

138 **novembro**
noviembre
2016

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



EDITOR	EDITOR ASSOCIADO	EDITOR ASSOCIADO
António Gomes Correia, UMinho, Portugal	Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA		
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil Nuno Guerra, UNL, Portugal	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	José Estaire, CEDEX, Espanha 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, editando-se, em média, três números por ano. 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, editándose, en media, tres números al año. 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.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2015-2016

<p>Alexandre Gusmão, UPE, Recife, Brasil Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal Alexandre Saré, BP, Houston, EUA Almudena da Costa Garcia, U. Cantabria, Santander, Espanha André Lima, UVA, Rio de Janeiro, Brasil Anna Laura Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil Antonio Lloret Morancho, UPC, Barcelona, Espanha António Roque, LNEC, Lisboa, Portugal António Viana da Fonseca, FEUP, Porto, Portugal Armando Antão, FCT-UNL, Caparica, Portugal Áurea Perucho Martínez, CEDEX, Madrid, Espanha Bernardo Caicedo, U. de los Andes, Bogotá, Colombia Carlos Henrique Medeiros, UEFS, Bahia, Brasil Celso Lima, EDP Produção, Porto, Portugal Christiano Farias Teixeira, VALE, Belo Horizonte, Brasil Claudio Mahler, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil Cristina Schmidt, Huesker, S. José dos Campos, Brasil Dávor Simic Sureda, UPM, Madrid, Espanha Deane Roehl, PUC, Rio de Janeiro, Brasil Denise Gerscovich, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil Diego Manzanal, CONICET, Buenos Aires, Argentina Edgar Odebrecht, UDESC, Joinville, Brasil Eduardo Fortunato, LNEC, Lisboa, Portugal Efraín Ovando Shelley, UNAM, México Ennio Marques Palmeira, UnB, Brasília, Brasil Eurípedes Vargas Jr, PUC, Rio de Janeiro, Brasil Herminia Cano Linares, CEDEX, Madrid, Espanha Isabel Reig Ramos, UPM, Madrid, Espanha Izabel Duarte Azevedo, UFV, Viçosa, Brasil Javier Moreno Robles, CEDEX, Madrid, Espanha Jean Vaunat, UPC, Barcelona, Espanha João Paulo Bilé Serra, LNEC, Lisboa, Portugal Jorge Cañizal Berini, U. Cantabria, Santander, Espanha</p>	<p>Jorge Castro González, U. Cantabria, Santander, Espanha Jorge Vasquez, EDIA, Beja, Portugal Jorge Zegarra Pellane, PUCP, Lima, Perú José Leitão Borges, FEUP, Porto, Portugal José Mateus de Brito, Cenor Consultores, Lisboa, Portugal José Neves, IST, Lisboa, Portugal Leonardo De Bona Becker, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil Luis García Castillo, U. Burgos, Burgos, Espanha Luis Medina Rodríguez, U. Coruña, La Coruña, Espanha Luiz António Bressani, UFRGS, Porto Alegre, Brasil Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, UPC, Barcelona, Espanha Maria da Graça Lopes, ISEL, Lisboa, Portugal Maria de Lurdes Lopes, FEUP, Porto, Portugal Michéle Casagrande, PUC, Rio de Janeiro, Brasil Monique Sobral, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil Nuno Guerra, FCT-UNL, Caparica, Portugal Paulo Albuquerque, UNICAMP, Campinas, Brasil Paulo da Venda Oliveira, FCTUC, Coimbra, Portugal Paulo Henrique Dias, SEEL, Rio de Janeiro, Brasil Paulo Lopes Pinto, FCTUC, Coimbra, Portugal Pedro Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa, Portugal Percy Durand Neyra, U. Sevilla, Sevilla, Espanha Rafael Jiménez Rodríguez, UPM, Madrid, Espanha Rafaela Cardoso, IST, Lisboa, Portugal Raul Espinace Abarzúa, PUC de Chile, Valparaíso, Chile Ricardo Resende, ISCTE-IUL, Lisboa, Portugal Rubén Ángel Galindo Aires, UPM, Madrid, Espanha Tácio Campos, PUC, Rio de Janeiro, Brasil Telmo Jeremias, LNEC, Lisboa, Portugal Tiago Miranda, U. Minho, Guimarães, Portugal Waldemar Hachich, USP, São Paulo, Brasil Willy Alvarenga Lacerda, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil</p>
---	--

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

- 3 Editorial António Gomes Correia
- 7 Desenvolvimento da Geotecnia. Algumas perspectivas específicas (2) António Silva Cardoso
Emerging trends in geotechnical engineering – Part 4
- 37 Segurança e confiabilidade em estruturas de contenção: estudo de caso Rinaldo Garcia Ramirez
Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis
Safety and Reliability of Retaining Wall: Case Study

Artigos das Conferências dos 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia

Articles of the Keynote Lectures of the 15th National Geotechnical Conference and 8th Portuguese-Brazilian Geotechnical Conference
- 61 Integração de modelos geológico-geotécnicos e dados de instrumentação: um caso desafiador de reforço de maciço na Serra do Mar brasileira Alessander C. Morales Kormann
Liamara Paglia Sestrem
Thaís Perez Lazarim
Larissa de Brum Passini
Sergio Setsuo Asakawa
Integration of geological-geotechnical models and instrumentation data: A challenging case of a reinforced slope in a Brazilian coastal hillside
- 85 Melhoria e reforço de maciços: aspectos teóricos e casos de obra Mauricio Abramento
Soil improvement and reinforcement: theoretical aspects and practical cases
- 111 Dimensionamento de barragens com fendas (“slit dams”) para o controlo de fluxos de detritos em bacias de regime torrencial Jorge Manuel Sousa Cruz
Design of slit dams to control debris flows in torrential regime basins

Editorial

António Gomes Correia

Editor da Revista Geotecnia

Com o final do mandato do anterior Editor da Revista Geotecnia, Professor José Couto Marques, e da restante equipa nomeada pela SPG, Investigadora Manuela Barroso e Professor Paulo Coelho, entendeu a Direcção da SPG nomear-me Editor, cargo que aceitei com gosto e com a missão que a seguir descreverei nas suas linhas principais. A nova equipa nomeada pela SPG conta igualmente com os Professores Nuno Guerra e Paulo Pinto, mantendo-se na Direcção da Revista os colegas nomeados pela ABMS (Professor Alberto Sayão, como Editor Associado, Professora Ana Cristina Sieira e Professor Paulo Cesar Maia) e pela SEMSIG (Investigador Fernando Pardo, como Editor Associado, Professor Cesar Sagaseta e Investigador José Estaire).

A nova Direcção beneficiará, assim, da experiência de uma parte dos seus membros, prosseguindo e, se possível, reforçando a estreita colaboração de todos no desafio que é continuar a publicar a Revista Geotecnia. Pude já, na preparação deste primeiro número, constatar essa disponibilidade de todos quantos contactei, assim como a exemplar passagem de testemunho que o meu antecessor, o Professor José Couto Marques, tem vindo a fazer e que aproveito para agradecer publicamente.

Este número é também o último da actual Comissão Editorial, que termina aqui o seu mandato, correspondente ao biénio 2015/2016. Estou certo de que o seu empenho nestes últimos dois anos foi importante para, aliado à dedicação e eficácia do Professor José Couto Marques, tenha a Revista Geotecnia, com a publicação atempada, a dimensão e o interesse que suscita, sido colocada num patamar que nos permite, agora, ambicionar dar o passo que entendi como missão, no mandato que inicio e cujas linhas gerais de orientação para o próximo quadriénio se detalhará no editorial de março com novidades que materializarão algumas das ideias estratégicas que serão seguidamente apresentadas.

O principal objetivo desta direcção é trabalhar na indexação da Revista Geotecnia o mais rapidamente possível, otimizando os meios necessários para esse fim. Assim, procurará os meios para melhor promover a revista na comunidade técnica, científica e profissional a níveis nacional e internacional e constituirá um pequeno corpo editorial composto pelos colegas que mais facilmente podem ajudar no objetivo de indexação, nomeadamente pelos seus indicadores de publicação e pela sua notoriedade internacional.

Sendo uma publicação conjunta da SPG, ABMS e SEMSIG, que acolhe e reúne professores, investigadores, profissionais e decisores no âmbito lato da Geotecnia, os seus membros serão desafiados a contribuir para publicarem na revista ajudando na sua indexação.

Além disso, anualmente será publicado um número temático sob a responsabilidade de um Editor convidado, centrado num tema ditado por critérios de relevância e de atualidade.

A revista continuará a aceitar artigos de todas as proveniências na área da geotecnia, mantendo um procedimento de avaliação rigoroso por pares, em condições de “single blind refereeing”. Privilegiar-se-á sempre a qualidade indo ao encontro daquilo que são as exigências de indexação.

Con el final del mandato del anterior Editor de la Revista Geotecnia, Profesor José Couto Marques, y del restante equipo nombrado por la SPG, la Investigadora Manuela Barroso y el Profesor Paulo Coelho, ha decidido la Dirección de SPG nombrarme Editor, posición que he aceptado con gusto y con la misión que adelante describiré en sus líneas principales. El nuevo equipo

designado por la SPG cuenta igualmente con los Profesores Nuno Guerra y Paulo Pinto, manteniéndose en la Dirección de la Revista los colegas nombrados por la ABMS (Profesor Alberto Sayão, como Editor Asociado, Profesora Ana Cristina Sieira y Profesor Paulo Cesar Maia) y por la SEMSIG (Investigador Fernando Pardo, como Editor Asociado, Profesor Cesar Sagaseta e Investigador José Estaire).

La nueva Dirección se beneficiará, así, de la experiencia de una parte de sus miembros, prosiguiendo y, si es posible, reforzando la estrecha colaboración de todos en el desafío que supone continuar publicando la Revista Geotecnia. He podido ya, en la preparación de este primer número, verificar esa disponibilidad de todos con cuantos he contactado, así como el ejemplar traspaso que mi antecesor, el Profesor José Couto Marques, ha estado realizando y que aprovecho para agradecerle públicamente.

Este número es también el último de la actual Comisión Editorial, que aquí termina su mandato, correspondiente al bienio 2015/2016. Estoy seguro de que su compromiso durante los dos últimos años ha sido importante para que, sumado a la dedicación y eficacia del Profesor José Couto Marques, la Revista Geotecnia, con la puntualidad en la publicación, la dimensión y el interés que suscita, haya sido colocada en un nivel que nos permite, ahora, aspirar a dar el paso que entiendo que va a ser mi misión, en el mandato que he empezado y cuyas directrices generales para los próximos cuatro años se detallarán en el editorial de Marzo con novedades que concretarán algunas de las ideas estratégicas presentadas a continuación.

El principal objetivo de esta Dirección es trabajar para la indexación de la Revista Geotecnia lo más rápidamente posible, optimizando los medios necesarios para tal fin. Se buscarán así los medios para promover mejor la revista en la comunidad técnica, científica y profesional a nivel nacional e internacional, constituyendo un pequeño comité de redacción compuesto por colegas que puedan ayudar más fácilmente en el objetivo de indexación, en particular, elevando sus indicadores de publicación y notoriedad internacional.

Siendo una publicación conjunta de SPG, ABMS y SEMSIG, que acoge y reúne profesores, investigadores, profesionales y decisores en el más amplio ámbito de la Geotecnia, se pretende contar con la contribución de sus miembros para publicar en la revista, ayudando así a su indexación.

Además, cada año será publicado un número temático bajo la coordinación de un Editor invitado, centrándose en un tema dictado por criterios de relevancia y actualidad.

La revista seguirá aceptando los artículos de todas las fuentes en el área de geotecnia, manteniendo un riguroso procedimiento de evaluación por pares, en condiciones de "single blind refereeing", dándose en todo caso prioridad a la calidad para adaptarse a los requisitos de indexación.

With the end of the mandate of the previous Editor of Revista Geotecnia, Professor José Couto Marques and the other members of the team nominated by SPG, Investigadora Manuela Barroso and Professor Paulo Coelho, the Board of SPG decided to appoint me Editor, a position I gladly accepted, with the mission which I will describe below in its main lines. The new team appointed by SPG also includes Professors Nuno Guerra and Paulo Pinto. The Board of Revista Geotecnia retains the members appointed by ABMS (Professor Alberto Sayão, as Associate Editor, Professor Ana Cristina Sieira and Professor Paulo Cesar Maia) and by SEMSIG (Investigador Fernando Pardo, as Associate Editor, Professor Cesar Sagaseta and Investigador José Estaire).

The new board will therefore benefit of the experience of part of their members, continuing and, if possible, reinforcing the close cooperation of all in the challenge of publishing Revista Geotecnia. While preparing this first issue of the new board, I was able to experience the availability of all I contacted, as well as the exemplary transition my predecessor, Professor José Couto Marques, is ensuring, and I take this opportunity to thank him publicly.

This issue of Revista Geotecnia is also the last of the current Editorial Board, which ends now its mandate for the biennium 2015/2016. I am sure that their commitment in the last two years was important, with the dedication and efficiency of Professor José Couto Marques, to place Revista Geotecnia in such a level, marked by the timely publication, the scope and the drawn interest, that allows us, now, to aspire to take the next step I understood as a mission in the mandate now beginning, with the general guidelines for the next four years that will be detailed in the editorial of the March issue. Some of these novelties, that will materialize some of the strategic ideas, will be presented next.

The main goal of the board is the indexation of Revista Geotecnia as fast as possible, optimizing the means necessary to that end. The board will search for the means to better promote the journal in the technical, scientific and professional community, at national and international levels, and will constitute a small editorial board composed by the colleagues that can better help us on the goal of indexation, particularly by their publishing indicators and international notoriety.

As a joint publication of SPG, ABMS and SEMSIG, gathering professors, researchers, professionals and decision makers of the broad scope of Geotechnics, their members will be challenged to contribute to the journal as authors, helping with its indexations.

In addition, a special thematic issue will be published annually under the responsibility of an invited Editor, centered on a relevant and current topic.

