquefação (quando as poro-pressões igualam as tensões totais) se os solos forem particularmente contrácteis, ou seja, suscetíveis a elevadas taxas de incremento de poro-pressões se virem as suas resistências máximas (pico) atingidas; nesse momento dá-se o colapso da estrutura interparticular e as cargas transferem-se para elementos adjacentes do mesmo tipo de solo; estes elementos suportam as cargas que os primeiros já não suportam até eles mesmos cederem, induzindo um colapso progressivamente generalizado e que se desencadeia de forma muito rápida, tudo dependendo da distribuição geral de tensões iniciais e subsequentes; ou seja, a liquefação e o seu desencadeamento é possível, sendo razoável admiti-la no caso de haver suscetibilidade e não havendo um bom controle de como se desenvolvem estes mecanismos; ora, admitindo a condição liquefeita dos materiais suscetíveis (rejeitos ou outros como, por ex., um aterro menos bem compactado, ou uma fundação coluvionar) por serem contrácteis, o equilíbrio podia ser assegurado desde que o fator de segurança mínimo fosse de 1,0; porém, como se referiu

antes, mesmo que os materiais tenham sido muito bem caracterizados, o controle exato deste mecanismo progressivo não se consegue assegurar com métodos de equilíbrio limite e muito menos em análises determinísticas (mesmo recorrendo aos métodos mais avançados que usam as teorias do estado superior); por isso, deve-se assumir um valor superior à unidade, ou seja, a condição de solos liquefeitos, de facto, deve ser adotada e o fator de segurança mínimo deve ser superior à unidade (sugere-se 1,1);

• Condição pseudo-estática (dinâmica/sísmica): reconhece-se que "para o critério de aceitação da estabilidade pseudo-estática, deverá ser adotado um FS maior ou igual a 1,1 (FS ≥ 1,1)"; ora esta condição rara, converge com o nível de segurança (fator de segurança mínimo de 1,1) de uma situação rara, como a que foi analisada de liquefação, devendo ser assumida como uma ação agravada que é função do valor de aceleração máxima de um série temporal vibratória; o valor de 1,1 resulta também das incertezas antes referidas de distribuição de esforços nas massas sujeitas a essa aceleração; note-se que, em rigor, a própria massa de rejeito devia ser agravada com esses coeficientes, tanto na direção vertical como horizontal, considerando a superfície de rotura que intersecta o solo liquidificável de resistência nula.

8 – CONSIDERAÇÕES SOBRE RESISTÊNCIAS RESULTANTES DE MECANISMOS ASSOCIADOS A CARREGAMENTOS EM CONDIÇÕES DRENADAS E NÃO DRENADAS

Salienta-se que alguns resultados dos ensaios de laboratório não podem (não devem) ser considerados para avaliar a resistência não drenada quando as amostras recolhidas não têm qualidade suficiente para serem consideradas indeformadas (Viana da Fonseca et al., 2019a).

Ainda sobre a resistência não drenada deve-se ter sérias reservas sobre a sua avaliação a partir de resultados dos ensaios de "vane tests"; como se referiu, quando executados em rejeitos (siltosos e areno siltosos), a ação de corte, ou cisalhamento, induzida com a rotação da palheta à velocidade padrão induz drenagem parcial, o que acarreta valores de resistência que podem ser fortemente anticonservadores, ou seja, excessivos.

Sendo os referidos ensaios triaxiais em laboratório muitas vezes descartáveis e os *Vane Test* não recomendáveis para determinação da resistência não drenada nos rejeitos, os únicos ensaios no rejeito que se devem utilizar são os ensaios CPTU. Na determinação do valor característico da resistência não drenada de pico [S_u(pico)] deve-se aplicar análises estatísticas aos valores desta, podendo ser mais conveniente tratar esses resultados através de um histograma com ajuste log-normal de 3 parâmetros a fim de chegar à razão de resistência não drenada de pico com maior representação dos valores de campo, sendo o valor apontado de limite inferior destes resultados o mais razoável, na falta de uma análise probabilística (Santos Júnior e Silva Ribeiro, 2018).

Para além das condições drenadas (em situação permanente), a consideração do critério de Mohr-Coulomb considerando envolventes/envoltórias linearizadas (coesivo-friccionais) pode ser anticonservativa em solos granulares – como são os que constituem alguns dos aterros mais ou menos compactados; ou seja, nessas circunstâncias as coesões são de índole meramente de aproximação matemática (linearização) já que a resistência em profundidade é regida por um ângulo de atrito de pico que varia conforme a gama de tensões de confinamento em profundidade; o princípio de resistência deverá ser associado às duas componentes: ao atrito propriamente dito – crítico ou volume constante – ou/e à dilatância - esta indexada ao "estado", tradicionalmente inferida pelo índice de densidade (função da densidade relativa e da tensão de confinamento, Bolton, 1986); em caso de dúvida, deve-se ser conservativo na análise dos parâmetros inferidos dos ensaios de laboratório (triaxiais), particularmente assumindo o confinamento real das condições que estão, ou ficarão, instaladas na construção, cujas amostras têm que ser ensaiadas nas estritas condições de campo; as amostras devem ser indeformadas (recolhidas com amostradores ajustados e verificadas – Viana da Fonseca et al., 2019b) e, no caso de não haver disponibilidade, serem reconstituídas nos pesos volúmicos (índices de vazios) que se se encontram em campo.

9 - SOBRE OS "GATILHOS" DE LIQUEFAÇÃO

Assumido, sem questionamento, que se têm que conduzir análises em condições não drenadas, associadas a ações variáveis em regime quasi-permanentes ou frequentes, mas aquém do desenvolvimento do "disparo" ("*triggering*") indutor de liquefação devido a fatores diversos, todos os materiais envolvidos nas análise de estabilidade devem ser também passíveis de romper nessa condição (resistência não drenada máxima ou de pico ou de cedência: $S_u(pico)/\sigma'_{vo}$), a não ser que se prove que – na própria memória descritiva dos projetos e dos ATS - para as suas específicas características cada um desses materiais, é garantidamente, drenante; em caso de dúvida (como, por exemplo, materiais de rejeito compactado, para bermas de estabilização ou fundações de dique de proteção) terão que ser considerados nessa análises em condições não drenadas.

São diversos os fatores que podem (e foram razão de) desencadear um mecanismo de liquefação em condições não drenadas, que se propaga em cadeia em materiais suscetíveis à liquefação.

Estes fatores, progressiva e inexoravelmente, incorrem em comportamento "pós-pico"; ou seja, ultrapassada essa resistência máxima nos solos de grande "sensibilidade" ("sensitivity") que baixam as resistências para valores extremamente baixos ("residuais": "steady-state" ou "post-yield"), logo instabilizam (ou "colapsam", para alguns autores), transferindo as tensões que já não suportam para os pontos adjacentes (mecanismos bem conhecidos de transferência de carga em estruturas hiperstáticas, e os maciços terrosos são altamente hiperstáticos).

Criam-se, assim, zonas mais alargadas em rotura com as tensões de cada ponto a ultrapassar sucessivamente a resistência máxima e amolecendo (perdendo capacidade de suporte pós-pico); este mecanismo pode propagar-se por grandes distâncias sem qualquer acréscimo de carregamento externo; em areias/siltes saturados, a resistência para grandes deformações torna-se muito baixa, ou seja, o solo liquefaz e desloca-se como um fluido pesado; podem ser identificados os seguintes fatores e ocorrências:

- a) Alterações na geometria e desvios do projeto original;
- b) ritmos/cadências/taxas de alteamento;
- c) aumento de poro-pressões por mudança rápida das redes de água (subida do nível freático espontâneo);
- d) remoção de camada de suporte no pé de talude, ou em outros níveis (alteamentos intermédios), o que incorre em aumento de tensão de corte (cisalhante);
- e) assentamentos de fundações na base na barragem de arranque (pé de talude) ou noutra fundação em outro(s) nível(is) de alteamentos, o que também incorre em significativo aumento de tensão cisalhante;
- f) sismos (terramotos);
- g) máquinas trabalhando na área e cravação de estacas ou outros elementos inclusos (vibrações induzidas);
- h) gradientes hidráulicos elevados e com taxas temporais significativas, que podem ser induzidos antropicamente, tais como injeções e fluídos para colocação de drenos no interior das massas liquidificáveis ou furos para amostragem, ensaios in situ ou instalação de piezómetros, inclinómetros ou outros instrumentos;
- i) Fluência (creep) associado a uma perda rápida de sucção na zona não saturada antes de forte pluviosidade (Robertson et al. 2019);
- j) Explosões no processo de mineração; etc.; e,
- k) Desconhecidos.

Assumindo que, até prova do contrário, os rejeitos de mineração têm particular sensibilidade em condições de carregamento rápido (não drenado), é forçoso conduzir análises em condições não drenadas, e para situações de "pós-disparo" ("*after-triggering*"), para as quais os materiais

suscetíveis à liquefação passam a ser regidos pela resistência não drenada pós-liq $[S_u(liq)/\sigma'_{vo}]$. Esta resistência pode ser extremamente muito baixa.

10 - BARRAGENS EM MINAS GERAIS, BRASIL

Consideremos uma barragem de rejeitos localizada estado de Minas com cerca de 80 metros de altura e um grande reservatório de rejeito oriundo da mineração de ferro. De acordo com os critérios da Agência Nacional de Mineração – ANM (antigo DNPM) esta barragem é considerada como Classe B, tendo Categoria de Risco (CRI) baixo e Dano Potencial Associado (DPA) alto. Trata-se de uma barragem de terra homogénea alteada a montante construída sobre rocha alterada/saprólito e a vazão de projeto é decamilenar.

Essa barragem de contenção de rejeitos foi construída em etapas, com alteamentos para montante, sendo estes maciços executados com solos silto-arenosos compactados, lançados sobre o rejeito e depositado no reservatório. Os alteamentos foram executados com alturas variando entre 5,0 e 10,0m. Do ponto de vista geotécnico, a barragem não apresenta sinais de mau comportamento, tais como abatimentos, erosões ou surgências de água provinda do reservatório. Tanto o talude de montante como o talude de jusante encontram-se protegidos com vegetação. No âmbito de uma avaliação de condição de segurança no segundo semestre de 2019, foram efetuadas análises de estabilidade determinísticas e com recurso a métodos de equilíbrio limite que indicavam um coeficiente de segurança mínimo de 1,55 para a seção mais crítica, sendo estes valores superiores ao mínimo recomendado pelas normas brasileiras, acima resumidas. Para essas análises de estabilidade foi utilizado um programa comercial e adotado o método de cálculo Morgenstern-Price, considerando materiais homogéneos e isotrópicos, à luz de um zonamento geológico-geotécnico, sendo o nível de água utilizado nestas análises obtido nas leituras dos instrumentos. O rejeito disposto no reservatório foi classificado como suscetível à liguefação, tendo sido inferidos parâmetros geomecânicos condicionantes do comportamento, logo da estabilidade calculada. Abaixo do nível da água, em situação estável ("steady-state"), havendo desenvolvimento de uma ação de natureza variável ou ocasional (como os referidos "gatilhos" indutores de liquefação), considerou-se que o carregamento induziria novos estados de tensão cujos incrementos são suficientemente rápidos para se desenvolverem excessos de poro-pressão (condições não drenadas), enquanto nos zonas (horizontes) emersas, acima do nível da água estacionário, se consideraram parâmetros geomecânicos associados a carregamentos drenados, ou seja, nos quais se admite que a poro-pressão se mantém constante durante a variação de estado de tensão resultante da referida ação variável.