The journal will continue to accept papers from all areas of Geotechnics, keeping a rigorous peer-review process, under conditions of single blind refereeing. Quality will always be privileged to meet the requirements of indexation.

António Gomes Correia

DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA. ALGUMAS PERSPETIVAS ESPECÍFICAS (2)

Emerging trends in geotechnical engineering – Part 4

António Silva Cardoso*

RESUMO – A engenharia geotécnica é um dos primeiros domínios técnico-científicos a intervir em qualquer projeto de infraestruturas ou de desenvolvimento urbano, sendo, muitas vezes, o mais importante. No decurso dos tempos muitas inovações metodológicas, analíticas, numéricas e tecnológicas foram sendo descobertas e utilizadas nas investigações de campo e de laboratório e nas áreas da análise, do projeto e da construção de estruturas geotécnicas. Os campos em que a geotecnia tem forte intervenção e onde essas inovações foram sendo introduzidas são muito vastos e espraiam-se por escalas muito diversas. A globalização mundial, a utilização não sustentável dos recursos, as alterações ambientais causadas por razões antrópicas, o aumento dos desastres naturais e a carência de infraestruturas para dar resposta às necessidades das populações criam um quadro que condiciona decisivamente a evolução da engenharia geotécnica. Neste conjunto de quatro artigos perspetiva-se o futuro da geotecnia: parte-se de uma caracterização das diversas condicionantes, tanto sociais, económicas e ambientais, como geotécnicas, e das necessidades das sociedades humanas e apontam-se vias de desenvolvimento futuro consideradas como das mais relevantes.

SYNOPSIS – Geotechnical engineering is one of the first technical and scientific fields to intervene in any infrastructure or urban development project and, in many cases, it is the most important. In the course of time, many methodological, analytical, numerical and technological innovations have been discovered and used in field and laboratory investigations and in the areas of analysis, design and construction of geotechnical structures. The fields in which geotechnics has strong intervention and where these innovations have been introduced are very large and spread out over very different scales. The world globalization, the unsustainable use of resources, the climate changes caused by human activities, the increase of natural disasters and the lack of infrastructure to meet people's needs influence decisively the evolution of geotechnical engineering. In this set of four papers, a perspective of the future of geotechnics is outlined, starting with the characterization of various conditioning factors and of the needs of human societies.

PALAVRAS CHAVE – Engenharia geotécnica, tendências emergentes, fatores condicionantes.

KEYWORDS – Geotechnical engineering, emerging trends, conditioning factors.

1 – INTRODUÇÃO

Num conjunto sequencial de quatro artigos fornece-se uma perspetiva do desenvolvimento futuro da geotecnia, partindo de uma caracterização das condicionantes sociais, económicas e ambientais atuais e das necessidades das sociedades humanas. A este propósito é relevante o que, em 2011, disse Peter Hansford ao tomar posse como Presidente da *Institution of Civil Engineers*: “(...) *Continuamos a precisar de mais infraestruturas de transporte, (...) de mais capacidade de geração de energia, de melhores instalações hidráulicas e de recolha e tratamento de resíduos e de todos os outros ingredientes essenciais para apoiar a nossa economia. Em todo o mundo, as comunidades humanas precisam desesperadamente de novas infraestruturas ou de melhoramento*

* Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: scardoso@fe.up.pt

das existentes para suportar uma população mundial em crescimento para 9 mil milhões de pessoas em 2050 (...)”.

A perspetiva que se desenvolve no conjunto de textos é, naturalmente, parcelar e incompleta, não pretendendo mais do que, por um lado, enunciar um conjunto de fatores condicionantes, tanto sociais, económicos e ambientais, como próprios da disciplina, isto é, geotécnicos, e, por outro lado, apontar vias de desenvolvimento futuro que ao autor parecem, umas (as condicionantes) e outras (as vias de desenvolvimento), das mais relevantes. Por isso, como não podia deixar de ser, é uma perspetiva pessoal, condicionada pelos interesses e pela experiência do autor.

No primeiro artigo trata-se as questões de enquadramento (Cardoso, 2015). No segundo artigo procede-se a uma breve caracterização das necessidades infraestruturais mundiais, usando dados quantificados elaborados por organizações nacionais e internacionais, e enuncia-se perspetivas genéricas para a evolução da geotecnia (Cardoso, 2016). Nos dois últimos artigos aponta-se rumos focalizados em certos temas (perspetivas específicas), que ao autor parecem interessantes e úteis para o futuro. Essas abordagens são levadas a cabo sem qualquer pretensão de exaustividade que, aliás, seria impossível, dados os vastíssimos campos por onde se espraia a geotecnia.

No primeiro destes dois últimos artigos (Cardoso e Alves Costa, 2016) traça-se uma perspetiva envolvente das questões específicas que dizem respeito ao desenvolvimento da geotecnia, relativas quer aos domínios base fundamentais da geotecnia quer aos domínios mais diretamente relacionados com a resolução de problemas, e, depois, trata-se os seguintes temas: i) novas tecnologias aplicadas à geotecnia, designadamente a biotecnologia, os métodos geofísicos, a deteção remota, as tecnologias da informação, os sensores e sistemas de observação e a nanotecnologia; ii) modelos constituintes dos materiais geotécnicos; iii) metodologias de análise e de resolução de problemas.

O presente e último artigo da série está dedicado às questões relativas ao melhoramento e reforço de solos e à energia geotérmica.

2 – MELHORAMENTO E REFORÇO DE TERRENOS

2.1 – Classificação dos métodos de melhoramento e reforço de terreno

Em geral, as técnicas de melhoramento e reforço de terrenos têm como objetivo o aumento da resistência e a diminuição da deformabilidade e/ou a alteração da permeabilidade (em regra a sua diminuição). Sob a designação “estabilização de solos” agrupam-se as técnicas que têm por objetivo melhorar a resistência mecânica, diminuir a deformabilidade e reduzir a possibilidade de amolecimento em presença da água através da ligação entre as partículas ou controlando a presença da água ou por ambos os meios. Os processos mais simples de estabilização são a compactação e a drenagem; outros processos consistem em melhorar a granulometria ou adicionar ligantes; enfim, os solos podem ser estabilizados por diferentes processos, os quais podem ser agrupados simplifadamente do seguinte modo:

- estabilização mecânica – por aplicação de cargas estáticas (com drenagem) ou dinâmicas (vibração) ou incorporando elementos estruturais com características geométricas e mecânicas que, quando devidamente orientados, permitem suprir certas deficiências dos terrenos (alteração da estrutura do maciço);
- estabilização termodinâmica;
- estabilização química – a estabilização depende da reação entre o estabilizador (material cimentício) e os minerais do solo;

- estabilização bioquímica – usa-se a biotecnologia para promover a ligação entre as partículas ou o preenchimento dos vazios.

Chu *et al.* (2009) procederam recentemente à atualização da classificação das técnicas de melhoramento e reforço, como se pode ver no Quadro 1. Na Figura 1 indicam-se os campos de aplicação de alguns dos métodos referenciados no Quadro 1. O que ressalta imediatamente do quadro e da figura é a grande variedade de metodologias existentes, apelando umas e outras a fenómenos de diferente tipo – mecânico, hidromecânico, termodinâmico, químico, etc. – com o objetivo de melhorar alguma ou algumas das propriedades do terreno original ou de alterar a sua estrutura introduzindo nela elementos – dos mais diversos tipos – que supram as suas fraquezas.

Quadro 1 – Métodos de melhoramento e reforço de terrenos (Chu *et al.*, 2009).

Método	Princípio
A Melhoramento sem aditivos de solos não coesivos e de aterros	
A1. Compactação dinâmica	Densificação de solos granulares através do impacto na superfície de massas pesadas a muito pesadas
A2. Vibrocompactação	Densificação de solos granulares usando vibradores alongados inseridos no terreno
A3. Compactação com explosivos	Ondas de choque e vibrações provocam o assentamento do solo granular por compactação ou liquefação
A4. Compactação por pulsos elétricos	Densificação de solos granulares usando ondas de choque e energia geradas por pulsos elétricos de muito alta voltagem
A5. Compactação superficial (incluindo impactos rápidos)	Compactação de aterros/solos à superfície ou a profundidade pequena usando diferentes equipamentos de compactação
B. Melhoramento sem aditivos de solos coesivos	
B1. Substituição / deslocamento (incluindo redução da carga com materiais leves)	Remoção dos maus solos por escavação ou deslocamento e sua substituição por solos bons ou rochas. Pode-se usar materiais leves para reduzir a carga ou a pressão de terras
B2. Pré-carga com aterros (incluindo drenos verticais)	Aterro é aplicado e removido para pré-consolidar o solo compressível, reduzindo a sua compressibilidade posterior
B3. Pré-carga usando vácuo (possível combinação com aterro)	Pressões de vácuo até 90 kPa para pré-consolidar o solo compressível, reduzindo a sua compressibilidade posterior
B4. Consolidação dinâmica com drenagem melhorada (incluindo o uso de vácuo)	Similar à compactação dinâmica mas com drenos verticais ou horizontais (ou conjuntamente com aplicação de vácuo) para dissipar as pressões neutras geradas no solo
B5. Consolidação electro-osmótica ou electro-cinética	A corrente contínua faz com que a água ou as soluções fluam dos ânodos para os cátodos instalados no solo
B6. Estabilização térmica por aquecimento ou congelação	Alteração permanente ou temporária das propriedades físicas ou mecânicas do solo através de aquecimento ou congelação
B7. Compactação por hidro-explosão	Solos colapsíveis (loess) compactados pela ação combinada de encharcamento e explosão profunda ao longo do furo
C. Melhoramento com aditivos ou inclusões	
C1. Vibro-substituição ou colunas de brita	Furos abertos a jato em solos finos moles são preenchidos por solos granulares densamente compactados, formando colunas
C2. Substituição dinâmica	Agregados são introduzidos no solo através de impactos dinâmicos de elevada energia para formar colunas. Usam-se areias, seixos, calhaus, pedras e resíduos de demolição

Quadro 1 (Cont.) – Métodos de melhoramento e reforço de terrenos (Chu *et al.*, 2009).

Método	Princípio
C3. Estacas de areia compactada	Através de tubagem a areia é introduzida no terreno e compactada por vibração ou impacto para formar uma coluna
C4. Colunas confinadas por geotêxteis	Colunas formadas em furos cilíndricos forrados por um geotêxtil (fechados na base) e preenchidos com areia
C5. Inclusões rígidas (ou fundação compósita, ver Quadro 2)	Estacas e corpos ou colunas rígidas ou semi-rígidas pré-fabricadas ou formadas <i>in situ</i> para reforçar solos moles
C6. Colunas reforçadas com geossintéticos ou aterros assentes em estacas	Uso de colunas/inclusões rígidas ou semi-rígidas e de grelhas de geossintéticos para melhorar a estabilidade e reduzir os assentamentos de aterros
C7. Métodos micro biológicos	Uso de materiais microbiológicos para modificar o solo, visando aumentar a resistência e diminuir a permeabilidade
C8. Outros métodos	Não convencionais: formação de estacas de areia usando explosivos; uso de produtos naturais (bambu, sisal, etc.); etc.
D. Melhoramento com adição de caldas	
D1. Injeção de partículas	Solos granulares ou cavidades/fissuras em solos e rochas são injetados com cimento ou outras caldas de partículas, para aumentar a resistência e/ou reduzir a permeabilidade
D2. Injeções químicas	Soluções de 2 ou mais produtos químicos reagem nos poros do solo, formando um gel ou um precipitado sólido, para aumentar a resistência e/ou reduzir a permeabilidade
D3. Técnicas de mistura (incluindo pré mistura e mistura em prof.)	Solo misturado com cimento, cal ou outros ligantes, <i>in situ</i> , usando equipamento de mistura, ou antes da colocação
D4. <i>Jet grouting</i>	O solo é erodido em profundidade por jatos com velocidade elevada, sendo injetada calda para formar colunas e painéis
D5. Injeções de compactação	Caldas muito rígidas são injetadas localmente, densificando o solo solto ou levantando o terreno que tenha assentado
D6. Injeções de compensação	Suspensões de partículas de media a elevada viscosidade são injetadas no terreno, entre a superfície da escavação e a estrutura, para evitar ou reduzir os assentamentos desta devidos à abertura daquela
E. Reforço de terrenos	
E1. Terreno estabilizado mecanicamente (MSE) ou com geossintéticos	A resistência à tração de aços ou de materiais geossintéticos é usada para melhorar a resistência ao corte do solo e a estabilidade de estradas, fundações, estruturas de suporte, etc.
E2. Ancoragens no terreno ou pregagens em solos	Uso da resistência à tração de pregagens ou ancoragens para melhorar a estabilidade de taludes e de estruturas de suporte
E3. Métodos biológicos usando a vegetação	Utilização das raízes da vegetação para estabilizar taludes

Acresce que as técnicas de melhoramento e reforço dos terrenos continuam a diversificar-se e a inovar-se, quer no que respeita à invocação de novos princípios que fundamentam novas metodologias, quer no que concerne ao emprego de equipamentos com capacidades cada vez maiores, quer ainda no tocante à utilização de novos materiais de mistura ou de reforço. No primeiro caso inclui-se o recurso à biotecnologia e às nanotecnologias (ver Cardoso e Alves Costa, 2016); no segundo caso o exemplo mais espetacular talvez seja a evolução que têm conhecido as metodologias de mistura em profundidade (DMM, *deep mixing method*); no terceiro caso refira-se apenas o portentoso desenvolvimento dos geossintéticos.

Quadro 2 – Tipos de inclusões rígidas – metodologias C5 do Quadro 1 (Chu *et al.*, 2009).

Método	Descrição/Mecanismo
Colunas de módulo controlado (<i>Controlled modulus columns - CMC</i>)	Um furo é aberto por cravação e, em seguida, é formada uma coluna, com 250 a 400 mm de diâmetro, por injeção à pressão
Estaca com alargamentos múltiplos (<i>Multiple stepped pile</i>)	No decurso da sua abertura o furo é pontualmente alargado a várias profundidades, pelo que a coluna formada por injeção ou com betão fica com alargamentos a dados intervalos
Estacas injetadas de brita ou de cascalho	Após a construção da coluna de brita ou de cascalho procede-se à sua injeção, de baixo para cima, usando um tubo pré-instalado
Colunas de betão vibrado (<i>Vibro-concrete column</i>)	Usa-se betão para construir colunas através de um método similar ao empregue para executar colunas de brita sem água e com alimentação na base (<i>bottom-feed dry stone columns</i>)
Estacas moldadas de betão, de grande diâmetro e ocas	Uma estaca oca de betão de grande diâmetro (1 a 1.2 m) é moldada in situ usando uma cofragem (constituída por 2 tubos cilíndricos) inserida no terreno
Estacas com forma X ou Y (<i>X or Y shaped pile</i>)	Execução de estacas injetadas ou de betão inserindo no terreno cofragens com a forma de X ou Y

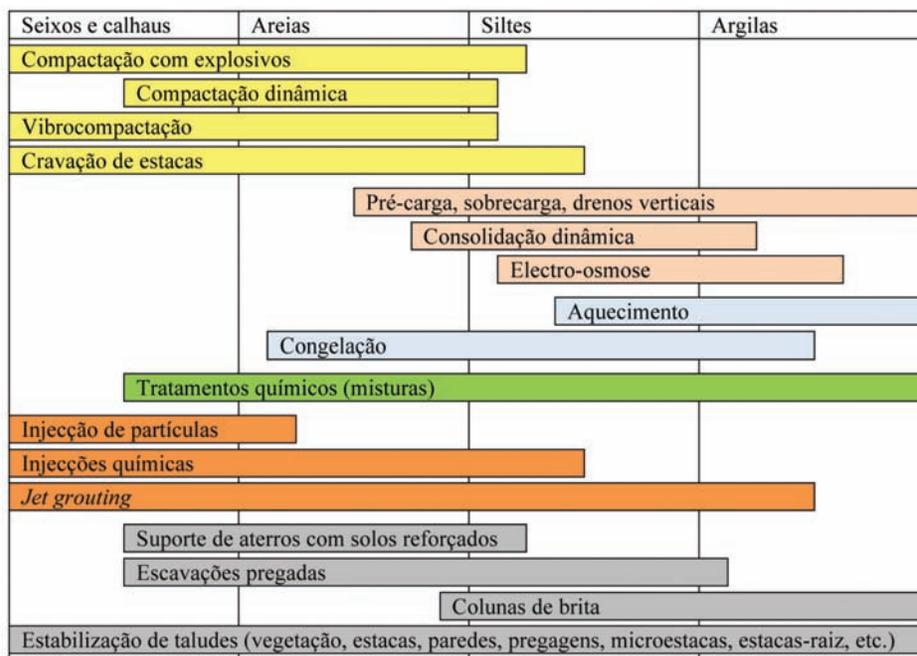


Fig. 1 – Campo de aplicação de alguns métodos de melhoria e reforço de terrenos.

Num texto anterior (Cardoso e Alves Costa, 2016) deu-se conta das portas que se têm vindo a abrir no que concerne à utilização das novas tecnologias e, sobretudo, da biotecnologia no melhoramento das propriedades dos terrenos. No que segue dão-se alguns exemplos de evoluções recentes que, muito provavelmente, prosseguirão no futuro. Selecionaram-se 4 áreas: a) recurso ao rebaixamento do nível freático; b) pregagens em solos; c) reforço com geossintéticos; d) técnicas de mistura em profundidade (DMM).

2.2 – Reforço de solos recorrendo ao rebaixamento do nível freático – Estação de Salgueiros

A técnica que se apresenta em seguida tem sido usada sobretudo no Brasil (França *et al.*, 2009). A título exemplificativo, descreve-se uma obra realizada para a estação de Salgueiros do metro do Porto, que foi estudada por Topa Gomes e coautores (Topa Gomes, 2009; Topa Gomes *et al.*, 2007, 2008 e 2011). A obra, do tipo *cut and cover*, tinha dimensões médias em planta da ordem dos 80m por 35m e uma profundidade de 22m (Figura 2). As grandes dimensões do espaço livre disponível para construir a estação permitiram que se tenha optado por uma solução fortemente inovadora, radicalmente diferente das tradicionais, que consistiu em envolver a forma retangular em planta da estação dentro de duas elipses, tirando partido do efeito de arco associado a esta nova forma. O progresso da construção baseou-se no Método de Escavação Sequencial, mas aplicado na direção vertical. Após a construção da viga de coroamento, com secção de $0.60 \times 1.00\text{m}^2$, procedeu-se à execução sequencial da escavação e da construção do suporte, tendo cada anel 1.8m de altura. O suporte consistiu numa membrana de betão projetado com espessura variável, de 0.30m , mais à superfície, até 0.60m , junto da base da escavação, com armaduras em ambas as faces (Figura 2b).

As forças não equilibradas resultantes da forma adotada, as quais não podiam ser absorvidas pela membrana pouco espessa de betão projetado, obrigaram à construção de um pórtico robusto (devido ao elevado valor daquelas forças) de betão armado, constituído por dois pilares circulares com 3.50m de diâmetro e por uma viga retangular com secção de $1.60 \times 2.00\text{m}^2$, executados antes do começo da escavação.

A escavação (55.000 m^3) ficou completa ao fim de 36 semanas, assim distribuídas: a) execução dos dois poços circulares – 12 semanas; b) execução da viga de coroamento – 1 semana; c) execução da viga transversal, apoiada nos dois poços circulares – 1 semana; d) escavação sequencial dos 11 níveis (anéis) – $2 \times 11 = 22$ semanas. O método construtivo é, portanto, muito eficiente, tanto mais que cerca de $1/3$ das 36 semanas foi usado na construção dos poços verticais, com 3.5m de diâmetro.

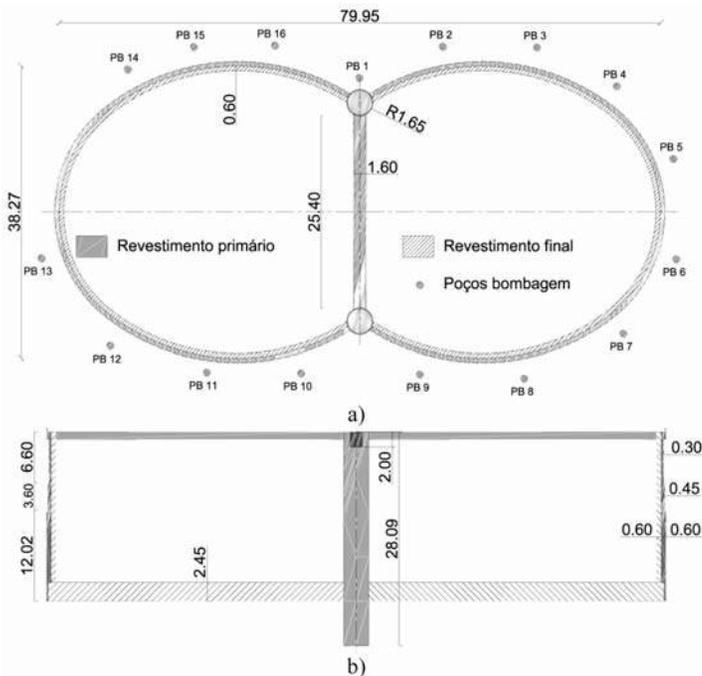


Fig. 2 – Estação de Salgueiros: a) planta com a localização dos 16 poços de bombagem (PB); b) corte longitudinal.

No Quadro 3 resume-se a caracterização geotécnica. A obra em apreço foi executada em solos residuais de granito, com uma certa coesão. Além disso, a existência de um nível de sucção adequado contribui significativamente para o aumento da rigidez e da resistência do terreno. Assim, a drenagem de forma a assegurar que o nível freático se situava constantemente sob a base da escavação assumiu uma importância decisiva. O rebaixamento prévio do nível freático foi obtido por bombagem em 16 *well points*, abertos a cerca de 2m de distância do perímetro da escavação (Figura 2a) e com comprimentos da ordem dos 31m. As bombas submersíveis asseguravam um débito de 3m³/h, cada uma. De forma a aumentar a garantia de que subsistiam condições não saturadas no terreno mais próximo do suporte, foi ainda instalado durante a escavação um sistema redundante constituído por drenos sub-horizontais curtos com 2 polegadas de diâmetro e comprimento de 4m.

Quadro 3 – Definição das unidades geotécnicas e parâmetros geotécnicos considerados.

Formação Espessura (m)		SPT GA // GF // DD	GSI	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	E (MPa)
Aterro e aluviões 2,0 m	g7	–		17 – 20 (19)	0 – 10 (0)	25 – 30 (28)	20 – 70 (vp)
Solo residual 3,0 m	g6	SPT < 50 W6 // n.a. // n.a.	n.a.	18 – 20 (19)	5 – 30 (10)	30 – 35 (32)	30 – 90 (vp)
Solo residual 15,0 m	g5	SPT > 50 W5 // (F5) // (D5)	<20	19 – 21 (20)	10 – 50 (40)	35 – 38 (35)	70 – 200 (vp)
Maçço rochoso 15,0 m	g4	– W4 // F4-5 // D4-5	15 – 30	22 – 24 (21)	80 – 150 (100)	35 – 40 (40)	200 – 600 (500)
Maçço rochoso –	g3	– W3 // F3-4 // D3-4	30 – 45	23 – 25	100 – 350	40 – 45	500 – 2000

GA - Grau de alteração; GF - Grau de fracturação; DD - Distância entre descontinuidades; (vp) – variável em profundidade. Maçço rochoso - granito médio a grosseiro, esbranquiçado (“Granito do Porto”). Todas as formações: coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$; coeficiente de impulso em repouso $K_0 = 0,5$.

Junto com os inclinómetros I1 a I4 (Figura 5a) instalaram-se piezómetros com a mesma designação. Na Figura 3 apresenta-se a evolução da profundidade a que se encontrava o nível freático nos piezómetros, confirmando-se assim a eficácia do sistema de rebaixamento, posicionando-se o nível freático constantemente sob a base da escavação.

A Figura 4a mostra o aspecto da obra no final da escavação. A Figura 4b apresenta a malha de elementos finitos deformada obtida nos cálculos numéricos. Note-se o importante deslocamento horizontal experimentado pelos poços, donde resulta o levantamento da viga, rigidamente ligada a eles; as medições dos deslocamentos verticais a meio vão da viga, representado na Figura 3b, confirmam claramente este comportamento. No início é bem visível a descida do meio vão, cerca de 0,6cm, devido ao peso próprio; este movimento ocorre só após a escavação do terceiro anel porque até essa altura não tinha sido retirado o terreno sob a viga. À medida que prossegue a escavação, ocorre um levantamento contínuo da viga pelas razões referidas. Repare-se que o levantamento da viga se prolonga bem para além do fim da escavação: de cerca de 2,5cm, no final da escavação, aumenta para cerca de 3,0cm, cerca de meio ano depois; este comportamento está associado, sobretudo, a fenómenos de fluência do betão que assumem, em peças muito esforçadas, grande relevância.

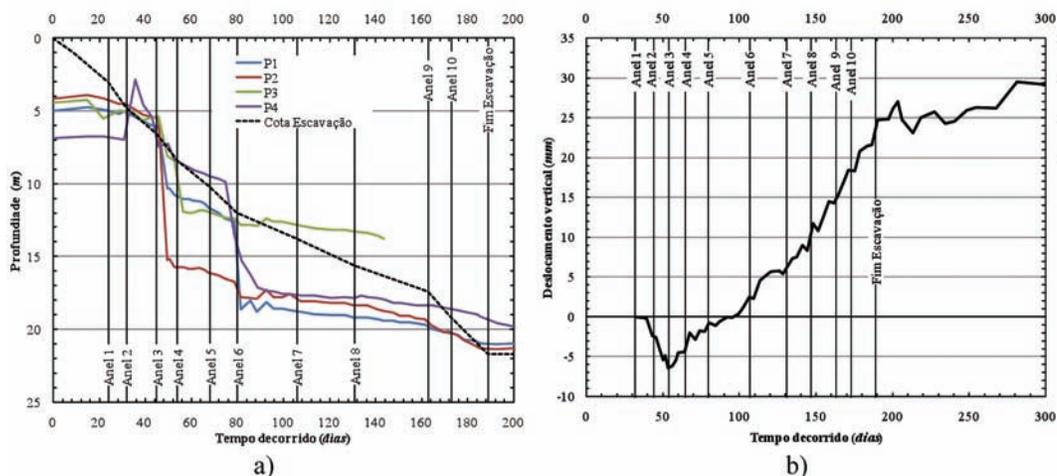


Fig. 3 – Estação de Salgueiros: a) evolução do nível de água nos piezómetros; b) assentamentos medidos no ponto a meio vão da viga transversal.

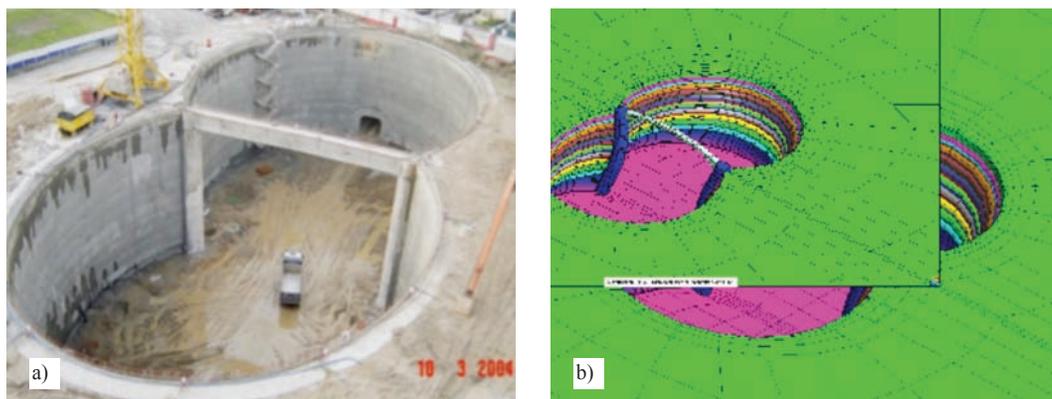


Fig. 4 – Final da escavação da Estação Salgueiros: a) aspeto geral da obra; b) deformada geral da estação obtida nos cálculos numéricos.