Neste caso, o limite mínimo de referência adotado para o fator de segurança para uma ação variável sem risco de liquefação foi de 1,30. Aqui se salienta que se ação é bem identificada e rápida o suficiente para que solos finos não dissipem os excessos de poro-pressão, ou seja, se houver materiais que se comportem em condições não drenadas (por ex., solos residuais na fundação da barragem muito finos ou solos compactados, também com baixas permeabilidade, dos diques de alteamento ou cristas), tem que se conduzir análises considerando resistências não drenadas (S_u) para os estados de de tensão efetiva instalados (σ'_{vo}).

É disso exemplo a análise de estabilidade para a ação sísmica, em que, se se provar que para o nível de aceleração local dos rejeitos que são suscetíveis de liquefazer, não o são "*de facto*" para essa perigosidade ("*hazard*", na literatura anglo-saxónica), os valores das suas resistências não drenadas poderão ser tomadas como iguais aos valores de $S_u(pico)$ (aqui se considerando os valores do ratio $S_u(pico)/\sigma'_{vo}$ inferidos de ensaios CPTu, por ex.). Aqui também se terá que considerar que os materiais de permeabilidade muito baixa se comportam em condições não drenadas quando sujeitos a ações dinâmicas/cíclicas rápidas, tanto de origem sísmica, como decorrentes de operações impactantes na operação da mina (desmontes com explosivos, por exemplo). Nestes casos os parâmetros não drenados de resistência (valores máximos de referência, $S_u(max)$ ou $S_u(pico) - aqui coincidente com o ponto de encontro com a envolvente de rotura - e drenantes (ângulo de atrito e$
coesão,m quando existe!...), sendo adotado naturalmente o valor mais baixo obtido para o fator de segurança e o mesmo deve cumprir a condição de FS≥1,3.

Se de toda e qualquer ação que potencialmente induza liquefação (gatilhos conhecidos ou não conhecidos) e que nos materiais suscetíveis à mesma não se consiga provar que ela não ocorrerá (melhor dizendo, em que não se consiga provar que essa ação não desencadeia um processo tão complexo, quanto frágil, como foi antes descrito), então tanto nos rejeitos como qualquer outro material suscetível, tem que se admitir que pode ocorrer (a perigosidade existe), sendo então considerados os valores pós-pico nos rejeitos, ou seja, os valores residuais referidos acima de $S_u(Liq)$, e nos outros materiais, terão que ser feitas as devidas considerações sobre que valores serão adotados para as respetivas resistências não drenadas residuais [$S_u(res)$]]. Nestas análises de estabilidade devem ser cumpridos os valores mínimos referidos FS≥1,1.

No caso da barragem em apreço os parâmetros de resistência utilizados nas análises seguiram os seguintes critérios: os parâmetros de resistência do aterro compactado foram determinados a partir de ensaios triaxiais CUsat, enquanto que os parâmetros do rejeito foram determinados por meio de ensaios de CPT e a fundação, composta por solo residual, com ensaios de penetração normalizado (SPT). Estas opções de ensaios são discutíveis e serão comentadas mais abaixo. No processo de avaliação fez-se a atualização da carta de risco, atendendo às novas normas Brasileiras e fazendo jus das boas práticas de engenharia, considerando o comportamento drenado e não drenado dos materiais. No estudo de rotura foi considerada a possibilidade de barragens a jusante no mesmo vale serem afetadas por galgamento, resultando da queda de rejeito na bacia destas e assim criar uma onda de rotura que romperia as estruturas de jusante.

Na análise da Auditoria Técnica de Segurança da barragem verificou-se que os resultados de ensaios de caracterização dos materiais envolvidos pela estrutura basearam-se em criteriosos – e, neste caso, exaustivos – ensaios CPTU que permitiram uma boa caracterização dos rejeitos. Os ensaios triaxiais em laboratório do material de aterro (colocado no dique de partida e diques de alteamento) foram realizados sobre amostras saturadas e consolidados em tensões de confinamento de até 800kPa, mas as tensões estariam desajustadas à realidade do estado de tensão instalado nos diques, pelo que foi necessário fazer os respetivos ajustes. Como é prática corrente, tinham sido considerados valores significativos dos intercetos coesivos para os parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb (c'= 57kPa e ϕ '=29°), em maciços granulares onde na realidade as resistências de pico são fruto de dilatância por eventual compacidade maior que a correspondente em estado crítico. Esta questão é pertinente em obras de aterro – como são as barragens de terra –, devendo ser discutida largamente em fórum próprio.

As fundações desta, como a da maior parte das barragens de rejeito, no Estado de Minas Gerais, são caracterizadas como sendo formada inicialmente por uma camada de saprólito de filitos e quartzitos com texturas variando de silte pouco argilosa a areno-siltosa (areia fina), com fragmentos de serícita e quartzo. Os valores disponíveis de ensaios de penetração normalizada (SPT) refletiam uma compacidade medianamente compacta a muito compacta e consistência rija a dura, mas dominadas por forte variabilidade. Ora, sendo os valores mais baixos condicionantes dos mecanismos de instabilização (como são o escorregamento para jusante ou os assentamentos no pé da barragem), a consideração de quantis mais exigentes devem reger as opções determinísticas. A melhor opção em casos de forte heterogeneidade, será a de conduzir estudos probabilísticos que assegurem a consideração dessa variabilidade, usando tanto ferramentas de geoestatística espacial como de variação aleatória dos parâmetros de resistência.

A propósito da representatividade de resultados de ensaios não discricionários, em muitas auditorias técnicas de segurança no passado consideravam-se ensaios de laboratório sobre materiais de rejeito (depositado solto no reservatório e frequentemente submersos), amostrados com técnicas desajustadas e que resultavam em comportamentos dilatantes em ensaios triaxiais com amostras "indeformadas", o que – por não ser consistente com os resultados obtidos por ensaios *in situ* – não pode ser considerado válido; por não serem representativos não poderão ser base de projeto ou

considerados em médias ponderadas com os resultados de outros ensaios ajustados. Assim, nos termos em que se procurem valores característicos de parâmetros de projeto para ulteriores avaliações técnicas de segurança, só se devem considerar resultados de ensaios ajustados a estes materiais de grande sensibilidade (logo, cuja contractibilidade só pode ser avaliada com recolha de amostras de qualidade - Viana da Fonseca, 2019 a e b - e condições de ensaios em laboratório que permitam corretamente definir a linhas/superfícies de estados críticos – Soares e Viana da Fonseca, 2016 e Reid et al. 2020). Os resultados dos ensaios CPTu constituem reconhecidamente uma excelente base de derivação dos valores da resistência não drenada de pico $[S_u(pico)]$, admitindo a proposta de Olson e Stark (2003) - atrás referida e que se baseia na proposta original de Fear e McRoberts (1995) - para razão de resistência não drenada de pico que, embora já tenha sofrido melhoramentos mais recentes (Robertson, 2016), é aceitável; os valores desta razão devem – mais uma vez – ser convenientemente tratados para que sejam considerados "característicos", recomendando-se, pelo menos a consideração de um histograma com ajuste lognormal de 3 parâmetros a fim de chegar à razão a resistências não drenada de pico com maior representação da variabilidade dos depósitos.

Estes ensaios são também, especialmente sensíveis à avaliação da condição de estado, antes referido como dependente da compacidade e do estado de tensão de repouso. Para bem identificar a condição de tendência contráctil – logo eventualmente suscetível a variações volumétricas positiva - ou dilatante – por isso, com tendência para aumento de volume - pode-se recorrer a formulações específicas que com base no tratamento dos valores obtidos de forma quase contínua em profundidade dos CPTu, pela resistência de ponta normalizada (q_{c1}) tratada como antes se identificou (equação (2)) em função da tensão efetiva de repouso (σ'_{v0}). Segundo a proposta de Fear e Robertson (1998), a fronteira (ou envolvente, daí o sufixo "ENV" adotado) que separa estes dois comportamentos bem distintos pode ser estabelecida pela equação:

$$(\sigma_{\nu 0}')_{ENV} = 1.10 \times 10^{-2} \cdot (q_{c1})^{4.79}$$
(3)

Representa também a fronteira entre solos granulares (predominantemente arenosos e/ou siltosos) suscetíveis a liquefação (liquificáveis) quando sujeitos a carregamentos não drenados.

Na Figura 7 representa-se um tratamento de 6 ensaios CPTu da barragem B1 em Brumadinho (os mesmos tratados em termos de resistências não drenadas de pico).

Pelos resultados expressos na Figura 7 distinguem-se bem as incidências dos depósitos em profundidade com comportamento dilatante e contrátil. A zona mais superficial (cerca de 12 metros de profundidade e tensões efetivas em torno de 300kPa), que corresponde à zona acima da linha de água não saturada, denota um comportamento dilatante, logo estável em relação ao fenómeno de liquefação. A zona mais profunda, onde os rejeitos se encontram submersos, e por se encontrarem muito soltos, revela uma forte tendência contráctil e, por isso, elevada suscetibilidade à liquefação, por mecanismos (gatilhos) conhecidos ou "desconhecidos" que a desencadeiem, passando a ser formalmente um "perigo" ("*hazard*") contextualizado. Sem aprofundar o tipo de análise que se poderia/deveria conduzir neste caso, a resistência não drenada a assumir nesta zona, seria formulada, segundo a proposta de Olson e Stark (2003) e com os mesmos significados antes descrito, por:

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{v0}} = 0.03 + 0.0143 \cdot q_{c1} \pm 0.03 \tag{4}$$

Estes valores são alarmantemente muito inferiores aos que seriam assumidos em caso de não existir "perigo"!



Fig. 7 – Exemplo de classificação de rejeitos quanto à suscetibilidade à liquefação, com reinterpretação dos resultados de ensaios CPTu na barragem B1 em Brumadinho

11 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Das considerações que se explanaram neste texto, pretende-se chamar a atenção para a necessidade de realizar análises de estabilidade em barragens de rejeitos tendo em conta mecanismos específicos de materiais extremamente sensíveis, que oscilam entre comportamentos dilatante e contráctil, em função do seu "estado", um conceito que agrega a condição de compacidade e estado de tensão instalado – base da mecânica dos solos de estados críticos. Outras considerações importantes são feitas sobre a necessidade de ponderar análises de estabilidade em tensão-deformação, dadas as limitações dos métodos convencionais de equilíbrio limite, aliadas a modelos constitutivos que consideram os comportamento pós-pico que incorre aquando da liquefação destes materiais, não convencionais para a mecânica dos solos clássica, e códigos numéricos que permitam equilíbrios tensão-deformação desde muito pequenas a muito grandes deformações, que se desenvolvem nestes processos de fluidificação progressiva após se espoletarem os gatilhos diversos, conhecidos e desconhecidos.