Na Figura 5 apresenta-se o plano de monitorização da escavação e a deformada em planta da viga de coroamento na fase final da escavação. Por sua vez, na Figura 6 mostra-se a evolução: a) da deformada do inclinómetro I4, instalado a 2m da parede, que foi o que registou maiores deslocamentos; o deslocamento horizontal máximo ocorreu a cerca de 12m de profundidade e atingiu 3,7cm, isto é, 0,17% da profundidade da escavação; b) dos assentamentos da viga de coroamento, os quais, no final da escavação, atingiram valores entre 2,3 e 4,1cm, ou seja, 0,10 a 0,19% da profundidade da escavação.

Na Figura 7 apresenta-se a evolução dos assentamentos nos 4 edifícios mais próximos da escavação, todos com andamentos muito semelhantes e valores máximos de 6 a 8 mm. Da figura consta também a posição do nível freático num dos piezómetros encostado à escavação.

Note-se que os assentamentos estabilizaram mais ou menos no momento em que se iniciou a escavação dos últimos níveis (anel 8 em diante); ora como a escavação até ao anel 7, sensivelmente até aos 15m de profundidade, dada a distância dos edifícios, não deve ter sido a causa dos assentamentos, conclui-se que, muito provavelmente, grande parte dos movimentos registados está

associada ao rebaixamento do nível freático. Nos piezômetros existentes na Rua Augusto Lessa, mais próximos da escavação que os próprios edifícios, o rebaixamento não ultrapassou a dezena de metros, o qual terá sido o responsável pelos assentamentos acima referidos. Estes assentamentos são bastante mais uniformes que os movimentos associados à escavação, como o comprovam as medições efetuadas.

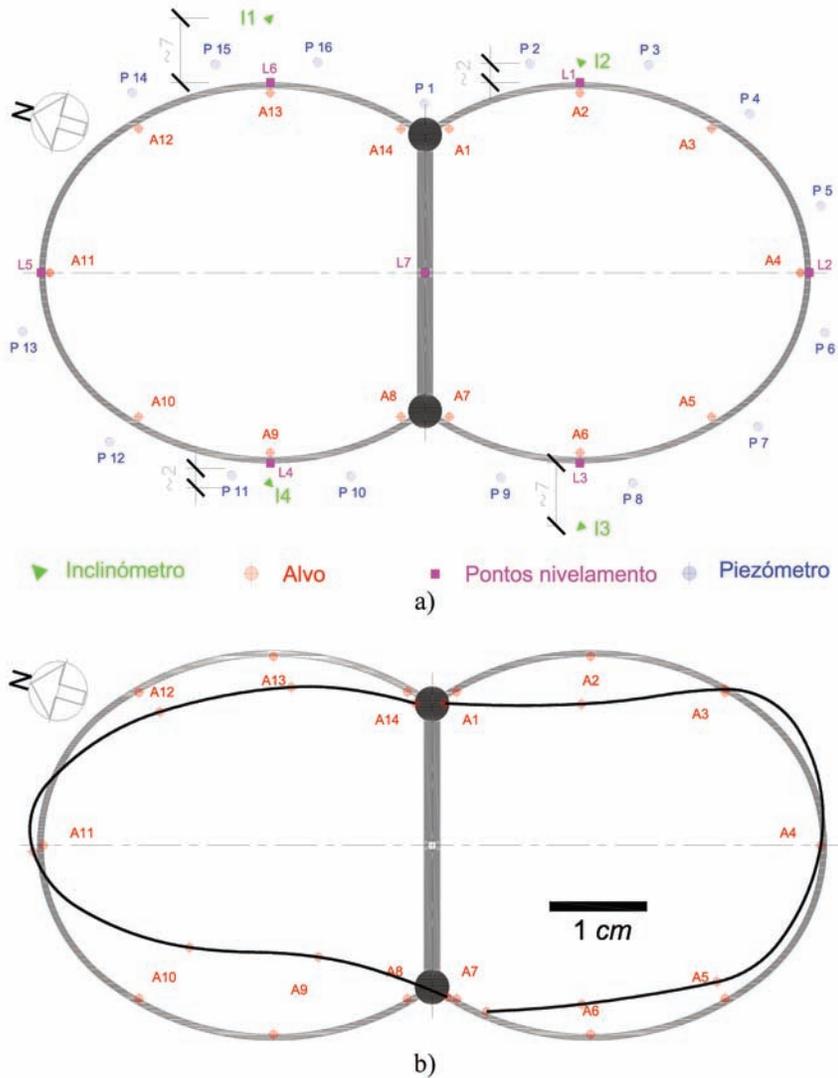


Fig. 5 – Observação do comportamento da escavação da estação de Salgueiros: a) plano de monitorização; b) deformada em planta da viga de coroaamento no final da escavação.

Em resumo, uma escavação de grandes dimensões foi executada por uma técnica incomum com muito bons resultados em termos de deslocamentos associados à escavação. As razões deste bom comportamento, apesar da profundidade da escavação, são fundamentalmente três: a) as características “razoáveis” do maciço; b) a forma da escavação; em termos ótimos devia ser circular ou, no mínimo, elíptica com os eixos não demasiado diferentes, para ser possível uma forte mobilização do efeito de arco; c) o rebaixamento no nível freático de modo a garantir uma condição

de não saturação e tirar partido do melhoramento das características mecânicas associado a essa condição; por isso, a drenagem, de forma a assegurar que o nível freático se situa constantemente sob a base da escavação, assume uma importância decisiva.

Um aspeto que haverá que melhor conhecer no futuro é o efeito do rebaixamento do nível freático no assentamento de edifícios vizinhos.

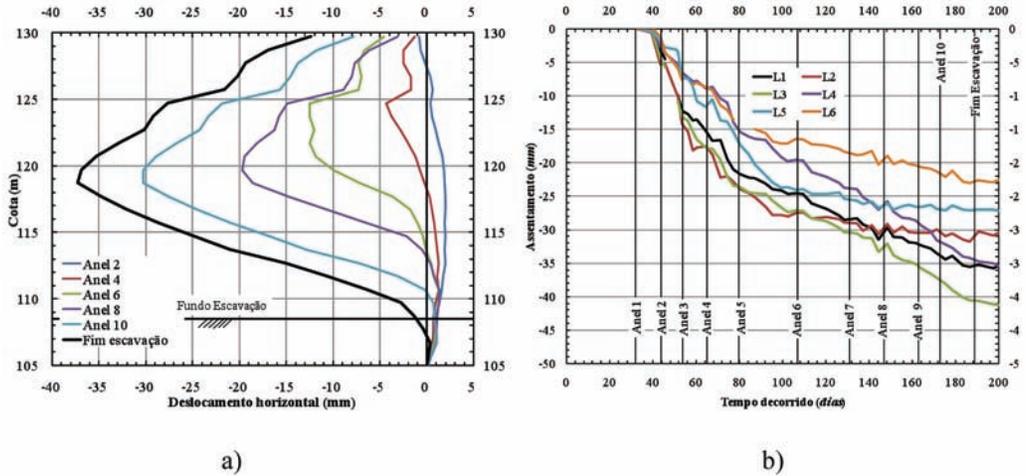


Fig. 6 – Observação do comportamento da escavação da estação de Salgueiros: a) evolução da deformada do inclinómetro I4; b) evolução dos assentamentos da viga de coroamento.

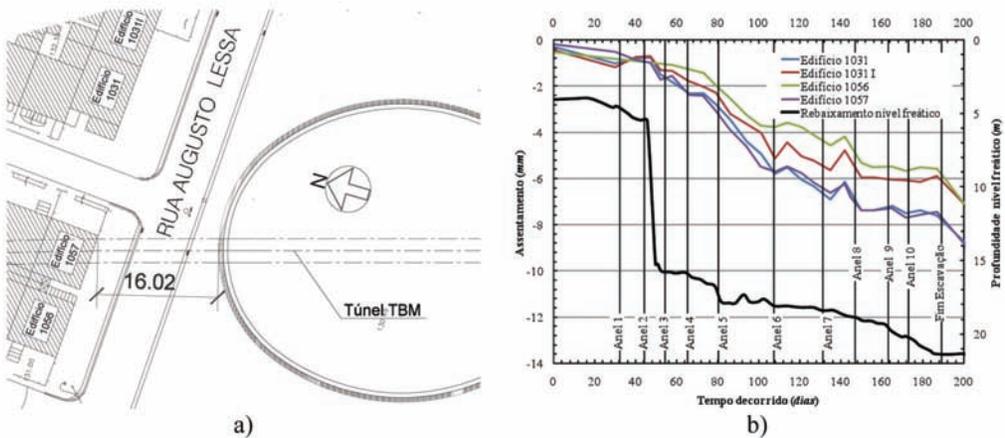


Fig. 7 – Edifícios mais próximos; a) localização; b) assentamentos ao longo do tempo.

2.3 – Pregagens em solos

A escavação pregada executada em Washington para a construção da Embaixada da República Popular da China teve dimensões muito pouco comuns pelo que é um bom exemplo das potencialidades da técnica aplicada. A obra está descrita em Bonita *et al.* (2006). Na Figura 8 apresenta-se a planta da obra e um corte na direção Norte-Sul.

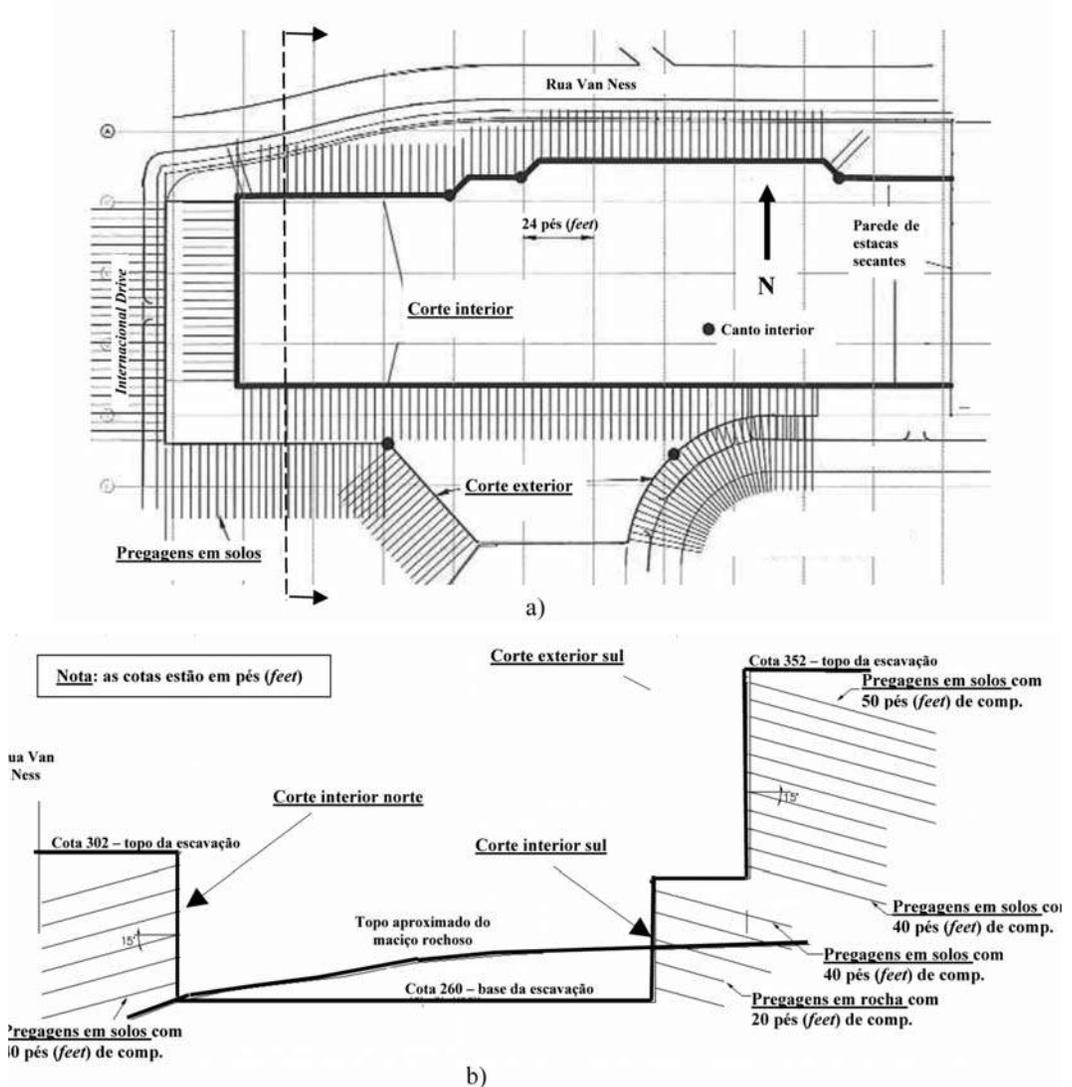


Fig. 8 – Escavação pregada para a Embaixada da República Popular da China em Washington: a) planta; b) corte N-S (Bonita *et al.*, 2006).

O terreno era constituído por uma camada superficial de aterros soltos a medianamente compactos, com 3,1 a 6,2m de espessura, seguida de um solo residual com a composição variando entre areia siltosa (SM) e silte arenoso (ML), resultado da alteração da rocha subjacente, caracterizada como gneisse. As características do solo residual melhoravam com a profundidade, de medianamente compacto ($N_{SPT} = 15$) a muito compacto ($N_{SPT} > 30$). O *bedrock* aflorava próximo da base da escavação, no máximo nos últimos 4 a 5m (ver Figura 8b). Por sua vez, o nível freático foi detetado cerca de 5,2m acima da cota final da escavação.