Das análises de estabilidade em condições não drenadas mais condicionantes, salientou-se, entre outras questões, que na "Análise Não Drenada com ocorrência de Sismo", vale a pena fazer uma pequena reflexão sobre a adoção da resistência de pico utilizada em solos liquidificáveis. Estes materiais respondem em condição não drenada por efeito da ação sísmica em diques e barragens e, se estes materiais forem contrácteis, questiona-se se não devem ser consideradas as resistências não drenadas pós-pico (residual).

Os resultados dos ensaios CPTu e SCPT constituem-se consensualmente a base de derivação dos valores da resistência não drenada de pico [$S_{u,peak}$], admitindo a proposta de Olson e Stark (2003) para razão de resistência não drenada de pico, embora já haja melhoramentos mais recentes (Robertson, 2016). Os valores da resistência não drenada pós-pico dos rejeitos liquefeitos (residual)



 $\label{eq:Fig.8-Casos históricos de barragens que romperam por liquefação de fluxo e valores de resistência não drenada liquefeita normalizada [S_u(liq)/\sigma'vo] – disponível em https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/Robertson%20T%26M%202018%20Final.pdf$

a adotar nas análises de estabilidade com aproximações determinísticas têm sido recorrentemente discutidas, prevalecendo a ideia de que os ensaios de laboratório mais usuais dificilmente conseguem identificar com assertividade esta razão, pelo que até hoje se aconselha a utilização dos valores mais conservativos obtidos das retroanálises de casos de barragens colapsadas nessas condições (na Figura 8 apresenta-se os resultados destas retroanálises, atualizados pelo Prof. Peter Robertson, incluindo o caso da barragem do Fundão, em 2015).

12 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (2017). NBR 13028 – Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 16pg.s (ISBN 978-85-07-07286-7)

Bolton, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, Vol. 36, Nº 1, pp. 65 78

- CDA (2019). Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams. Tech. Bul. Mining Dams Comm. Can. Dam Ass., https://www.cda.ca/ItemDetail?iProductID=faa3a4d0-7d70-4429-998a-f4d8dce8b588&Class=09c61659-a500-41dc-ac03-4dd71a7120b7&WebsiteKey=f82d2da7-0fd4-40d3-aa86-fb45e40121d5, Toronto, Ontario
- CEN (1994). Eurocódigo 7. Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais. EC7 CEN ENV 1997-1. Comissão Europeia de Normalizações, Bruxelas.
- Fear, C.E.; McRoberts, E.C. (1995). *Reconsideration of initiation of liquefaction in sandy soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,121(3): 249–261
- Gens, A. (2019). *Hydraulic fills with special focus on liquefaction*. Proc. XVII ECSMGE-2019. Geotech. Engin. Foundation of the future. doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-1108
- ISO (2018). Risk management. Guidelines. ISO 31000:2018 2nd edit., Feb.2018. 16 pp.
- Jefferies, M.; Morgenstern, N. R.; Van Zyl, D, Wates, J. (2019). *Report on NTSF Embankment Failure. Cadia Valley Operations for Ashurst Australia*. Independent Technical Review Board. : http://www.newcrest.com.au/investors/market-releases

- Kayen, R.E.; Mitchell, J.K.; Lodge, A.; Seed, R.B.; Nishio, S.; Coutinho, R. (1992). Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. In Proceedings of the 4th Japan–U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Edited by M. Hamada and T.D. O'Rourke. Technical Report NCEER-94-0019, Vol. 1, pp. 177–204.
- Matos Fernandes. M. (2000). Eurocódigo 7: Questões essenciais e ponto da situação, Atas do 7° Congresso Nacional de Geotecnia. FEUP, Porto. Ed. SPG.
- MPEMG (2020). Procedimento Investigatório Criminal n.ºMPMG-0090.19.000013-4. Inquérito Policial n. PCMG-7977979
- Nova, R. (1994). Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes. Journal of the Mechanical Behavior of Materials, 5(2), 193–201. https://doi.org/10.1515/JMBM.1994.5.2.193
- Olson, S.M.; Stark, T.D. (2003). Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. J. Geotech and Geoenviron. Eng., 129 (8), 727-737
- Reid, D.; Fourie, A.; Ayala, J. L.; Dickinson, S.; Ochoa-Cornejo, F.; Fanni, R.; Garfias, J.; Viana da Fonseca, A.; Ghafghazi, M.; Ovalle, C.; Riemer, M.; Rismanchian, A.; Olivera, R.; Suazo, G. (2020). *Results of a critical state line testing round robin programme*. Géotechnique 0 0:0, 1-49, https://doi.org/10.1680/jgeot.19.P.373
- Rêmy. J. P. P. (2016). Lições aprendidas com o monitoramento do desempenho e com a avaliação da segurança de barragens. Conferência no Clube de Engenharia no Rio de Janeiro, apoio do CBDB - Núcleo Rio, ABMS - Núcleo Rio) e ABGE - Núcleo Rio.
- Robertson, P. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal 53:1910-1927, https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044
- Robertson. P. K.; de Melo, L.; Williams, D. J.; Ward Wilson (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I.* December 12, 2019 http://www.b1technicalinvestigation.com/
- Santos Junior, M. P.; Silva Ribeiro, S. G. (2018). Uso da distribuição Log-Normal de três parâmetros da razão de resistência não drenada de pico em análise probabilística de liquefação estática em barragens de rejeito. COBRAMSEG 2018 "Geotecnia e Desenvolvimento Urbano" -, Salvador, Bahia, Brasil ©ABMS.
- Soares, M.; Viana da Fonseca, A. (2016). Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests. ASTM Geotech Testing J. Vol. 39, No. 6, pp. 1056-1078
- Taguchi, G. (2014). *Fault tree analysis of slurry and dewatered tailings management*. Dissertação de Mestrado, The University of British Columbia, Vancouver.
- Viana da Fonseca, A. (2007). Relato da experiência Portuguesa em ensaios de carga em estacas. Parte I: acções verticais. Revista Geotecnia, nº especial (111), pp. 5-57
- Viana da Fonseca, A. (2012). Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: case-history. Workshop on Practical Applications ISC'4 (www.isc-4.com/). "Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4", A. Balkema, CRC, Taylor & Francis Group, London, UK. Vol. 1, pp. 181-203

- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Ramos, C.; Molina-Gómez, F. (2019a). The geotechnical test site in the greater Lisbon area for liquefaction characterisation and sample quality control of cohesionless soils. AIMS Geosciences, 5(2): 325–343, DOI: 10.3934/geosci.2019.2.325
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Molina, F.; Ramos, C. (2019b). Collection of high-quality samples in liquefiable soils using new sampling technique. Proc. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland, DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-0014

ESTABILIDADE DE TALUDES ROCHOSOS EM RODOVIAS: ANÁLISE DA COMPARTIMENTAÇÃO ESTRUTURAL DE MACIÇOS

Stability of Rock Slopes on Highways: Analysis of Mass Structural Compartmentation

Carolina Bitencourt de Britto^a, Alberto Pio Fiori^a

^a Departamento de Geologia, Universidade Federal do Paraná, Brasil

RESUMO – Há um histórico de eventos de escorregamentos e processos erosivos ocorrentes em gnaisses fraturados localizados em um trecho da Rodovia Régis Bittencourt na Serra do Azeite, Cajati/SP. Buscou-se determinar a influência das estruturas em rocha no processo de escorregamento, através do estudo geométrico do maciço e da caracterização geoestrutural voltada para instabilizações. As principais estruturas que regem o comportamento do maciço são as famílias de fraturas N15E/78NW e N30W/80SW, que são planos mais propícios a escorregamentos tanto planares como em cunha devido a geologia local e ao corte dos taludes. Verificou-se que as encostas possuem alta suscetibilidade a escorregamentos planares mesmo quando não estão saturadas por água, e baixa suscetibilidade a escorregamentos em cunha quando secas, porém há risco de movimentação do bloco da cunha quando estão na presença de água. O uso de um modelo de análise da compartimentação estrutural dos maciços, aplicado no trecho aflorante da Serra do Azeite, auxiliou na compreensão das estruturas que regem a suscetibilidade à escorregamentos das encostas rochosas, sendo uma ferramenta de auxílio para o gerenciamento de riscos dos taludes rodoviários.

ABSTRACT – There is a history of landslide events and erosion processes occurring in fractured gneisses located on a stretch of the Régis Bittencourt Highway in Serra do Azeite, Cajati / SP. The objective of this study was to determine the influence of rock structures on the landslide process, through the geometric study of the massif and the geostructural characterization focused on instability. The main structures governing the behavior of the massif are the N10-20E/75NW and N15-30W/70SW fracture families, which are more conducive to both planar and wedge landslides due to local geology and slope cutting. The slopes have been found to be highly susceptible to planar landslides even when not saturated by water, and low susceptibility to wedge landslides when dry, but there is a risk of wedge block movement when in the presence of water. The use of an analysis model of the structural partitioning of the massifs, applied in the outcrop of Serra do Azeite, helped to understand the structures that govern the susceptibility to slopes of the rocky slopes, being an aid tool for risk management of road slopes.

Palavras Chave - Estabilidade de taludes rochosos, Escorregamentos, Serra do Azeite.

Keywords - Rock slope stability, landslides, Serra do Mar.

1 – INTRODUÇÃO

Escorregamentos, quedas de blocos e processos erosivos são fenômenos frequentes em taludes rodoviários de regiões serranas. Muitos estudos vêm sendo desenvolvidos nesse tema a fim de obterse o entendimento da gênese de formação desses processos para identificar os possíveis locais suscetíveis a instabilizações, e assim, poder prevenir futuros eventos de movimentação de massas.

E-mails: carolinabitencourt.geo@gmail.com (C. Britto), alberto.fiori@yahoo.com.br (A. Fiori)

A instabilidade dos taludes é consequência da própria dinâmica de evolução das encostas, que através de processos intempéricos torna o material rochoso suscetível a redução de sua resistência (Gerscovich, 2012).

A caracterização do maciço rochoso, quanto ao seu grau de alteração e a presença de descontinuidades, associada a análise de percolação de água são os principais fatores que influenciam no comportamento do talude frente aos mecanismos de ruptura (Parizzi et al., 2009).

As estruturas presentes na rocha são determinantes para a ocorrência dos escorregamentos, e através da caracterização destas e da definição dos parâmetros de resistência do maciço é avaliado comumente a condição de estabilidade do talude rochoso pelo método de equilíbrio limite.

Os taludes rochosos apresentam estruturas intrínsecas a sua formação que condicionam o desenvolvimento de planos de fraqueza e que são suscetíveis a escorregamentos quando o limite da resistência ao cisalhamento é alcançado. Para avaliar a suscetibilidade a deslizamentos realizou-se o mapeamento das principais estruturas aflorantes ao longo do talude, como a foliação e as famílias de fraturas.

A análise da compartimentação estrutural do maciço, através da caracterização geoestrutural voltada para instabilizações e da definição do padrão de ruptura do maciço foi empregada em um estudo de caso em um trecho da Rodovia Régis Bittencourt (BR-116) localizado na Serra do Azeite, em Cajati/SP. Nesta serra, há um histórico de eventos de instabilização ocorrentes no maciço gnáissico fraturado, como desprendimentos de blocos e indícios de escorregamentos.

A determinação das condições de estabilidade, e o mapeamento das áreas suscetíveis a escorregamentos são imprescindíveis para a tomada de decisões e a definição de medidas para garantir a segurança das vias de grande tráfego.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

A avaliação da estabilidade de taludes rochosos é feita considerando-se o tipo de rocha, a geometria dos blocos rochosos, que dependem do padrão da orientação espacial das descontinuidades presentes no maciço, e a direção das seções dos taludes. A ruptura do talude só ocorrerá se o movimento for em direção a face livre do talude.

Os movimentos de blocos em maciços rochosos podem ser divididos em escorregamentos planares, escorregamentos em cunha e tombamentos de blocos (*toppling*).

Os escorregamentos planares ocorrem ao longo de superfícies inclinadas que aflorem na direção da face livre da vertente e que, de acordo com Fiori e Carmignani (2015), atendam a duas condições: o ângulo de inclinação do plano de deslizamento for maior que o ângulo de atrito da superfície e menor que o ângulo da inclinação da face livre do talude, admitindo-se uma variação de 20 graus em torno da direção do mergulho do plano.

Segundo os mesmos autores, na intersecção entre dois planos pode se desenvolver uma cunha. Para que essa cunha seja instável, a linha de interseção deverá aflorar na face livre do talude a uma inclinação superior ao ângulo de atrito e a um ângulo menor que a inclinação do talude. Para que ocorra o tombamento de blocos, é necessário que duas famílias de descontinuidades se interceptem, uma com ângulos de mergulho altos contra a face livre do talude e outra com baixos ângulos na direção do talude (Fiori e Carmignani, 2015).

A análise da estabilidade dos taludes rochosos aflorantes ao longo da rodovia foi feita usandose a metodologia descrita em Fiori e Carmignani (2015), na qual é levada em consideração as condições favoráveis para o desenvolvimento de rupturas, citadas anteriormente, e o desenvolvimento de uma análise geométrica das descontinuidades presentes no maciço. Para isso considera-se as direções dos planos de descontinuidades e da face da vertente em um diagrama de interpretação, contendo o cone de atrito dimensionado em função do ângulo de fricção da face livre do talude, admitindo-se uma variação de direção do plano em 20 graus. No diagrama de interpretação da Figura 1, as áreas em cinza representam áreas de instabilidades para tombamentos de blocos e aquelas em azul, as áreas com possibilidade de escorregamentos planares e em cunha.



Fig. 1 – Diagrama de interpretação, tendo por base o diagrama de Wulf. Modificado de Fiori (2016).

Com a definição da compartimentação estrutural do maciço e a determinação dos planos suscetíveis a movimentação, pode-se calcular o fator de segurança para o talude rodoviário e definir as medidas de contenção a serem tomadas.

Os taludes rochosos são considerados taludes finitos, contendo altura, base e topo definidos, tendo a sua estabilidade dependente da resistência ao cisalhamento ao longo do plano em que ocorrerá o escorregamento, fundamentado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Quando a tensão de cisalhamento iguala ou ultrapassa a resistência, os materiais perdem sua estabilidade e ocorre o deslocamento, gerando os movimentos de massa (Guidicini e Nieble, 1984).

Segundo Fiori (2016), o fator de segurança, considerando taludes sem fenda de tração e com presença de água nos planos de ruptura, é dado por:

$$F_{s} = \frac{cA + (P\cos\theta - U)\tan\phi}{P\sin\theta}$$
(1)

Na equação acima, $c \in \phi$ são a coesão e o ângulo de fricção no plano de escorregamento, P corresponde ao peso do bloco instável, θ é o ângulo de inclinação do plano de escorregamento, U é a força resultante das pressões da água atuante no plano de escorregamento, enquanto A é a área do plano de escorregamento, sendo dada por:

$$A = \frac{H_w}{sen\,\theta} \tag{2}$$

Na equação acima H_w é a altura do nível de água em relação à base do talude.

O peso P do bloco instável é dado pela multiplicação do volume pelo peso específico do material, conforme a equação abaixo, onde H é a altura do talude, i é o ângulo de inclinação da face livre do talude e γ é o peso específico da rocha:

$$P = \frac{1}{2}\gamma H^2(\cot g \,\theta - \cot g \,i) \tag{3}$$

A força U atuante na base do bloco é dada pela área baseada na altura correspondente a pressão da água sobre a descontinuidade em seu ponto médio, multiplicada pelo peso específico da água (γ_a) :

$$U = \frac{1}{4} \gamma_a H_w^2 \operatorname{cosec} \theta \tag{4}$$

O Fator de Segurança para rupturas em cunha foi calculado com o auxílio do programa *Wedge Failure Analysis* (Kroeger, 1999), devido a análise ser mais complexa do ponto de vista matemático, pois considera a variação da coesão e da pressão da água atuantes ao longo dos planos de escorregamento, permitindo assim uma avaliação mais precisa do Fator de Segurança.

Para os cálculos, considerou-se um ângulo de atrito de 30°, normalmente adotado para rochas cristalinas, a exemplo de gnaisses, granitos e migmatitos, e da boa qualidade dos maciços rochosos analisados. A coesão e o peso específico dos maciços utilizados para o cálculo foi, respectivamente, de 40 kPa e 27 kN/m³, que são valores médios empregados em rochas cristalinas.

Os taludes analisados ao longo da BR-116 possuem alturas de 16 a 30 m e inclinações de aproximadamente 80°, nos quais foram mapeados as principais estruturas aflorantes ao longo dos taludes, como a foliação e as famílias de fraturas presentes nas rochas da Serra do Azeite.

3 – HISTÓRICO DE EVENTOS DE INSTABILIZAÇÃO NA REGIÃO

Na Serra do Azeite há um histórico de eventos de instabilização relatados pela concessionária, como processos erosivos, deslizamento de solos, ocorrência de trincas e/ou desprendimento de blocos. Realizou-se o inventário dessas instabilizações, provenientes do relatório de monitoramento da concessionária dos anos de 2013 a 2016, em conjunto com o mapeamento de cicatrizes de escorregamentos, obtidos através da análise de imagens de satélites disponíveis no software Google Earth.

Verificou-se que no trecho estudado houve dezessete ocorrências de eventos instabilizadores, e dentre estes, foram relatados desprendimentos de blocos e indícios de escorregamentos localizados em três dos taludes analisados. Na Figura 2 pode ser visualizada a localização dos taludes rochosos estudados e as ocorrências de instabilização ao longo do trecho da BR-116 correspondente a Serra do Azeite.



Fig. 2 – Localização dos taludes rochosos e das ocorrências de instabilizações.

4 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DOS TALUDES

O maciço aflorante ao longo da Serra do Azeite é composto por gnaisses bandados acinzentados, constituídos por quartzo e plagioclásio, hornblenda e secundariamente biotita. Possui granulação fina a média, localmente grossa, e bandamento gnáissico bem definido, formado pela intercalação de níveis quartzo-feldspáticos e níveis de minerais máficos. O bandamento apresenta espessuras variáveis, sendo observados níveis milimétricos a centimétricos, podendo alcançar camadas com até 50 cm de espessura. Na Figura 3 pode ser visto um talude da rodovia expondo o maciço gnáissico com bandamento bem marcado e de espessura centimétrica.



Fig. 3 – Talude mostrando o bandamento gnáissico centimétrico.

Foram observados paralelamente ao bandamento gnáissico planos de foliação, bem desenvolvidos e contínuos, com indícios locais de milonitização. Veios quartzo-feldspáticos centimétricos são comumente encontrados paralelos ou truncando esta foliação. Na área também ocorrem paragnaisses cinzas de granulação fina a média com bandamento centimétrico, sendo comum a presença de dobras intrafoliares isoclinais e boudans alongados desenvolvidos ao longo da gnaissificação. Esses boudans são geralmente formados por quartzo e ultramáficos, e possuem comprimentos de até 10 cm. Na Figura 4, é possível observar essas feições em um afloramento de paragnaisse.



Fig. 4 – Paragnaisse com bouldans de quartzo e ultramáfico.

4.1 - Compartimentação Estrutural do Maciço

A foliação milonítica presente nos maciços da região possui direções entre N70E a N85E, com mergulhos variando de 70° para NW a 50° para SE (Figura 5 – a). Os maciços rochosos da área de estudo possuem três famílias principais de fraturas, as quais são persistentes ao longo dos afloramentos, e, também ocorrem outras três famílias de fraturas menos expressivas na região, conforme pode ser visto na Figura 5 - b.



Fig. 5 – a) Planos de foliação e b) Fraturas.



Fig. 6 - a) Família 1 e b) Família 2.



Fig. 7 – a) Família 3, b) Família 4, c) Família 5 e d) Família 6.

A família 1 é persistente em todos os taludes do trecho estudado, e é caracterizada por uma superfície lisa, com espaçamento curto, que cruza os planos de foliação. A atitude média deste plano é N15E/78NW (Figura 6 - a). Já a família 2 ocorre somente em alguns pontos e disposta com maior espaçamento, mas de forma persistente, apresenta atitude média de N30E/60NW (Figura 6 - b) e possui superfície lisa.

Localmente é encontrado a família 3, de distribuição irregular e superfície plana, que possui mergulhos que variam de 50° a 70° para SE, com direção entre N70-80E. A atitude média desta família é N71E/60SE (Figura 7 - a). Ocorre ainda, restrita a alguns pontos a família 4 de direção N32E/60SE (Figura 7 - b) e a família 6 de atitude média N42W/60NE (Figura 7 - d). Ambas essas descontinuidades são espaçadas e planas.

Em alguns taludes foi encontrado de forma penetrativa a família 5, que se apresenta quase que perpendicularmente aos planos da foliação, possuindo direção média N30W/80SW (Figura 7 - c). As fraturas desta família são geralmente contínuas e com espaçamento curto, possuindo superfície lisa.

Nos taludes expostos da rodovia verificou-se que, geralmente, os planos dessas famílias de fraturas apresentam-se pouco alterados, sem preenchimento e fechadas, em contato rocha a rocha.

Os planos médios das famílias de fraturas e da foliação são mostrados na Figura 8 em um mesmo estereograma estrutural, podendo serem vistas as intersecções entre esses planos.



Fig. 8 – Planos médios das famílias de fraturas e da foliação.

5 - RESULTADOS

A suscetibilidade à escorregamentos planares nos taludes gnáissicos da Serra do Azeite estão intrinsicamente relacionadas aos planos das fraturas da família 1 e 5. Na Figura 9 são apresentados os diagramas de interpretação para os taludes, nos quais são verificadas as ocorrências de escorregamentos planares associados a família 1 e 5 nos diagramas a, d, e. Restrita a um ponto, verificou-se que a família 3 de direção NE com mergulho para SE apresenta potencial para o desenvolvimento de planos de ruptura (Figura 9 - c), assim como a foliação (Figura 9 - b).