As profundidades maiores da escavação situavam-se ao longo do lado Sul da propriedade (ver Figura 8b), com um valor máximo de 29,9m. O corte único mais profundo tinha 19,8m (65 feet), mostrado na Figura 9a, mas a secção crítica era a representada na Figura 9b, constituída por um corte exterior (superior) com 18,0m, uma banquetta horizontal com 10,7m de largura e um segundo corte interior (inferior) com 10,1m.



Fig. 9 – a) Secção correspondente à escavação superior (exterior) mais profunda (19,8m);
 b) secção crítica, corte superior + corte inferior de 18,0 + 10,1 = 28,1m, com banquetta de 10,7m de largura. (Bonita *et al.*, 2006).

Os cortes exteriores (superiores) foram revestidos com uma membrana de betão projetado com 20,3cm (8 *inches*) de espessura; nos interiores (inferiores), que envolviam um solo mais competente, a espessura de betão projetado foi reduzida para 10,1cm (4 *inches*).

Os cortes superiores situados a Sul foram dotados de 11 níveis de pregagens dispostas numa malha de 1,5 x 1,5m, inclinadas 15° em relação à horizontal e com comprimentos de 15,2m, os 6 primeiros níveis, e 12,2m, os restantes. As pregagens eram constituídas por varões de aço com diâmetro de 32mm, as dos 6 primeiros níveis, e de 29mm, as dos restantes.

Nos cortes interiores (inferiores), com profundidades máximas de 10,1m a Sul e 12,8m a Norte foram usadas pregagens para solos ou para rochas conforme o tipo de terreno que se apresentava na frente de escavação, sendo a decisão tomada localmente. Todas as pregagens foram instaladas com inclinações de 15° em relação à horizontal; os varões constituintes das pregagens para solos tinham 29mm de diâmetro e 12,2m de comprimento e os das pregagens para rochas 25mm e 7,6m, respetivamente.

Os furos para instalação das pregagens foram previstos com 20,3cm (8 polegadas) de diâmetro, o qual foi reduzido para 12,7cm (5 polegadas) no início da obra.

Na Figura 10 mostra-se os resultados de algumas das medições dos deslocamentos horizontais. Com base nestes e noutros resultados Bonita *et al.* (2006) concluem nomeadamente o seguinte:

1. Os movimentos horizontais da parede situaram-se entre 0,25% e 0,35% da altura das paredes exteriores (superiores) e entre 0,1% e 0,2% da altura das paredes interiores (inferiores), que afetam terrenos menos deformáveis;
2. Os movimentos verticais da parede situaram-se entre 0,15% e 0,25% da altura das paredes exteriores (superiores) e entre 0,05% e 0,1% da altura das paredes interiores (inferiores);
3. Os movimentos das paredes ocorreram imediatamente após os cortes, não se tendo observado movimentos de fluência;
4. A velocidade de deformação era claramente superior quando se aumentava o ritmo de execução dos sucessivos níveis;
5. A aplicação de explosivos, necessária para desmontar a rocha que apareceu na base da escavação, não provocou movimentos assinaláveis.

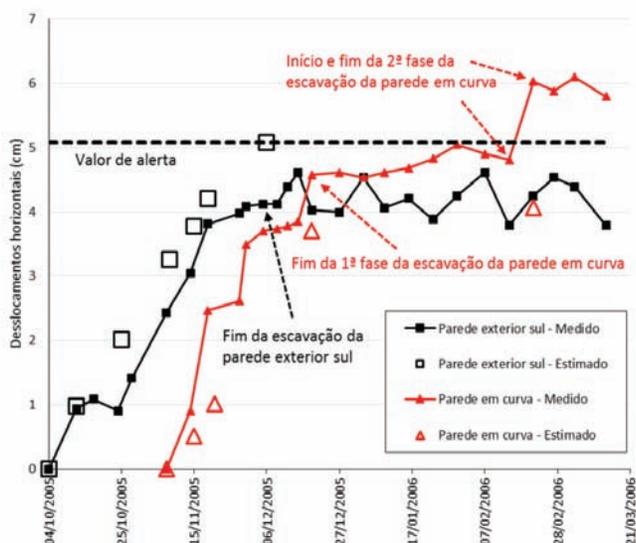


Fig. 10 – Deslocamentos horizontais das paredes exteriores (adaptado de Bonita *et al.*, 2006).

2.4 – Reforço com geossintéticos

A construção do novo aeroporto de Sikkim, na Índia, exigiu a construção de cerca de 1,7km de muros de contenção de aterros. Atendendo às características do local de implantação do aeroporto, era obrigatória a compensação total entre os volumes de escavação e de aterro necessários para a construção da plataforma da pista. Esta obra foi descrita por Rimoldi *et al.* (2013).

O terreno era constituído por misturas de solo e rocha, resultantes dos desmontes; as camadas superiores estavam muito alteradas e fragmentadas, mas com a profundidade a alteração diminuía. Por outro lado, tendo a região de Sikkim uma muito elevada pluviosidade, a drenagem constituía uma questão central do projeto. Tendo presente os vários fatores condicionantes, optou-se por uma estrutura MSE (*mechanically stabilized earth*) com geogrelhas como elementos de reforço primário e grelhas metálicas com 3m de comprimento como reforço secundário junto à face, a qual é constituída por gabiões. A Figura 11a mostra um aspeto da instalação de um nível de geogrelhas e a Figura 11b inclui um pormenor do sistema de reforço junto à face. As geogrelhas, com resistência à tração variando entre 200 e 800 kN/m, foram colocadas com espaçamentos dependentes da altura dos gabiões, com um valor máximo de 2,4m.

Neste tipo de estruturas, os reforços primários fornecem a resistência à tração necessária para garantir a estabilidade global com um dado fator de segurança, enquanto os reforços secundários garantem a estabilidade local, junto à face, assegurando que nenhum mecanismo de escorregamento, rotação ou arranque localizado possa ocorrer.

A altura máxima da estrutura atingiu os 86,96m, como mostra a Figura 12a; segundo Rimoldi *et al.* (2013), este muro deve ser o muro reforçado mais alto do mundo. A Figura 12b mostra outra zona do muro com a face já vegetalizada. A Figura 13 apresenta um corte esquemático do muro numa zona com mais de 70m de altura, bem como o resultado de um dos cálculos efetuados.

O aeroporto de Sikkim fica localizado numa zona classificada como de intensidade sísmica severa, de acordo com a normalização indiana. Esta também foi uma das razões que justificou a opção por um muro reforçado para a contenção dos aterros. Em 18 de setembro de 2011 ocorreu na zona um sismo de magnitude 6.9 na escala de Richter não se tendo detetado qualquer dano na

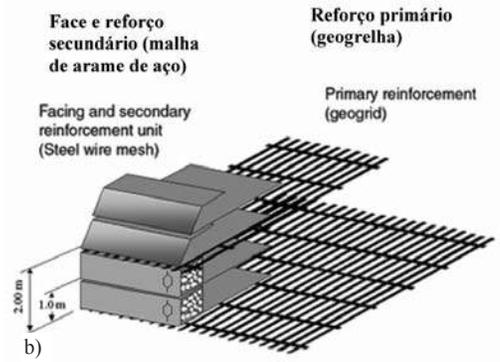


Fig. 11 – a) Instalação de um nível de geogrelhas; b) pormenor do sistema de reforço (Rimoldi *et al.*, 2013).



Fig. 12 – Dois aspetos do muro reforçado com geogrelhas (Rimoldi *et al.*, 2013).

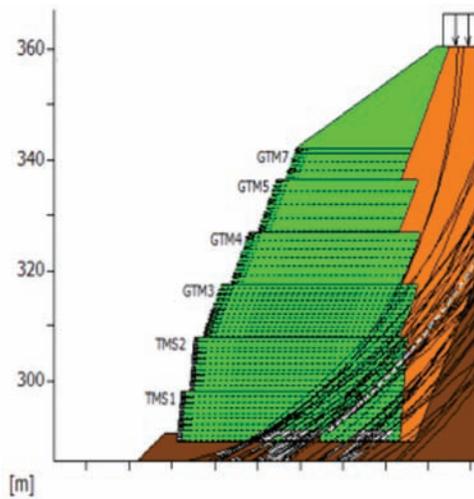


Fig. 13 – Corte esquemático do muro (mais de 70m de altura) e resultado de um cálculo (Rimoldi *et al.*, 2013).

estrutura. Rimoldi *et al.* (2013) resumem as vantagens do tipo de estruturas em consideração, salientando designadamente as seguintes:

- permeabilidade da face, garantindo a drenagem do aterro;
- flexibilidade elevada, tolerando deslocamentos diferenciais;
- versatilidade, permitindo várias soluções para a face, o que favorece nomeadamente a minimização do impacto ambiental;
- economia e simplicidade; dispensa mão-de-obra muito especializada ou equipamentos raros;
- boas características de insonorização (18-28 decibel);
- redução do impacto ambiental através da vegetalização da face.

2.5 – Técnicas de mistura em profundidade (DMM)

2.5.1 – Definição. Campo de aplicação

No âmbito da estabilização química de solos, as técnicas de mistura em profundidade (DMM, *deep mixing method*) têm tido um desenvolvimento notável. Muito recentemente (em outubro de 2013), a FHWA publicou um documento que dá conta do estado da arte (FHWA, 2013; Bruce *et al.*, 2013). O DMM é um processo de tratamento de solos *in situ* pelo qual os solos nativos (ou os aterros) são misturados com um ligante, geralmente de carácter cimentício. O novo material possui propriedades melhoradas em relação ao material original, tais como resistência mais elevada e menores deformabilidade e permeabilidade; essa melhoria reflete as características do material original, do ligante e do processo construtivo, dependendo igualmente das variáveis operacionais, do tempo de cura e das condições das solicitações impostas. A Figura 14 ilustra as dimensões que pode alcançar uma coluna de solo tratado por uma técnica DMM.



Fig. 14 – Coluna construída por um método DMM

(<http://www.geo-solutions.com/what-we-do/technologies/soil-mixing>. Acedido a 15/out/2016).

O ligante (estabilizador ou reagente) pode ser qualquer material quimicamente reativo – cimento, cal, gesso, escórias de alto-forno (*blast furnace slag*), cinzas (*fly ash*) ou outros agentes endurecedores – que possa ser usado em misturas com solo *in situ* de modo a formar colunas ou outros elementos verticais de solo tratado (Makusa, 2012).

O campo de aplicação do DMM tem vindo a ampliar-se; têm-se usado colunas isoladas ou painéis contínuos, conforme os casos, com as seguintes funções (note-se que, frequentemente, as estruturas DMM desempenham mais do que uma função): i) melhoria/reforço de terrenos; ii) tratamento de terrenos; iii) suporte de escavações; iv) mitigação da liquefação; v) controlo da percolação; vi) cortinas impermeáveis (*hydraulic cutoff walls*) e reparação de cortinas impermeáveis de solo-bentonite; vii) redução das vibrações; viii) remediação ambiental / fixação de contaminantes.

2.5.2 – Vantagens e inconvenientes

Nos Quadros 4 e 5 apresentam-se, respetivamente, as vantagens e os inconvenientes relativos do emprego das técnicas DMM considerando 3 tipos de aplicações: tratamento e melhoramento de terrenos; mitigação da liquefação; estruturas de suporte de escavações.

Quadro 4 – Vantagens relativas das técnicas DMM (FHWA, 2013).

<p>Tratamento e melhoramento dos terrenos</p> <ul style="list-style-type: none"> • Baixo custo relativo por unidade de volume até aos 40m de profundidade • A resistência dos solos tratados situa-se entre 0.5 e 4 MPa. • Layouts variáveis baseados no afastamento e diâmetro das colunas ou espessura dos painéis • Os métodos de mistura a seco garantem volumes muito pequenos de resíduos • Os resíduos dos métodos de mistura com água podem ser um excelente material de aterro • Baixo nível de vibrações e nível de ruído médio (o ruído pode ser abafado) • Elevada capacidade de produção em certas condições • O desempenho pode ser rapidamente verificado in situ • Pode usar-se em projetos marítimos • Geralmente obtêm-se bons níveis de tratamento tanto lateralmente como verticalmente • Pode ser empregue na maioria dos tipos de solos e de aterros (desde que não haja obstruções) • A execução é relativamente constante e não complicada • Excelentes dados teóricos e experimentais (de lab. e de campo) para suporte dos projetos • Económico para grandes projetos em solos muito moles, compressíveis • O espaçamento e a composição de cada coluna individual pode ser infinitamente variável • Alguns tipos (colunas de cal, por exemplo) implicam custos de mobilização baixos • Em projetos de melhoramento os valores típicos da resistência após tratamento ronda 1 MPa
<p>Mitigação da liquefação</p> <ul style="list-style-type: none"> • Excelente comportamento comprovado pelos registos feitos no Japão • Económico em grandes projetos • As propriedades do solo tratado podem alcançar cerca de 4 MPa • Qualidade da construção facilmente comprovável (em qualquer processo, secos ou como água) • As tensões laterais ou verticais que podem danificar as estruturas adjacentes são mínimas • Sem despesas de pós-construção recorrentes
<p>Paredes de contenção de escavações</p> <ul style="list-style-type: none"> • Baixo custo relativo por unidade de volume sobretudo entre os 15 e os 40m de profundidade • Não necessita de outros tipos de proteção • Permeabilidade relativamente baixa; portanto, não há necessidade de selagem adicional • Os resíduos dos métodos de mistura com água podem ser um excelente material de aterro • Baixo nível de vibrações e nível de ruído médio (o ruído pode ser abafado) • Em estado fluído é possível a introdução de elementos estruturais • Garante boa continuidade lateral • Elevada capacidade de produção em certas condições (mais de 200 m² por turno) • Pode tratar uniformemente camadas de solos heterogéneos

Quadro 5 – Inconvenientes relativos das técnicas DMM (FHWA, 2013).

<ul style="list-style-type: none">• Limitações no que respeita à profundidade (em termos práticos, 40 m)• Necessita de grandes áreas de trabalho descobertas para os grandes e poderosos equipamentos• Não utilizável em solos muito densos/rígidos ou que tenham pedregulhos no seu interior*• Apenas podem ser executados na vertical• Os serviços enterrados podem colocar problemas• Capacidade limitada para tratar estratos isolados situados em profundidade• Elevados custos de mobilização
Tratamento e melhoramento dos terrenos <ul style="list-style-type: none">• O método que usa água produz um volume significativo de resíduos• O peso do equipamento pode ser problemático em solos muito fracos• Podem ocorrer variações significativas de resistência no solo tratado, o que pode ser importante em certas aplicações• Não pode ser instalado muito próximo de estruturas existentes• A flexibilidade geométrica da furação e do tratamento é limitada
Mitigação da liquefação <ul style="list-style-type: none">• Não aplicável para remediação diretamente através ou sob estruturas de betão existentes
Paredes de contenção de escavações <ul style="list-style-type: none">• Pode ocorrer degradação devido ao congelamento e degelo• Outros métodos permitem evitar os resíduos (estacas prancha, por exemplo)• Podem ocorrer variações significativas de resistência no solo tratado, o que pode ser importante em certas aplicações

* Técnicas DMM específicas para a execução de paredes podem ser capazes de penetrar materiais mais densos ou rígidos e com pedras.

2.5.3 – Classificação das técnicas

O objetivo principal de qualquer técnica DMM é assegurar uma distribuição regular do ligante pelo volume de solo tratado, com um teor em água uniforme e sem quantidades significativas de solo ou de ligante não misturadas entre si. A FHWA (2013) introduziu uma classificação dos numerosos métodos existentes – de fato, atualmente, há dezenas de técnicas alternativas – baseada nos seguintes critérios:

- Processo para introduzir o ligante no terreno: i) húmido (W, *wet*), isto é, bombeado em forma de calda; ii) seco (D, *dry*), isto é, introduzido seco de forma pneumática;
- Método para penetrar no terreno ou misturar o ligante: i) rotação (R, *rotary*), rotação simples sendo a pressão do ligante relativamente baixa; ii) injeção pontual, jato (J, *jet*), rotação auxiliada pela injeção pontual da calda a elevada pressão, iii) vertical (V), através de uma serra articulada de rotação vertical que conduz à criação de paredes e painéis;
- Posição do local onde se faz a mistura do ligante com o solo: i) na ponta (E, *end*), a mistura faz-se na ponta da coluna; ii) na haste (S, *shaft*), a mistura ocorre ao longo de toda ou de uma porção significativa da haste de furação; iii) no painel (P, *panel*), a mistura é efetuada em toda a dimensão da ferramenta que constrói a parede ou o painel.

Consequentemente, as diferentes técnicas DMM são classificadas atendendo ao agente (W/D), ao método de penetração / mistura (R/J/V) e à posição da ação de mistura (S/E/P). Na Figura 15 apresenta-se alguns exemplos de classificação de equipamentos DMM mediante a metodologia proposta pela FHWA (2013). Na Figura 16 mostra-se fotografias de equipamentos CDM (*Cement Deep Mixing*) usados em obras *offshore* no Japão.



Fig. 15 – Classificação de equipamentos DMM (FHWA, 2013):

- a) equipamento típico - lâminas - de mistura das técnicas classificadas como WRS;
- b) equipamento de corte do método designado por *Cutter Soil Mixing* – CSM, classificado como WRE;
- c) equipamento do método designado por *Trench cutting and remixing deep wall* – TRD, classificado como WVP).

No Anexo D do documento da FHWA em referência fornecem-se detalhes dos equipamentos usados pelas diversas metodologias e dão-se indicações sobre as dimensões do solo tratado em cada caso e sobre as suas propriedades mecânicas e hidráulicas.

Outros sistemas de classificação têm sido introduzidos, designadamente o proposto por Kitazume e Terashi (2013), baseado no processo de mistura. Na Figura 17 apresenta-se o resultado do levantamento feito por estes autores da aplicação de técnicas DMM no Japão desde meados da década de 70 do século anterior até ao ano 2012.



Fig. 16 – Equipamentos do método CDM (*Cement Deep Mixing*) usados em obras *offshore* no Japão (Cement Deep Mixing Method Association, http://www.cdm-gr.com/sea/ship_03.html. Acedido em 10/out/2016).

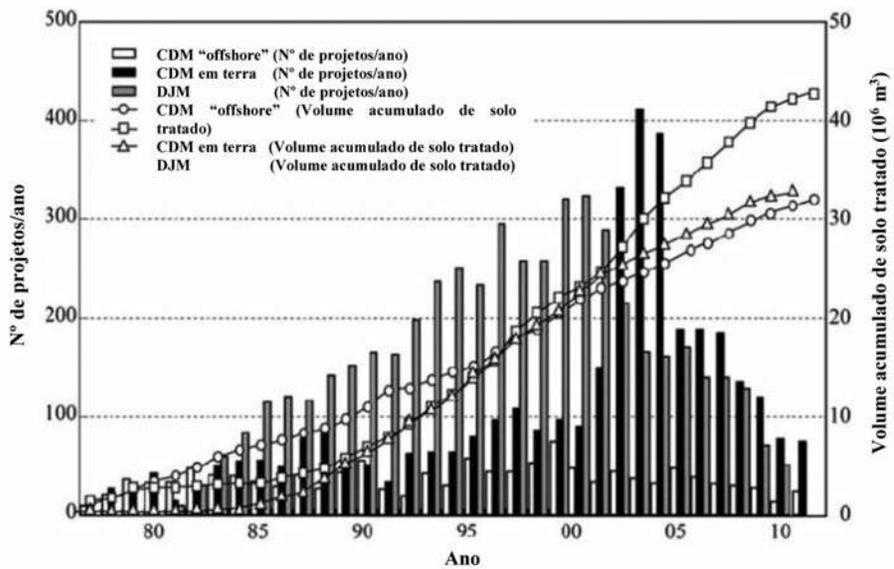


Fig. 17 – Estatística das obras em que se usaram as técnicas *Cement deep mixing* (CDM) e *Dry jet mixing* (DJM) no Japão (Kitazume e Terashi, 2013).

3 – ENERGIA GEOTÉRMICA

3.1 – Tipos de energia geotérmica

Com temperaturas da ordem dos 6.000 °C (mais ou menos 500 °C, segundo as últimas estimativas) o núcleo da Terra é algo mais quente do que a superfície do Sol (5.500 °C). O calor da Terra é originado pelo decaimento dos elementos radioativos que se acumularam no decurso do processo de formação do nosso planeta. A temperatura na Terra cresce de forma constante com a profundidade cerca de 3° por cada 100m. Isto também é válido para a água contida nas rochas porosas, pelo que quando a água circula o calor é trazido para a superfície, por vezes oriundo de

grandes profundidades; em algumas regiões, devido às condições geológicas locais, a temperatura à superfície é consideravelmente aumentada nos locais em que a água borbulha na superfície ou sai à pressão (*geysers*).

O fluxo de calor que por ano atravessa a superfície da Terra é cerca do dobro do consumo mundial de energia primária (nas fontes antes de qualquer transformação). Por outro lado, a energia térmica que é extraível só nos EUA está estimada em cerca de 200×10^{21} J (Anderson *et al.*, 2006), o que é mais de 1400 vezes superior ao consumo anual de energia primária (141×10^{18} J, em 2007, Fragaszy *et al.*, 2011). Para se poder usar a energia armazenada no interior da Terra, fazem-se perfurações para captar as reservas a diferentes profundidades, usando-se a água como veículo, na maioria dos casos.

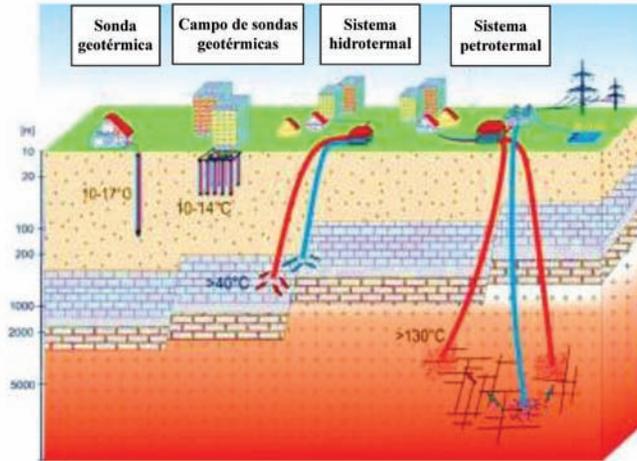


Fig. 18 – Sistemas de exploração da energia geotérmica.
(<http://www.jigsawenergy.co.uk/technologies/>. Acedido em 10/out/2016).

A energia geotérmica divide-se simplificada em (Figura 18): a) energia geotérmica superficial, usada para o aquecimento e arrefecimento de edifícios; b) energia geotérmica profunda, empregue na produção de vapor que pode ser usado diretamente no fornecimento de calor ou para gerar eletricidade. Recursos geotérmicos de baixa temperatura explorados próximo da superfície podem ser usados diretamente no aquecimento de água, enquanto, para a geração de eletricidade, são necessárias temperaturas de pelo menos $120\text{ }^{\circ}\text{C}$, o que exige a execução de furos que podem chegar a atingir os 5.000m , dependendo das condições geológicas. Os sistemas de exploração da energia geotérmica profunda podem ser agrupados em:

- Sistemas hidrotermais: têm por finalidade a extração de calor de maciços rochosos com poros e fissuras cheios de água quente, a qual é bombeada para a superfície e usada em permutadores de calor para, por exemplo, produção de água quente que é usada para aquecer edifícios ou estufas ou, se a temperatura for suficientemente elevada, para geração de eletricidade; geralmente, a água arrefecida é injetada no terreno através de um segundo furo (Figura 18).
- Sistemas petrotermais: também conhecidos como *Enhanced or Engineered Geothermal Systems* (EGS) ou como *Hot Rock Energy*, têm como objetivo a extração de calor de reservatórios profundos (profundidades da ordem dos 5.000m), aonde, mesmo em regiões não vulcânicas, podem ser encontradas as temperaturas muito elevadas (120 a $180\text{ }^{\circ}\text{C}$) requeridas para a produção de eletricidade; a pressões tão elevadas quanto as existentes a

essas profundidades a circulação da água é muito difícil, pelo que têm que ser aplicadas técnicas especiais para estimular a circulação da água; geralmente, procede-se à fracturação hidráulica do maciço rochoso para aumentar a condutividade hidráulica e ampliar a área da superfície de contacto água-rocha, potenciando as trocas de calor; também neste caso a água é bombeada para a superfície através de furos de produção e retorna ao terreno via furos de injeção.

O calor geotérmico pode ser extraído de praticamente qualquer local, seja superficialmente para aquecimento e arrefecimento de edifícios, seja de profundidades intermédias para produção de água quente, seja, em locais particulares, de grandes profundidades também para produção de eletricidade. A Figura 19 mostra, de forma esquemática, a localização dos recursos geotérmicos na Europa, considerando os vários tipos de energia geotérmica.

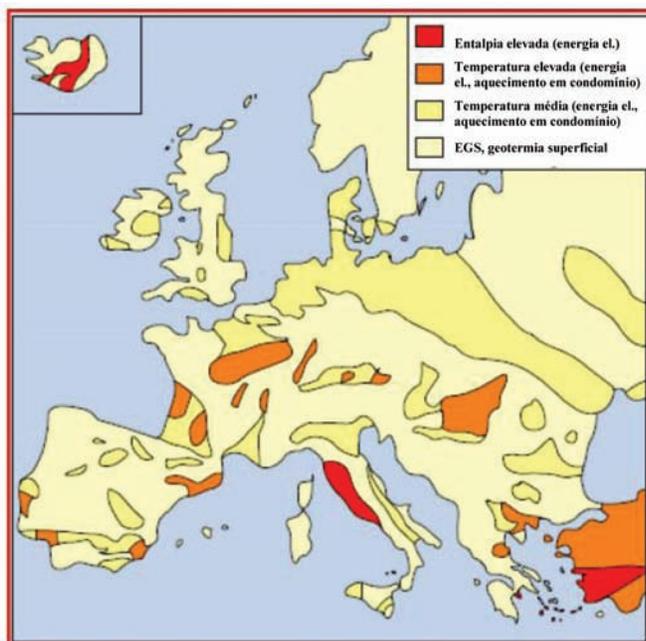


Fig. 19 – Recursos geotérmicos na Europa (EGEC, 2010).

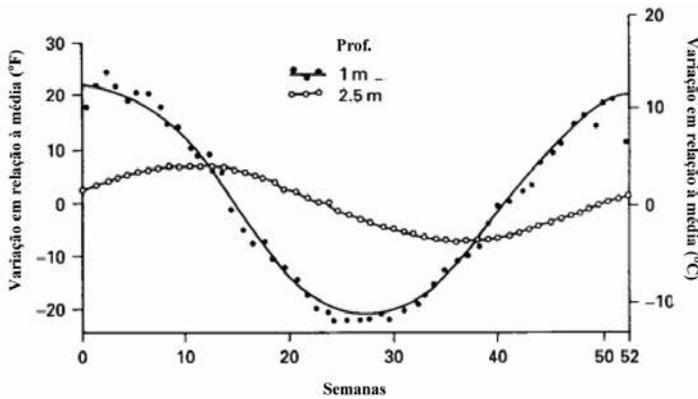
Uma vez que a exploração da energia geotérmica superficial não afeta a paisagem, produz poucas emissões de CO₂ e tem possibilidade de fornecer uma certa potência de base, esta forma de energia renovável constitui uma alternativa viável, ainda que parcelar, aos combustíveis fósseis. Sem embargo, a extração de calor geotérmico, sobretudo a grande profundidade para efeitos de produção de energia, coloca desafios importantes, estando em cursos investigações e desenvolvimentos visando melhorar a eficiência da produção geotérmica. Seja como for, é importante ter presente que este tipo de recurso geotérmico pode ficar temporariamente esgotado, como ilustra o caso documentado por Frągaszy *et al.* (2011).