Escorregamentos em cunha estão associados principalmente a intersecção dos planos de foliação com as fraturas da família 1 e 2 que possuem direção NE com mergulhos para NW (Figura 9 - a e b), e da família 5 de direção NW mergulhando para SW (Figura 9 - e). Também há possibilidade de cunha associada as fraturas da família 5 quando intersecta os planos da família 1 (Figura 9 - d, e).

Pode ocorrer escorregamento em cunha associado à intersecção dos planos da família 3 com a família 6 (Figura 9, f), que são famílias de fraturas menos expressivas na área. Não há risco de tombamento de blocos em nenhum dos taludes analisados. Taludes negativos podem ocorrer associados a foliação e a família 1 (Figura 9 - c, f).



Fig. 9 – Diagramas de interpretação para os taludes. a) Talude de direção N10W/80SW, b) Talude EW/80N, c) Talude EW/80S, d) Talude N10W/80SW, e) Talude N8W/85SW, f) Talude 10E/80SE.

Os taludes com suscetibilidade a escorregamentos planares apresentaram fatores de segurança na condição seca (FS 1) entre 1,1 - 1,6, e com água (FS 2) varia de 0,8 a 1,3. Em taludes rodoviários, o fator de segurança mínimo exigido é 1,5. Nessa condição, o talude com percolação de água apresenta-se suscetível a escorregamento.

Para a ruptura em cunha, considerou-se dois cenários condicionantes nas descontinuidades, secas (FS1) e saturadas (FS2). Na condição seca os fatores de segurança dos taludes situam-se entre 1,3 e 2,6. Já quando saturadas ocorre a flutuação do bloco na maioria dos taludes e consequente escorregamento do mesmo.

No quadro1 é apresentado o resumo da análise da estabilidade dos taludes com a indicação das famílias suscetíveis a escorregamentos planares e em cunha, e os Fatores de Segurança para cada talude, nas condições seca (FS 1), com água (FS 2) no caso de escorregamento planar, e saturada (FS 2) para escorregamento em cunha.

	Direção/	Escorregamento Planar				Escorregamento em Cunha			
Talude	Inclinação Talude	Família	Plano	FS 1	FS 2	Família	Planos	FS 1	FS 2
1	N10W/80SW	1	N19E/73NW	1,57	1,34	Sn X 2	N77E/71NW X N30E/59NW	2,59	1,23
2	EW/80N	Sn	N77E/75NW	1,31	1,00	Sn X 1	N77E/75NW X N20E/80NW	2,48	bloco flutua
3	EW/80S	3	N71E/72SE	1,07	0,87	-	-	-	-
4	N10W/80SW	1 e 5	N10E/75NW e N30W/75SW	1,44	1,13	1 X 5 e 2 X 5	N10E/75NW, N40E/63NW X N30W/75SW	1,91 e 1,35	bloco flutua
5	N8W/85SW	1 e 5	N24E/76NW e N15W/75SW	1,36 e 1,26	1,18 e 1,10	Sn X 5 e 1 X 5	N84E/70NW, N24E/76NW X N15W/75SW	2,0 e 1,82	bloco flutua
6	N10E/80SE	-	-	-	-	3 X 6	N80E/50SE X N40W/60NE	1,76	1,74

Quadro 1 – Fatores de Segurança dos Taludes Suscetíveis a Escorregamentos Planares e em Cunha.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A influência das estruturas dos maciços rochosos no processo de escorregamento advém dos planos das fraturas de orientação N15E/78NW e N30W/80SW (Famílias 1 e 5) que afloram na face livre da vertente para grande parte dos taludes da rodovia, pois são planos mais propícios devido a geologia local e ao corte dos taludes favorecerem os escorregamentos tanto planares como em cunha. Os planos da foliação possibilitam o desenvolvimento principalmente de cunhas, quando intersectam esses planos principais de fraturas.

As condições de estabilidade dos taludes rochosos da rodovia foram determinadas a partir da análise geométrica do maciço, que resultou na determinação das estruturas que regem o comportamento do talude, auxiliando na avaliação do fator de segurança.

Os taludes sujeitos a escorregamentos planares apresentaram alta suscetibilidade mesmo quando não estão saturados por água. Já para os taludes propensos a escorregamentos em cunha, a suscetibilidade quando secos é baixa, porém há risco de flutuação do bloco quando estão na presença de água, podendo causar a movimentação do bloco da cunha.

Os maciços de gnaisses devido a sua compartimentação estrutural, apresentam-se foliados e com fraturas pervasivas ao longo de todos os afloramentos, sendo mais propensos a escorregamentos planares, mesmo não estando relacionados ao bandamento do gnaisse.

O uso de um modelo de análise da compartimentação estrutural dos maciços, aplicado no trecho aflorante da Serra do Azeite ao longo da rodovia BR-116, auxiliou na compreensão das estruturas que influenciam no processo de escorregamento, sendo uma ferramenta de auxílio para o gerenciamento de riscos dos taludes rodoviários e tomada de decisões.

Há várias técnicas de estabilização que podem ser empregadas para aumentar o fator de segurança desses taludes, dentre as quais, as medidas de contenção comumente utilizadas são: a aplicação de concreto projetado com tela de aço soldada ao longo de toda a encosta, a instalação de chumbadores para fixação de blocos e lascas, a drenagem superficial do maciço por meio de canaletas ou dissipadores de energia, e a drenagem interna do maciço feita por drenos horizontais profundos.

O uso de técnicas para controlar e minimizar as consequências de eventos de instabilização pode também ser implementado nesses taludes, como por exemplo, a instalação de telas metálicas fixadas por ancoragens ou a aplicação de barreiras para controlar a queda de blocos e lascas.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecimentos a concessionária Arteris, que administra o trecho da rodovia que foi estudado, pelo patrocínio e apoio de campo, e também aos departamentos de pós-graduação da geologia e da engenharia civil da Universidade Federal do Paraná.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Fiori, A. P.; Carmignani, L. (2015). Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. 3ª. ed. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 576 p.
- Fiori, A. P. (2016). *Estabilidade de Taludes: Exercícios Práticos*. Oficina de Textos, São Paulo, 176 p.
- Gerscovich, D. (2012). Estabilidade de Taludes. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 120 p.
- Kroeger, E.B. (1999). *Slope Stability Software*, 1: 1-3. Disponível em <u>http://www.engr.siu.edu/mining/kroeger</u>.
- Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*. Editorial Edgard Blucher. 2ª edição, São Paulo, 195 p.
- Parizzi, M. G.; Sobreira, F. G.; Galvão, T. C. B.; Elmiro, M. A. T.; Beirigo, E. A. (2009). Mecanismos de ruptura de taludes rochosos de Belo Horizonte, MG. Anais da 5^a Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas – COBRAE, 9p.

ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DO BULBO ANCORADO DE TIRANTES ATRAVÉS DA ANÁLISE DE ENSAIOS DE RECEBIMENTO

Anchor bond length design through the analysis of acceptance tests

Marcus Vinícius Lima Dias^a, Romero César Gomes^a, Thiago Bomjardim Porto^a

^a Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto – MG, Brasil.

RESUMO – A técnica de estruturas de contenção com ancoragens reinjetáveis e protendidas é muito utilizada no Brasil, mas há ainda muito o que se estudar sobre a determinação da carga de ruptura geotécnica e o dimensionamento do bulbo ancorado. Para o desenvolvimento deste trabalho utilizou-se um banco de dados de 40 tirantes executados em uma cortina atirantada do município de João Monlevade. Através da análise dos ensaios de recebimento, aplicou-se a extrapolação matemática de Van der Veen (1953), obtendo-se estimativas das cargas de ruptura para cada um dos tirantes executados na obra. Com esses valores de capacidade de carga e considerando o critério de exclusão de Aoki (2013) para cada uma das ancoragens, calculou-se, baseado na metodologia de Porto (2015), os comprimentos ancorados dos tirantes considerados "confiáveis". Comparando os mesmos com o comprimento ancorado de projeto, os resultados encontrados se mostraram satisfatórios, já que os comprimentos ancorados provenientes da extrapolação foram menores que o comprimento ancorado de projeto, obtendo assim, relativamente, um dimensionamento mais econômico. Além disso, esse trabalho propôs um valor de "coeficiente de ancoragem" para o solo do tipo silte argilo arenoso, característico do local de construção da cortina atirantada, mostrando a relevância desse parâmetro na determinação de estimativas da capacidade de carga de ancoragens neste tipo de solo.

ABSTRACT – The technique in re-injectable and pre-stressed anchors is widely used with retaining structures in Brazil, but there is still much to be studied about the determination of the load capacity and anchor bond length design. For the development of this study it was considered a database of the 40 anchors used in an anchored wall located in João Monlevade. Through the acceptance tests analysis the Van der Veen (1953) extrapolation was applied, thus obtaining estimations of the load capacity to of all the anchors performed in the anchored wall. Considering the restriction proposed by Aoki (2013), the reliable anchored lengths of each the anchors was estimated through the load capacity equation proposed by Porto (2015) and compared with the design anchored lengths. The results were satisfactory, since the anchored lengths estimated from extrapolation were smaller than the design anchored length, thus obtaining relatively a more economical design. In addition, this study proposed a value for the "anchor coefficient" of the sandy clayey silt soil found at the construction site of the anchored wall, showing the relevance of this parameter for the estimation of the load capacity of anchors in the type of soil.

Palavras Chave - Comprimento ancorado, extrapolação de Van der Veen, capacidade de carga, coeficiente de ancoragem.

Keywords - Bond length, Van der Veen extrapolation, load capacity, anchor coefficient.

E-mails: marcus.dias@aluno.ufop.edu.br (M. Dias), romero@ufop.edu.br (R. Gomes), thiago.porto@cefetmg.br (T. Porto)

1 – INTRODUÇÃO

O aumento da ocupação urbana nas cidades evidencia para uma maior busca do aproveitamento do solo, com a necessidade da aplicação direta da Engenharia Geotécnica em várias obras, como na execução de estruturas de contenção. Dentre esses tipos de estruturas, têm-se as cortinas atirantadas, uma solução tecnicamente viável quando se busca pequenos deslocamentos em situações de elevadas solicitações atuantes nos maciços.

Toda a eficiência deste tipo de contenção está intimimamente ligada a novos estudos, novas abordagens e inovações tecnológicas que possibilitam melhorias nas condições de dimensionamento, controle e execução dessas obras.

A técnica de estabilização por ancoragens reinjetáveis e protendidas baseia-se em três etapas fundamentais: projeto, execução e controle tecnológico. Para a concepção de projeto são analisados fatores de segurança global e interna dos maciços, tanto em estruturas provisórias como em estruturas permanentes. Esses fatores garantem a segurança das obras diante de incertezas, principalmente em relação aos parâmetros de resistência dos solos e a metodologia de cálculo utilizada (Mendes, 2010). O dimensionamento dessas estruturas é realizado em função das características dos tirantes, dos parâmetros geotécnicos, das solicitações impostas ao solo e do método executivo adotado.