A energia geotérmica superficial pode ser explorada de forma generalizada e, nessa medida, pode dar um contributo significativo para os consumos de energia nos edifícios. A secção seguinte está dedicada a este tema.

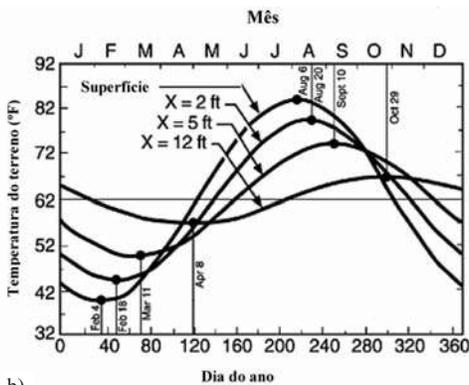
3.2 – Energia geotérmica superficial

A temperatura do solo varia de mês para mês em função da incidência da radiação solar, da chuva, das variações sazonais da temperatura do ar, do coberto vegetal, dos tipos de solos e da profundidade. A muito maior capacidade calorífica do solo em relação ao ar, entre outros fatores, faz com que as variações sazonais da temperatura do solo em profundidade sejam muito menores do que as do ar e, além disso, sejam desfasadas (atrasadas) destas. Na Primavera o solo aquece mais lentamente e menos acentuadamente do que o ar, logo, no começo do Verão, tem uma temperatura inferior à do ar, pelo que constitui um meio natural para retirar calor dos edifícios. Em contrapartida, no Outono o solo arrefece mais lentamente e em menor grau do que o ar, pelo que no começo do Inverno está mais quente do que o ar, constituindo um meio natural de fornecer calor aos edifícios.

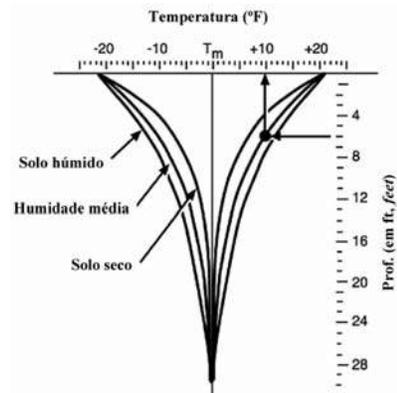
A profundidades superiores aos 9m (30 feet) a temperatura do solo mantém-se relativamente constante ao longo do ano (ver Figura 20c) e corresponde aproximadamente à temperatura da água medida em furos a profundidades entre os 9 e os 15m.



a)



b)



c)

Fig. 20 – Influência da profundidade nas variações anuais de temperatura: a) na Austrália ([http:// scienceofdoom.com/2010/04/09/sensible-heat-latent-heat-and-radiation/](http://scienceofdoom.com/2010/04/09/sensible-heat-latent-heat-and-radiation/). Acedido em 15/out/2016); b) na Virgínia, humidade média; c) amplitude das variações em função da humidade na Virgínia ($^{\circ}\text{F} = 1.8\text{ }^{\circ}\text{C} + 32$; $\Delta^{\circ}\text{C} = \Delta^{\circ}\text{F} / 1.8$) (<http://www.builditsolar.com/Projects/Cooling/EarthTemperatures.htm>. Acedido em 10/out/2016).

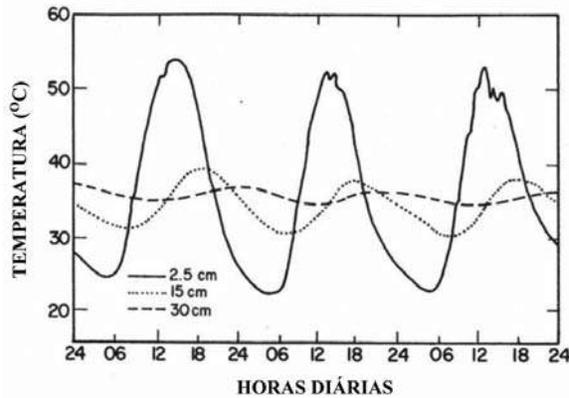


Fig. 21 – Influência da profundidade nas variações diárias de temperatura (http://www.learner.org/jnorth/tm/tulips/investigate_soil_temps.html. Acedido em 10/out/2016).

Ainda que vá perdendo importância com o aumento da profundidade, o desfasamento (atraso) das variações de temperatura no solo em relação às que ocorrem no ar (ver Figura 20b) também é favorável para o objetivo de fornecer aos edifícios calor, no Inverno, e frio, no Verão, porque, no pico do Inverno ou no pico do Verão, os solos estão, respetivamente, mais quentes ou mais frios do que estariam se as suas variações de temperatura estivessem em fase com as variações de temperatura no ar (<http://www.builditsolar.com/Projects/Cooling/EarthTemperatures.htm>. Acedido a 15/out/2016).

Note-se que, como se constata observando os resultados das medições resumidas na Figura 21, as variações diárias de temperatura são praticamente inapreciáveis para profundidades superiores a 30 cm.

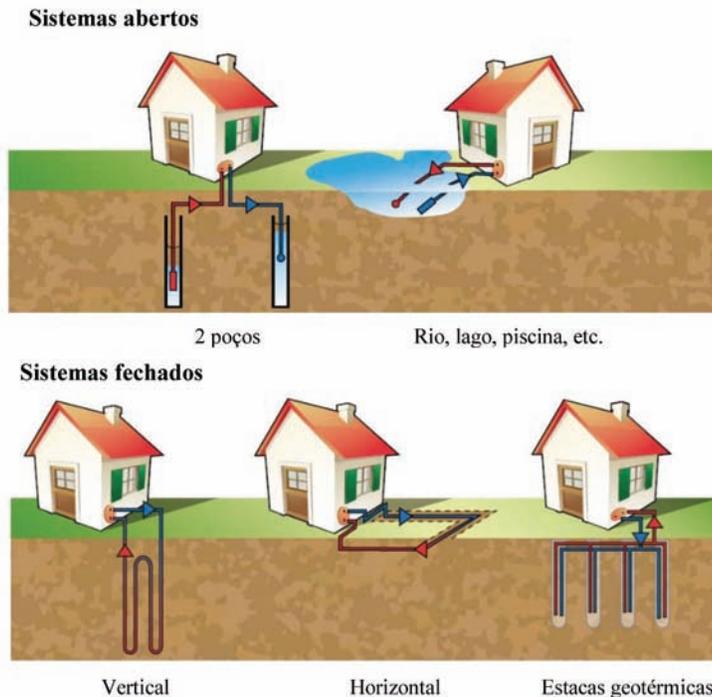


Fig. 22 – Esquemas de exploração de energia geotérmica superficial (Fonte:<http://iter-geo.eu/shallow-geothermal-systems-how-extract-inject-heat-into-ground/>. Acedido a 18/set/2016).

Na Figura 22 ilustra-se vários esquemas de exploração da energia geotérmica superficial. Uma bomba de calor geotérmica (GSHP, *ground source heat pump*) é um sistema de aquecimento e arrefecimento que usa o terreno como fonte de calor no Inverno e como retentor de calor no Verão. Uma GSHP combina um ciclo reversível de refrigeração com a circulação de água em tubagens pelo terreno (*circulating ground loop*). O sistema é similar ao das bombas de calor em que a fonte é o ar, em que as trocas de calor se fazem com o terreno em vez de ser com o ar. Porém, as GSHP são muito mais eficientes do que as bombas que envolvem o ar, porque a temperatura do terreno é mais alta que a do ar no Inverno e mais baixa no Verão. A eficiência das GSHP pode alcançar os 600%, porque a energia geotérmica pode chegar a ser 85% da energia total (Fragaszy *et al.*, 2011); valores comuns situam-se entre 300 e 600%, no mínimo 250%, enquanto para as bombas que envolvem o ar a eficiência se situa entre os 175 e os 200%. Para este nível elevado de eficiência contribui o facto de a temperatura no solo se manter quase constante ao longo do ano, apenas com pequenas variações, mesmo a profundidades reduzidas de 1,5 a 3m (Figura 20).

Note-se, sem embargo, que a eficiência a longo prazo dos sistemas geotérmicos superficiais é significativamente afetada pelo balanço entre as cargas de aquecimento e de arrefecimento. Se as cargas forem equilibradas, não ocorrem, ou se ocorrerem são pequenas, variações na temperatura do terreno, que poderiam por em causa a eficiência do sistema a longo prazo. Não havendo equilíbrio, a temperatura do terreno pode ir gradualmente aumentando (dominam as cargas de arrefecimento) ou diminuindo (dominam as cargas de aquecimento). É ainda de realçar que, não havendo equilíbrio, as variações graduais de temperatura num dado sentido podem afetar os terrenos vizinhos, o que pode constituir uma preocupação em zonas urbanas onde as variações de temperatura de um dado sistema GSHP podem afetar sistemas e estruturas vizinhas (Fragaszy *et al.*, 2011).

Num levantamento feito em 2012 existiam nos USA mais de 600.000 bombas de calor geotérmicas, com um crescimento anual da ordem das 60.000. O gráfico da Figura 23 mostra, para a Europa, o ponto da situação em 2013 e as expectativas para 2015 em termos de capacidade instalada nos diversos países. Abrem-se boas perspetivas para o uso da energia geotérmica superficial na Europa, tanto no sector residencial, como nos sectores comercial e industrial (escritórios, lojas, superfícies comerciais, alguns tipos de instalações fabris, etc.) onde seja alternadamente necessário aquecer e arrefecer (Sanner, 2004).

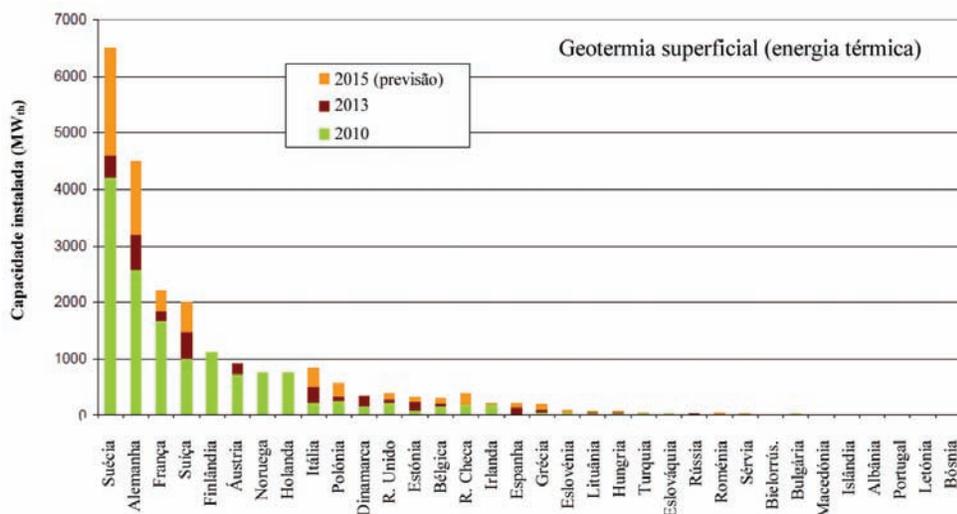


Fig. 23 – Evolução da capacidade geotérmica superficial nos distintos países europeus (Fonte: EGEC, European Geothermal Energy Council, <http://egec.info/>. Acedido a 15/set/2016).

Estacas dotadas de tubagens para trocas de calor com o terreno (*energy pile foundations*) podem ter uma função dupla, de suporte de cargas e integradas em bombas de calor geotérmicas, GSHP. Esta última função pode provocar variações de temperatura no fuste da estaca, afetando o seu comportamento termo-mecânico em termos estruturais e geotécnicos. Apesar do grande número de estacas já instaladas com sistemas de produção de energia, é ainda pequena a quantidade de informação fiável sobre aquela questão.

Muito recentemente, Gashti *et al.* (2014), usando simulações com o MEF, estudaram numericamente a resistência estrutural e geotécnica de estacas com sistemas GSHP instalados. No caso de estacas flutuantes, os resultados mostraram que os efeitos térmicos podem provocar aumento das tensões de compressão na estaca, tipicamente à volta dos 20% da resistência à compressão do betão. No caso de estacas de ponta, mostraram que a resistência lateral mobilizada devido às variações de temperatura não afeta significativamente a rotura geotécnica das estacas.

Bourne-Webb *et al.* (2009) ensaiaram uma estaca dotada de tubagens para aproveitamento geotérmico. A estaca, instalada na argila de Londres, foi sujeita a ciclos de variação da temperatura, estando carregada verticalmente. A resistência mobilizada na interface estaca/solo foi inferida através dos resultados do ensaio. O aquecimento da estaca provoca o aumento das tensões nela instaladas, sendo este efeito afetado pelas condições de restrição dos deslocamentos na ponta; as tensões na estaca podem ultrapassar os limites impostos nos códigos. No caso estudado por Bourne-Webb *et al.* (2009) a margem entre a resistência lateral última e as tensões de corte mobilizadas na interface no decurso dos ciclos térmicos era elevada, pelo que se considerou improvável que a capacidade de carga da estaca tivesse sido afetada de forma significativa.

3.3 – Conclusão

O dimensionamento ótimo e sustentável da operação de sistemas geotérmicos requer: conhecimento das propriedades térmicas dos geomateriais, tecnologias eficientes de caracterização do subsolo, avaliação das condições de percolação da água subterrânea, análise do processo acoplado hidro-termo-químico-mecânico para se prever o comportamento do reservatório a curto e longo prazo. São igualmente necessários melhoramentos nas técnicas de perfuração e de controlo da fracturação hidráulica de rochas a temperaturas elevadas e estudos da sismicidade induzida (Fragaszy *et al.*, 2011).