A execução de cortinas atirantadas consiste, de acordo com a concepção de projeto, na inserção dos tirantes no solo e posterior protensão dos mesmos. O atirantamento é feito à medida que é realizada a escavação, por meio de ancoragens, construídas em furos, compostas por um elemento estrutural resistente a esforços de tração (tirante) na zona do comprimento livre, e um bulbo de ancoragem que pode ser construído através de um tubo com válvulas de injeção de nata de cimento (More, 2003).

No que tange ao controle dessa estrutura de contenção, sabe-se que a sua estabilidade é estudada no estado limite último (ELU). Com isso, o parâmetro mais importante e que governa a transferência de carga entre o bulbo de ancoragem e o solo, durante e após a construção da contenção, é, segundo Souza (2001), a capacidade de carga específica (t_u), que dividida pelo perímetro médio do bulbo, resulta na resistência ao cisalhamento (q_s) da interface entre o bulbo e o solo envolvente. Existem várias formulações teóricas e empíricas que estimam, isto é, quantificam de forma aproximada os parâmetros $t_u e q_s$. No entanto, esses parâmetros só podem ser confirmados e obtidos de forma mais precisa, através dos ensaios de recebimento (desempenho) e qualificação (comportamento), segundo a NBR 5629:2018 (ABNT, 2018).

A estimativa de valores da capacidade de carga das ancoragens é obtida da análise dos dados registrados nos boletins de ensaio durante o controle tecnológico dos mesmos, através de formulações teóricas e extrapolações matemáticas. As informações coletadas no ensaio de recebimento determinam a relação gráfica entre carga e deslocamento, resultando em estimativas de cargas de ruptura que são extrapoladas matemáticamente da base de dados existente.

O presente artigo busca, através de uma extrapolação matemática aplicada a um banco de dados de ensaios de recebimento, otimizar o dimensionamento de uma cortina atirantada com novos valores de comprimento do trecho ancorado dos tirantes instalados. Além disso, objetiva-se calibrar e avaliar, através da extrapolação matemática, novos valores do "coeficiente de ancoragem" (*k*) para o solo da região de estudo.

2 – ENSAIOS E PROTENSÃO NAS ANCORAGENS

Os ensaios realizados em uma cortina atirantada são executados para a verificação do desempenho de um determinado tirante, seguindo procedimentos predefinidos na Norma NBR 5629:2018. Esta Norma classifica esses ensaios em: qualificação (comportamento) e recebimento (desempenho).

2.1 - Ensaio de qualificação (comportamento)

A NBR 5629:2018 preconiza que o ensaio de qualificação (comportamento) é aplicado para a investigação ou adequação de um determinado tirante em um determinado terreno. Ainda segundo a NBR 5629:2018, esse ensaio deverá ser executado em pelo menos 1% da quantidade, arredondada para cima, dos tirantes permanentes e em um dos primeiros tirantes da obra.

Este ensaio considera 6 ciclos de carregamento e descarregamento entre a carga inicial (F_0) e respectivamente 0,4 F_t ; 0,75 F_t ; 1,0 F_t ; 1,25 F_t ; 1,5 F_t e 1,75 F_t onde F_t é carga de trabalho.

2.2 - Ensaio de qualificação (comportamento), com medição de fluência

O ensaio de qualificação (comportamento), com medição de fluência é aplicado, segundo a NBR 5629:2018, para a avaliação da perda de carga do tirante ao longo do tempo.

A medição da fluência deve ser executada juntamente com o ensaio de qualificação em um procedimento único. Mede-se os deslocamentos da cabeça do tirante sob carga constante com dois extensômetros, instalados diametralmente opostos em relação ao eixo do tirante.

Os deslocamentos são medidos nos seguintes tempos, em cada estágio: 10 min, 20 min, 30 min, 40 min, 50 min e 60 min. A partir dos 60 min, as medições podem ser consideradas concluídas até que o deslocamento nos últimos 30 min seja inferior a 5% do deslocamento total do ensaio; caso contrário, devem ser feitas medições a cada 30 min.

Além do exposto acima, a norma preconiza que as cargas do ensaio devem ser mantidas estáveis, já que a qualidade do mesmo e sua interpretação são diretamente dependentes da estabilização da carga em cada estágio.

Este ensaio considera os mesmos 6 ciclos de carregamento e descarregamento mencionados no tópico 2.1, com 5 patamares de fluência a partir de $0,75 F_t$.

2.3 – Ensaio de recebimento (desempenho)

O ensaio de recebimento (desempenho) tem a função de avaliar a capacidade de carga e o comportamento de cada ancoragem executada, devendo ser realizado obrigatoriamente em todos os tirantes da obra.

O Quadro 1 mostra os estágios de carga para ensaios de recebimento (desempenho), onde efetuam-se medições de deslocamento, nas carga e na descarga.

Estágios de carga		F ₀	$0,3F_{\rm t}$	$0,6F_{\rm t}$	0,8 <i>F</i> _t	1,0 Ft	1,2 <i>F</i> t	1,4 <i>F</i> t	$1,5 F_{t}$	1,6 Ft	1,75 Ft
Pelo menos	Permanente (tipo A)										
10% dos tirantes	Provisório (tipo C)										
Demais	Permanente (tipo B)										
tirantes	Provisório (tipo D)										

Quadro 1 – Cargas para leituras do ensaio de recebimento (adaptado de ABNT, 2018).

Cargas para leitura;

 $F_{\rm t}$ = carga de trabalho prevista;

 $F_0 = \text{carga inicial.}$

Para o caso dos tirantes permanentes, que é o objeto de estudo deste trabalho, tem-se que a interpretação do ensaio de recebimento consiste na avaliação por meio de gráficos (Figuras 1 e 2) da estabilização da cabeça do tirante e atrito ao longo do trecho livre. A aceitação do tirante segundo a NBR 5629:2018, deve ser aceita quando: a) os deslocamentos da cabeça se estabilizarem com a aplicação da carga máxima de ensaio prevista; e b) o deslocamento máximo da cabeça se situar entre as linhas "a" e "b" dos gráficos de deslocamento elástico e permanente. A linha limite "a" corresponde á situação de um maior comprimento livre (comprimento ancorado cerca de 50% do comprimento ancorado de projeto). A linha "b" corresponde a um comprimento livre menor do que o de projeto (comprimento ancorado cerca de 120% do comprimento ancorado de projeto, e linha "c" corresponde ao projeto.



Fig. 1 – Ensaio de recebimento tipo A – Gráfico carga versus deslocamentos totais (ABNT, 2018).



Fig. 2 – Ensaio de recebimento tipo A – deslocamentos elásticos e permanentes (ABNT, 2018).

3 – CAPACIDADE DE CARGA DE TIRANTES ATRAVÉS DE METODOLOGIA EMPÍRICA E EXTRAPOLAÇÃO MATEMÁTICA

Define-se como capacidade de carga de uma ancoragem o valor máximo da tensão tangencial mobilizada entre o trecho ancorado e o solo, na medida que o bulbo ancorado sofre um deslocamento significativo.

De acordo com Vasconcelos (2016), o mecanismo de transferência de carga entre o sistema armadura-bulbo-solo não é nada trivial, sendo dependente de algumas variáveis, como: tensão confinante no bulbo, características geológico-geotécnicas do solo circundante ao trecho ancorado e carregamento aplicado à ancoragem. Sendo assim, é possível afirmar que para se obter de forma razoável a estimativa da capacidade de carga de ancoragens em solo, é necessário ensaiá-las com as mesmas características da obra real, já que não é teoricamente possível incorporar nos métodos de cálculos existentes a influência de fatores determinantes na estimativa da capacidade de carga, como por exemplo, o processo de perfuração e a injeção da calda de cimento (More, 2003).

É de conhecimento de todos que a ruptura das ancoragens as vezes não é alcançada durante a realização dos ensaios, sendo necessário estimar a capacidade de carga por metodologias teóricas e empíricas ou ainda por extrapolações matemáticas do banco de dados dos ensaios. A seguir serão apresentados um método semi-empírico e uma extrapolação matemática para a estimativa da capacidade de carga em tirantes.

3.1 – Método semi-empírico de Porto (2015)

Porto (2015) propõe, através de um amplo programa experimental no qual foram analisados ensaios realizados em obras localizadas nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, uma metodologia semi-empírica de cálculo para a estimativa da capacidade de carga em tirantes. O método proposto pelo autor baseou-se em um extenso banco de dados de ensaios de recebimento, qualificação e básico, a partir dos quais, utilizando-se a proposta de extrapolação matemática de Van der Veen (1953), chegou-se às formulações para a capacidade de carga geotécnica, o diâmetro médio do bulbo e a resistência ao cisalhamento na interface solo/bulbo, conforme as equações seguintes:

$$T_L = \pi \cdot D_S \cdot L_b \cdot q_s \tag{1}$$

$$D_S = \beta \cdot D_P \tag{2}$$

$$q_s = 10 k \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1\right) \tag{3}$$

onde T_L é a capacidade de carga do bulbo (kN), D_S é o diâmetro médio do bulbo (m), L_b é o comprimento do bulbo de ancoragem (m), q_s é a resistência ao cisalhamento (kN/m²), D_P é o diâmetro perfurado do furo (m), β é o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção e k é o coeficiente de ancoragem de acordo com o tipo de solo (kN/m²).

Os valores do coeficiente de ancoragem (k) definido por Porto (2015) e do coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo de ancoragem devido à injeção (β), segundo Bustamante e Doix (1985) são mostrados no Quadro 2.

É importante mencionar que o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo de ancoragem devido à injeção (β), foi calibrado para diversos tipos de solo e em duas técnicas de injeção (sem reinjeção ou injeção em estágio único (IEU) e com reinjeção ou injeção em estágio repetitivo (IER)). Segundo Bustamante e Doix (1985), para que (β) atinja o valor previsto no Quadro 2, o volume de nata de cimento injetada deve ser de, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado. Com essa aferição realizada, é factível a aplicação da metodologia proposta por Porto (2015).

Em relação a resistência ao cisalhamento (q_s) , a metodologia de Porto (2015) se baseia na formulação de capacidade de carga de estacas de Décourt e Quaresma (1978), sendo função do coeficiente de ancoragem (k) e N_{SPT} médio do bulbo, conforme mostrado na Equação 3

		Valores de k (kN/m²)				
Tipo de solo	β	Valores com 80% de confiança	Valor mais provável			
Argila siltosa	2,10	1,20 a 1,29	1,25			
Argila arenosa	2,10	0,90 a 1,01	0,95			
Silte argiloso	1,97	2,37 a 2,77	2,57			
Silte*	2,11	2,04 a 2,28	2,16			
Silte arenoso	2,25	1,70 a 1,78	1,74			
Areia argilosa	2,20	2,57 a 2,77	2,67			
Areia siltosa	2,20	2,10 a 2,37	2,24			

Quadro 2 – Parâmetros de dimensionamento (adaptado de Porto, 2015).

*Resultados inferidos.

3.2 – Extrapolações Matemáticas

A maior parte das cortinas atirantadas não alcançam a ruptura das ancoragens nos ensaios de protensão, resultando no desconhecimento da capacidade de carga real dos tirantes das estruturas, como já mencionado anteriormente. Além disso, as metodologias de cálculo propostas para a obtenção do valor da capacidade de carga foram elaboradas em condições específicas de cada local, diferindo-se em relação às propriedades geotécnicas do solo circundante, metodologia executiva, tipo e dimensões de tirantes e número de injeções.

Diante de toda dificuldade de se estimar a carga de ruptura real de uma ancoragem, faz-se necessário em muitos casos, a aplicação de outros procedimentos, como as extrapolações matemáticas. Estas têm se mostrado boas alternativas para as estimativas da carga de ruptura dos tirantes, já que não se restringem ao tipo de solo característico da região em estudo.

A extrapolação matemática mais difundida no mundo para estacas e até mesmo tirantes é a extrapolação de Van der Veen (1953), que será objeto de estudo do próximo tópico.

O critério de ruptura proposto por este autor utiliza uma curva exponencial, ajustando os pontos da mesma a uma função matemática, analisando a capacidade de carga a deslocamentos, teoricamente, infinitos. A curva carga versus deslocamento pode ser expressa pela equação:

$$F = F_R \left(1 - e^{-ad} \right) \tag{4}$$

onde *F* é a carga aplicada no topo da ancoragem (kN), F_R é a carga última correspondente à assíntota vertical da curva (kN), *e* é a base dos logaritmos naturais, *a* é o coeficiente de forma da curva (mm⁻¹) e *d* é o deslocamento correspondente à carga F (mm).

Apesar de ser bastante prática, a extrapolação matemática de Van der Veen merece muita cautela e atenção na sua aplicação, caso o coeficiente de determinação (r²) não seja suficiente próximo de 1, acima de 0,980, a extrapolação poderá não ter validade. Além disso, a interrupção prematura do ensaio pode ocasionar em curvas limitadas para uma correta interpretação.

De acordo com o explicitado acima, Aoki et al. (2013) sugere níveis de confiabilidade à extrapolação, relacionando a carga máxima do ensaio ($F_{máx}$) com o valor da carga extrapolada (F_R), que nessa metodologia, é a capacidade de carga da ancoragem. O Quadro 3 mostra a condição de extrapolação proposta pelo autor.

$[(F_{\rm R}/F_{\rm máx})-1].100$	Extrapolação
\leq 25%	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
≥ 75%	Intolerável

Quadro 3 – Validação da extrapolação de Van der Veen (1953) segundo Aoki et al. (2013) (adaptado de Vasconcelos, 2016).

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desse trabalho utilizou-se um banco de dados de 40 tirantes em uma obra de contenção do tipo cortina atirantada, localizada na cidade de João Monlevade em Minas Gerais.

4.1 – Descrição da estrutura em estudo

O talude estudado apresentava várias anomalias e criticidades em relação a sua estabilidade estrutural. O mesmo apresentava-se com uma cunha de ruptura considerável, estendendo-se para a via de acesso ao Bairro Areia Preta e provocando o abatimento de parte da via a montante. Por se tratar de uma região de grande ocupação urbana, optou-se, após alguns estudos geológico-geotécnicos, pela construção de uma contenção em cortina atirantada apoiada em estacas. A Figura 4 mostra o talude em mecanismo de ruptura progressiva.



Fig. 4 – Talude em mecanismo de ruptura progressiva.

4.2 - Caracterização geológica-geotécnica do local

O perfil geológico-geotécnico do subsolo local foi determinado segundo levantamento topográfico da seção transversal crítica resultante dos escorregamentos ocorridos. Para a caracterização do perfil da seção foi realizada uma campanha de ensaios de campo, com a execução de sondagens a percussão, com os resultados sendo mostrados na Figura 5.



Fig. 5 - Perfil geológico-geotécnico da seção transversal crítica.

É importante ressaltar que o nível d'água não foi encontrado nas profundidades alcançadas pelos três furos de sondagem executados; SP-01, SP-02 e SP-03. A profundidade de paralisação das sondagens citadas anteriormente e que fazem parte do estudo deste trabalho foram, respectivamente, 11,19 m, 10,04 m e 8,23 m.

Os parâmetros de resistência das camadas de solo investigadas foram obtidos por meio de correlações com o número de golpes da sondagem a percussão (N_{SPT}), sendo estimados a partir de estudos existentes na literatura geotécnica, no caso do presente trabalho, por meio das correlações de Kishida (1967). O Quadro 4 mostra os valores dos parâmetros de resistência dos solos: coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ') e peso específico (γ), assim como o número de golpes médio referente ao ensaio SPT (N_{SPT}) das camadas de solo presentes na seção crítica analisada.

De acordo com a locação das sondagens a percussão, determinou-se o número de golpes médio (N_{SPT}) no bulbo ancorado dos tirantes estudados, obtendo-se um solo caracterizado como silte argilo arenoso medianamente rijo, com um (N_{SPT}) igual a 8.

Tipo de solo	Peso específico (γ) (kN/m ³)	Ângulo de atrito (\$\vec{\phi}) (°)	Coesão (c′) (kPa)	N _{SPT} médio
Areia (Aterro)	17	19	0	-
Argila mole (Colúvio)	17	27	15	4
Silte argilo arenoso (Colúvio)	17	24	8	4
Silte argilo arenoso (solo residual maduro)	18	27	17	8
Silte arenoso (solo residual jovem)	18	35	30	23
Silte arenoso (alteração de rocha)	18	39	55	37

Quadro 4 – Parâmetros geotécnicos dos solos.

4.3 – Projeto Executivo

A solução adotada no projeto executivo para a contenção do talude analisado foi uma cortina em estacas escavadas de 60 cm de diâmetro de perfuração, sendo estas, ancoradas em uma viga de coroamento na crista do talude. O atirantamento, como mostrado na Figura 6, foi realizado entre as cortinas escavadas, totalizando 40 tirantes distribuídos em duas linhas de ancoragens ao longo de toda a estrutura, a primeira linha contou com um total de 27 tirantes e a segunda linha com um total de 13 tirantes. A Figura 7 mostra o detalhamento da seção transversal contendo as duas linhas atirantadas.



Figura 6 - Execução do atirantamento da estrutura.



Figura 7 - Seção da estrutura contendo as duas linhas atirantadas.

4.4 - Realização dos ensaios

Os ensaios de recebimento realizados nesse trabalho seguiram o que preconiza a norma NBR 5629:2006 (ABNT, 2006), sendo um total de 40 tirantes ensaiados, 4 tirantes ensaiados do Tipo A e 36 tirantes ensaiados do Tipo B. Para os tirantes do Tipo A, a carga máxima do ensaio foi de 1,75 (F_t) e para os tirantes do Tipo B, essa carga foi de 1,4 (F_t). No Quadro 5 têm-se as cargas aplicadas no ensaio de recebimento da estrutura.

Tipo do ensaio e quantidade	Carga de trabalho (kN)	Carga máxima do ensaio (kN)	Carga de incorporação (kN)
A (4)	350	612,5	300
B (36)	350	490	300

Quadro 5 - Cargas aplicadas no ensaio de recebimento.

4.5 - Capacidade de carga das ancoragens

Para o cálculo da capacidade de carga dos tirantes foi utilizado a extrapolação matemática de Van der Veen (1953), considerando o banco de dados dos ensaios de recebimento realizados. Com os valores da carga aplicada na protensão e seu respectivo deslocamento medido na cabeça dos tirantes, traçou-se a curvas de carga versus deslocamento ajustada com a assíntota vertical, que representa a estimativa da capacidade de carga geotécnica para cada ancoragem deste estudo. As Figuras 8 a 11 representam as curvas obtidas para os ensaios considerados confiáveis segundo o critério de exclusão de Aoki et al. (2013), que sugere níveis de confiabilidade para as extrapolações realizadas em cada tirante, tem-se também nestas figuras, as tabelas de carga versus deslocamento que gerou cada uma das extrapolações referidas. Adotando o critério deste autor e considerando ainda o coeficiente de determinação (r²) suficientemente próximo de 1, tem-se que dos 40 tirantes executados, 22 são aceitáveis e 6 são confiáveis, obtendo um banco de dados de 28 tirantes, conforme dispostos em faixa de valores de carga extrapolação e mostrados no Quadro 6.



Fig. 8 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T18.



Fig. 9 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T22.



Fig. 10 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento dos Tirantes T23 e T34.



Fig. 11 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T36.



Fig. 12 – Extrapolação da curva carga versus deslocamento do Tirante T38.

Tirantes	Faixa de valores de FR (carga extrapolada)	Fmáx (carga máxima do ensaio)	Condição de Extrapolação	Tipo do ensaio	r ² médio (coeficiente de determinação)
18	500-550	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,991
36	550-600	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,988
38	550-600	490	CONFIÁVEIS	TIPO B	0,987
12, 16, 23, 34	600-650	490	CONFIÁVEIS E ACEITÁVEIS	TIPO B	0,987
20, 21, 24, 25, 27, 32, 37, 39	650-700	490	ACEITÁVEIS	TIPO B	0,986
2, 5, 6, 7, 15, 19, 26, 28, 30, 31, 33, 35, 40	700-750	490	ACEITÁVEIS	TIPO B	0,987
1, 4, 8, 10, 13, 22, 29	750-800	490	TOLERÁVEIS	TIPO B	0,987
22	750-800	613	CONFIÁVEL	TIPO A	0,987
3,9	800-850	490	TOLERÁVEIS	TIPO B	0,988
11,17	950-1000	613	TOLERÁVEIS	TIPO A	0,992
14	1000-1050	613	TOLERÁVEIS	TIPO A	0,991

Quadro 6 – Capacidade de carga e condição de extrapolação dos tirantes deste estudo de caso.

4.6 - Otimização do projeto de ancoragens

Através do banco de dados do ensaio de recebimento realizado para cada tirante e aplicando a extrapolação de Van der Veen para a estimativa da capacidade de carga, buscou-se otimizar o comprimento ancorado de cada um dos 28 tirantes desse estudo, de maneira a tentar obter uma estrutura mais economicamente viável, com uma possível redução do comprimento do bulbo ancorado. A seguir, será mostrado de forma simplificada, as etapas realizadas para a otimização do projeto de ancoragens:

- a) avaliação dos ensaios de recebimento;
- b) cálculo da capacidade de carga;
- c) aplicação do critério de exclusão de Aoki (2013);
- d) determinação do comprimento ancorado dos tirantes;
- e) comparação entre o comprimento obtido e o de projeto que foi executado na obra.

5 – RESULTADOS OBTIDOS

As ancoragens ensaiadas no campo e analisadas posteriormente não sofreram um carregamento até a sua ruptura, fazendo-se necessário a aplicação de uma extrapolação matemática para atingir essa suposta ruptura física teórica, obtendo assim, a estimativa da carga de ruptura geotécnica correspondente. A extrapolação matemática aplicada foi a de Van der Veen (1953), que corresponde a um ajuste matemático de uma função exponencial dos dados experimentais, neste caso, dos resultados dos ensaios de recebimento. Para a avaliação qualitativa dos resultados encontrados pela extrapolação, empregou-se a proposta de Aoki et al. (2013), classificando os tirantes analisados, segundo o critério desse autor, em aceitáveis, confiáveis e toleráveis, conforme Quadro 6.

Para o presente trabalho, fez-se um estudo acerca da otimização dessas estruturas, utilizando os resultados gráficos das extrapolações matemáticas, obtendo-se estimativa dos valores de comprimento ancorado para cada tirante ensaiado e comparando-os com os comprimentos de projeto que foram executados na obra.

5.1 - Cálculo do comprimento ancorado

Com o resultado da capacidade de carga extrapolada, utilizou-se a metodologia proposta por Porto (2015) para a obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento e consequentemente do comprimento do trecho ancorado.

Os valores de comprimento do trecho ancorado obtidos dos 28 tirantes analisados, sendo 22 considerados aceitáveis e 6 considerados confiáveis, segundo critério de Aoki et al. (2013), foram dispostos no Quadro 7. É importante salientar que os 12 ensaios classificados em toleráveis não foram considerados na estimativa do novo comprimento ancorado proposto neste estudo, haja visto que o nível de confiabilidade das cargas de rupturas obtidas foi substancialmente menor para estes últimos, não fazendo assim, parte dessa "otimização" de comprimento ancorado.

Tirantes	Comprimento ancorado (m)
T22 (Tipo A)	6,5
T6, T19, T28, T31, T40	5,3
T7, T15, T30	5,4
T2, T35	5,5
T26, T32, T33, T37	5,6
T24	5,8
Т27, Т39	5,9
T20, T25	6,0
T12	6,1
T16	6,3
T23, T34	6,5
T36, T38	6,6
T18	7,1
T21	5,7

Quadro 7 – Comprimentos ancorados dos tirantes ensaiados e classificados como confiáveis e aceitáveis.

5.2 - Coeficiente de ancoragem obtido para o solo característico local

Como já mostrado na seção 4.2, de acordo com a sondagem a percussão realizada nas regiões de inserção dos bulbos ancorados, obteve-se um solo caracterizado como silte argilo arenoso de consistência medianamente rija, com um valor médio (N_{SPT}) igual a 8.

O coeficiente de ancoragem (k) proposto por Porto (2015) em sua metodologia de cálculo da capacidade de carga de tirantes leva em consideração o tipo de solo encontrado no trecho médio do bulbo ancorado, tendo os valores do Quadro 2 como referência.

Os valores do coeficiente de ancoragem para os tirantes considerados confiáveis, segundo critério de Aoki et al. (2013), foram dispostos no Quadro 8, bem como o valor do coeficiente de ancoragem médio, resultando no valor proposto por esse trabalho para o coeficiente de ancoragem do solo silte argilo arenoso.

Tirantes	Coeficiente de ancoragem (k) (kN/m²)	Coeficiente de ancoragem proposto para silte argilo arenoso (<i>k</i>) (kN/m²)
T22	3,19	
T23, T34	2,57	2.62
T36, T38	2,53	2,02
T18	2,33	

Quadro 8 – Coeficiente de ancoragem proposto para o solo silte argilo arenoso.

A análise estatística realizada para os 6 tirantes considerados confiáveis segundo Aoki et al. (2013) resulta em um coeficiente de ancoragem médio proposto da ordem de 2,62, com um desvio padrão de 0,27 e um desvio médio da ordem de 0,19. O coeficiente de variabilidade obtido foi da ordem de 10%, sendo este valor considerado baixo segundo Phoon e Kulhawy (2008), o que sugere uma homogeneidade nos valores do coeficiente de ancoragem dos tirantes, evidenciando resultados razoáveis.

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da aplicação da extrapolação matemática de Van der Veen (1953) em cada um dos 28 tirantes da estrutura analisada, pôde-se observar que as estimativas dos comprimentos ancorados obtidos pela extrapolação foram menores que os comprimentos ancorados de projeto, chegando a uma diferença média de 17,4% para os ensaios confiáveis, com os novos comprimentos variando entre 6,5 m e 7,1 m; 29,8% para os ensaios aceitáveis, com os comprimentos variando entre 5,3 m e 6,3 m; e 37,1% para os ensaios toleráveis, com os novos comprimentos variando entre 4,8 m e 5,2 m. Sendo assim, pode-se verificar com os valores mencionados acima, que o valor médio do comprimento ancorado inferido pela extrapolação de Van der Veen (1953) é muito dependente do nível de confiabilidade da extrapolação.

Considera-se também, importante mencionar, que no caso em que é necessário caracterizar devidamente a resistência de um tipo de solo que ainda não tenha sido estudado e catalogado, como o solo "silte argilo arenoso" referido neste trabalho, então, é de extrema importância a execução de pelo menos um ensaio de qualificação (comportamento) para a obtenção do estágio de carga aplicada na eminência de ruptura da ancoragem. Com isso, torna-se possível confirmar o grau de "confiabilidade" do comprimento proposto no projeto. Para a obra estudada neste trabalho, sugere-se, para pesquisas futuras, a execução do ensaio de qualificação de modo a verificar não somente o comprimento do bulbo executado e proposto no projeto, mas também a eficácia do método semi-empírico e da extrapolação matemática considerados neste estudo.

O estudo referente ao coeficiente de ancoragem (k) resultou em um valor proposto para o solo característico como silte argilo arenoso, solo este, que não tinha anteriormente um valor de coeficiente de ancoragem definido na literatura. O coeficiente de ancoragem é um parâmetro que tem relação direta com o tipo de solo local estudado, sendo fundamental, a sua determinação para o maior número possível de solos encontrados na natureza, de modo que se tenham valores desse parâmetro para qualquer tipo de solo onde se deseja calcular a capacidade de carga geotécnica. Neste sentido, este trabalho poderá basear novos resultados de ensaios em regiões com solos similares a este, mostrando a influência do valor do coeficiente de ancoragem (k) na determinação da capacidade de carga de tirantes.

Adicionalmente, com base neste estudo, pode-se reforçar que o valor mínimo para a consideração dos ensaios classificados como confiáveis segundo critério proposto por Aoki (2013) da relação entre carga extrapolada por Van der Veen (1953) e carga máxima do ensaio é < 25%. Além disso, pode-se adotar r² igual a 0,980 como o valor mínimo do coeficiente de determinação da extrapolação da carga de ruptura.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o engenheiro Gilian Fonseca pelo fornecimento dos dados necessários, propicionando a elaboração dessa pesquisa e ao NUGEO – UFOP pelo apoio acadêmico.

8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2006). NBR 5629 *Execução de tirantes ancorados no terreno*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2018). NBR 5629 *Tirantes ancorados no terreno Projeto e execução*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Aoki, N; Cintra, J. C. A; Tsuha, C. H. C; Giacheti, H. L. (2013). Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). Capacidade de Carga de estacas a partir de Valores de SPT, 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, anuais, v. 1.
- Kishida, H. (1967). *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand*. Soil and Foundations, vol. 7, no.3 p.20-29
- Mendes, F. B. (2010). O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 148p.
- More, J. Z. P. (2003). Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 120 p.
- Porto, T. B. (2015). Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle. Tese (Doutorado em Geotecnia). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 482p.

- Phoon, K. K.; Kulhawy, F. H. (2008). Serviceability-limit state reliability-based design. In: Phoon, K. K. (ed.) Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications. London.
- Souza, R. N. (2001). Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Van der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings vol. 2, p. 84-90, Zurich.
- Vasconcelos, L.A.C. (2016). Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos. Dissertação (Mestrado em Geotecnica). Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 112p.

ERRATUM

Número/Number 149, pág./page 99, secção/sección/section 6, linha/línea/line 2:

Onde se lê:/Donde se le:/For: "...(processo APQ 01284-10)."

Deve ler-se:/Debe leer:/Read: "...(processo APQ 00835-16)."
CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE









GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



Planeamento de Recursos Hídricos

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

PORTUGAL REGIAO CENTRO E SUL Av. 5 de Outubro, 323 1649-011 LISBOA Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000 Fax: (351) 212 970 348

Cer

150

arquês de Tomar, 9, 6º -152 LISBOA :(351) 217 925 000 c(351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Moutinho de Albuquerque, 744, 1º. 50-203 MATOSINHOS : (351) 229 380 421 :(351) 229 373 648 toil: entiro@esti

ANGOLA

ANGOLA Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto Boirro do Maculusso, LUANDA Tal/Fas: (244/222 338 5 13 E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOCAMBIQUE

Centro de Escritorios. Pestana Rovuma Hotel. Rua da Se nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO Tel: J258] 21 328 813 Fax: [258] 21 016 165 Tim: (258] 820 047 454 E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

AKGELIA 09, Rue des Frères Hocine El Biar - 16606, ARGEL Tel.: (213) 21 922 802 Fax: (213) 21 922 802

BRASIL

Rio de Janeira Buenos Aires 68, 25° htro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 (55 21) 3553 67 30 (55 21) 8366 00 06

rtaleza

Av. Senador Virgilio Távora 1701, Sala 403 Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251 Tel.: (55 85) 3244 32 85 Fax: (55 85) 3244 32 85 nower.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



MEMBER OF

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

PROVA DE CARGA ESTÁTICA Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

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

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

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS[®]:

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

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

1969

ARCOS 44 engenharia de solos anos





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





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



Much more support to your business.











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

Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars
- and Micropiles
 Hot Rolled Thread Bars
- Not control thread bars
 Incotep Tie Rods

 (Port and Dike Construction)
- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others





A company Açotubo Group

PIONEIRISMO E INOVAÇÃO DESDE 1921



CONSTRUÇÃO DE INSTALAÇÕES PORTUÁRIAS NACALA - MOÇAMBIQUE alvarà n.º 24



Building a better world. teixeiraduarteconstrucao.com

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





TECCO[®] SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

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

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

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



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



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





SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

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

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

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

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

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030 Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469 www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

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

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

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



www.geofix.com.br

15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

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

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

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

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



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

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.





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

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/

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

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

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

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

- **3 Editorial** António Gomes Correia
- 5 Modelos descontínuos na análise tridimensional do comportamento hidromecânico de fundações de barragens de betão
 Discontinuum models in three-dimensional hydromechanical analysis of the behaviour of concrete dam foundation
 Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha, Magda Sá, João Rocha de Almeida
- 33 Caracterização mineralógica, química e geotécnica do lodo da estação de tratamento de água Taiaçupeba

Mineralogical, chemical and geotechnical characterization of sludge from Taiaçupeba water treatment plant

Aline Roque, Edy Lenin Tejeda Montalvan, Maria Eugenia Gimenez Boscov

53 Fatores de segurança determinísticos em avaliação de estabilidade de barragens de rejeitos: uma reflexão

Deterministic factors of safety for the evaluation of the stability of tailing dams: a reflection António Viana da Fonseca, António Fonseca, Sebastião Oliveira

77 Estabilidade de taludes rochosos em rodovias: análise da compartimentação estrutural de maciços

Stability of rock slopes on highways: analysis of mass structural compartmentation Carolina Bitencourt de Britto, Alberto Pio Fiori

89 Estudo do dimensionamento do bulbo ancorado de tirantes através da análise de ensaios de recebimento

Anchor bond length design through the analysis of acceptance tests Marcus Vinícius Lima Dias, Romero César Gomes, Thiago Bomjardim Porto

105 Erratum