No que respeita aos sistemas geotérmicos superficiais deve haver o cuidado de coordenação com as atividades de prospeção, de modo a otimizar custos: i) associar a determinação das propriedades térmicas às operações de caracterização do terreno; ii) os furos de prospeção podem ser usados para instalar tubagens verticais de um sistema GSHP; iii) se o sistema GSHP for com tubagem horizontal, as valas abertas para a sua instalação podem ser usadas para a investigação das características do maciço (Fragaszy *et al.*, 2011).

Segundo Fragaszy *et al.* (2011) é preciso aprofundar a investigação, entre outras, nas seguintes áreas: desenvolvimento de métodos baratos de avaliação das propriedades térmicas dos terrenos; modelação e métodos de cálculo que entrem em consideração com o balanço das cargas térmicas, para prevenir variações de temperatura a longo prazo (em zonas urbanas densamente povoadas); compreensão do efeito dos ciclos térmicos nas estacas dotadas de sistemas GSHP; compreensão dos limites da energia térmica extraível em sistemas horizontais e verticais.

Quando as estacas fazem parte de um sistema de aproveitamento geotérmico, a mobilização da resistência das estacas deve ser considerada com cuidado, particularmente a resistência lateral dos fustes. Fragaszy *et al.* (2011) salientam que os ciclos de aquecimento e arrefecimento podem afetar a resistência lateral das estacas e potencialmente causar assentamentos. Bourne-Webb *et al.* (2009) recomendam que os estudos futuros incluam a monitorização de sistemas em uso para que

se possa perceber melhor a variação das forças mobilizadas nas estacas ao longo do tempo e para se detetar se há efeitos cumulativos que os ensaios por eles conduzidos não permitiram estudar. As investigações futuras devem também estudar o impacto dos ciclos de temperatura em estacas que, em serviço, mobilizem uma percentagem elevada da resistência lateral disponível, para que se possa apreciar qualquer eventual efeito detrimental dos ciclos na resistência lateral.

4 – CONCLUSÃO DO CONJUNTO DE ARTIGOS

Este artigo remata o conjunto de 4 artigos publicados sucessivamente nos últimos números da Revista Geotecnia. Considera-se útil deixar ficar um índice resumido dos assuntos abordados, o que é feito no Quadro 6.

Procura-se, em primeiro lugar, situar as perspetivas futuras no âmbito de algumas das principais condicionantes da evolução das sociedades humanas: a) as alterações climáticas e as suas implicações, nomeadamente, o aumento dos desastres naturais, sobretudo de natureza hidrológica; b) o aumento da população mundial e o crescimento da urbanização; c) a preocupação social com o modo como se aplica o investimento público e o exercício do escrutínio social sobre a questão do cumprimento de estimativas de custos e de prazos das obras; d) as disponibilidades tecnológicas; para as ilustrar selecionou-se o domínio tecnológico que provavelmente maior evolução experimentou, o da capacidade de cálculo; e) a complexidade que cada vez mais afeta os projetos e as obras.

Quadro 6 – Resumo dos assuntos tratados nos 4 artigos da série.

1	<p>Desenvolvimento da geotecnia. Condicionantes gerais e específicas</p> <p>1. INTRODUÇÃO</p> <p>2. ENQUADRAMENTO. QUESTÕES GERAIS</p> <p>2.1. Assuntos abordados</p> <p>2.2. Mudanças climáticas e desastres naturais (preâmbulo; mudanças climáticas; desastres naturais; ritmo de implementação de medidas adequadas)</p> <p>2.3. Crescimento da população e das cidades (preâmbulo; importância económica das cidades e crescimento populacional; aumento da vulnerabilidade)</p> <p>2.4. Escrutínio social. Custos e prazos (preâmbulo; custos e prazos das obras: discrepância entre as previsões e a realidade; percepção da existência de corrupção no sector da construção; desafio para os engenheiros)</p> <p>2.5. Evolução da capacidade de cálculo e do seu custo</p> <p>2.6. Complexidade (preâmbulo; sistemas complexos, método observacional; complexidade dos projetos e sua gestão)</p> <p>2.7. Conclusão</p> <p>3. ENQUADRAMENTO. QUESTÕES GEOTÉCNICAS</p> <p>3.1. Assuntos abordados</p> <p>3.2. O estado da prática e o estado da arte. Acidentes (preâmbulo; acidentes em túneis; exemplos de alguns colapsos de diverso tipo ocorridos recentemente; causas dos colapsos)</p> <p>3.3. Capacidade de previsão do comportamento das estruturas geotécnicas (preâmbulo; estacas construídas num maciço de solos residuais; escavação suportada por cortina ancorada em maciço arenoso)</p> <p>3.4. Lacunas</p>
2	<p>Desenvolvimento da geotecnia. Necessidades infraestruturais e perspetivas genéricas</p> <p>1. INTRODUÇÃO</p> <p>2. NECESSIDADES</p> <p>2.1. Introdução. A importância das infraestruturas</p> <p>2.2. Breve caracterização das necessidades em alguns sectores (água; energia; transportes)</p>

Quadro 6 (Cont.) – Resumo dos assuntos tratados nos 4 artigos da série.

<p>2</p>	<p>Desenvolvimento da geotecnia. Necessidades infraestruturais e perspectivas genéricas</p> <p>2.3. Estimativas dos investimentos futuros em infraestruturas a nível mundial 2.4. Os casos de alguns países (preâmbulo; Estados Unidos; Reino Unido; África do Sul; conclusão)</p> <p>3. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA – PARTE 1</p> <p>3.1. Introdução 3.2. Perspetivas globais 3.3. Sustentabilidade (definição e operacionalização do conceito; avaliação da sustentabilidade; sustentabilidade e eurocódigos; espaço subterrâneo e sustentabilidade das cidades) 3.4. Resiliência 3.5. Colaboração e formação multidisciplinares</p>
<p>3</p>	<p>Desenvolvimento da geotecnia. Algumas perspectivas específicas (1)</p> <p>1. INTRODUÇÃO 2. DOMÍNIOS BASE FUNDAMENTAIS 3. OUTROS DOMÍNIOS 4. NOVAS TECNOLOGIAS 4.1. Preâmbulo 4.2. O potencial das novas tecnologias para o avanço da geo-engenharia 4.3. Biotecnologia (objetivos, limitações, exemplos de aplicação; praticabilidade de diferentes aplicações) 4.4. Métodos geofísicos 4.5. Detecção remota 4.6. Tecnologias de informação 4.7. Sensores e sistemas de observação 4.8. Nanotecnologia 5. MODELOS CONSTITUTIVOS 5.1. Preâmbulo 5.2. Seleção de modelos 5.3. Perspetivas 6. MÉTODOS DE ANÁLISE E DE RESOLUÇÃO DE PROBLEMAS 6.1. Introdução 6.2. Breves considerações sobre limitações e dificuldades das análises numéricas 6.3. Acoplamento de diversas metodologias 6.4. Método do Elementos Discretos (DEM) 6.5. Método dos Elementos/Partículas Finitas (PFEM) 6.6. Método dos Elementos Finitos Aleatórios (RFEM)</p>
<p>4</p>	<p>Desenvolvimento da geotecnia. Algumas perspectivas específicas (2)</p> <p>1. INTRODUÇÃO 2. MELHORAMENTO E REFORÇO DE TERRENOS 2.1. Classificação dos métodos de melhoramento e reforço de terrenos 2.2. Reforço de solos recorrendo ao rebaixamento do nível freático – Estação de Salgueiros 2.3. Pregagens em solos 2.4. Reforço com geossintéticos 2.5. Técnicas de mistura em profundidade (DMM) (definição, campo de aplicação; vantagens e inconvenientes; classificação das técnicas) 3. ENERGIA GEOTÉRMICA 3.1. Tipos de energia geotérmica 3.2. Energia geotérmica superficial 3.3. Conclusão 4. CONCLUSÃO DO CONJUNTO DE ARTIGOS</p>

No que toca às perspetivas para a evolução da geotecnia começa-se pelo enunciado das de carácter genérico, apontando-se em seguida rumos focalizados em certos temas (perspetivas específicas), mais diretamente relacionados com a resolução de problemas e que ao autor parecem interessantes e úteis para o futuro.

Consequentemente traça-se uma perspetiva envolvente das questões específicas que dizem respeito ao desenvolvimento da geotecnia, relativas quer aos domínios base fundamentais da geotecnia quer aos domínios mais diretamente relacionados com a resolução de problemas, e, depois, trata-se os seguintes temas: i) novas tecnologias aplicadas à geotecnia, designadamente a biotecnologia, os métodos geofísicos, a deteção remota, as tecnologias da informação, os sensores e sistemas de observação e a nanotecnologia; ii) modelos constituintes dos materiais geotécnicos; iii) metodologias de análise e de resolução de problemas; iv) melhoramento e reforço de terrenos; v) energia geotérmica.

Como reiteradamente se enfatizou, a perspetiva que se desenvolve neste conjunto de textos é, naturalmente, parcelar e incompleta, não pretendendo mais do que, por um lado, enunciar um conjunto de fatores, tanto sociais, económicos e ambientais, como próprios da disciplina, isto é, geotécnicos, e, por outro lado, apontar vias de desenvolvimento futuro que ao autor parecem, umas (as condicionantes) e outras (as vias de desenvolvimento), das mais relevantes. Não há, portanto, qualquer preocupação de exaustividade que, aliás, seria impossível, dados os vastíssimos campos por onde se espria a geotecnia. Por outro lado, como não podia deixar de ser, é uma perspetiva pessoal, condicionada pelas preferências do autor e pelas suas capacidades para as abordar.

Para finalizar saliente-se que, das pesquisas que fez para a elaboração dos artigos, ao autor resulta muito claro e evidente que a geotecnia é uma área técnico-científica extremamente atraente pela sua multidisciplinaridade, diversidade e vitalidade, desafiando constantemente os seus praticantes dada a complexidade que a envolve e condiciona.

5 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece a cuidada revisão do texto feita pelo colega e amigo Professor José Couto Marques.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson, B.; Batchelor, A.S.; Blackwell, D.D.; DiPippo, R.; Drake, E.M.; Garnish, J.; Livesay, B.; Moore, M.C.; Nichols, K.; Petty, S.; Toksöz, M.N.; Veatch, J.R.W. (2006). *The future of geothermal energy*. Massachusetts Institute of Technology, Boston.
- Bonita, G.A.; Tarquinio, F.S.; Wagner, L. (2006). *Soil Nail Support of Excavation System for the Embassy of the Peoples Republic of China in the United States*. Presented at DFI's 31st Annual Conf. on Deep Foundations, Washington, D.C. (DFI - Deep Foundations Institute). (<http://www.nicholsonconstruction.com/techresources/techPapers/PDF/Chinese%20Embassy.pdf>). Acedido a 15/set/2016.
- Bourne-Webb, P.J.; Amatya, B.; Soga, K.; Amis, T.; Davidson, C.; Payne, P. (2009). *Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles*. *Géotechnique* 59, No. 3, 237-248.
- Bruce, M.E.C.; Berg, R.R.; Collin, J.G.; Filz, G.M.; Terashi, M.; Yang, D.S. (2013). *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*. Report No. FHWA-HRT-13-046, October 2013.

- Cardoso, A.S. (2015). *Desenvolvimento da Geotecnia. Condicionantes Gerais e Específicas*. Geotecnia nº 135, pp. 05-39.
- Cardoso, A.S. (2016). *Desenvolvimento da Geotecnia. Necessidades Infra-estruturais e Perspetivas Genéricas*. Geotecnia nº 136, pp. 03-26.
- Cardoso, A.S.; Alves Costa, P. (2016). *Desenvolvimento da Geotecnia. Algumas Perspetivas Específicas (1)*. Geotecnia nº 137, pp. 05-46.
- Chu, J.; Varaksin, S.; Klotz, U.; Mengé, P. (2009). *Construction Processes. State of the Art Report*. 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt.
- EGEC – European Geothermal Energy Council (2010). EGEC’s response to the EC Public consultation exercise on “Roadmap for a low carbon economy by 2050”, additional comments, VISION 2050, Brussels, 26.11.2010. (<http://egec.info/wp-content/uploads/2011/02/EGECs-answer-to-EC-consultation-on-roadmap-2050-annex.pdf>). Acedido a 15/set/2016.
- FHWA (2013). Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support, Report No. FHWA-HRT-13-046, October 2013 (Authors: Mary Ellen C. Bruce, Ryan R. Berg, James G. Collin, George M. Filz, Masaaki Terashi, & David S. Yang).
- Fragaszy, R.J.; Santamarina, J.C.; Amekudzi, A.; Assimaki, D.; Bachus, R.; Burns, S.E.; Cha, M.; Cho, G.C.; Cortes, D.D.; Dai, S.; Espinoza, D.N.; Garrow, L.; Huang, H.; Jang, J.; Jung, J.W.; Kim, S.; Kurtis, K.; Lee, C.; Pasten, C.; Phadnis, H.; Rix, G.; Shin, H.S.; Torres, M.C.; Tsouris, C. (2011). *Sustainable development and energy geotechnology - Potential roles for geotechnical engineering*. KSCE Journal of Civil Engineering, April 2011, Volume 15, Issue 4, pp. 611-621.
- França, P.T.; Campanhã, C.A.; Andrade, J.C. (2009). *Large-diameter shafts*. (<http://www.Large-diameter shafts, World Tunnel Congress, ITA-AITES, Budapeste, Hungria, 24p>)
- Gashti, E.H.N.; Malaska, M.; Kujala, K. (2014). *Evaluation of thermo-mechanical behaviour of composite energy piles during heating/cooling operations*. Engineering Structures, Volume 75, pp. 363-373.
- Hansford, P. (2011). *Delivering value*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering, Volume 164, Issue 1.
- Kitazume, M.; Terashi, M. (2013). *The Deep Mixing Method*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Makusa, G.P. (2012). *Soil Stabilization Methods and Materials in Engineering Practice. State of the Art Review*. Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå University of Technology, Sweden.
- Rimoldi, P.; Gharpure, A.D.; Mahajan, R.R. (2013). *Seismic Behavior of Hybrid Reinforced Soil High Walls and Slopes*. Published in Geosynthetica.net at September 17, 2013. (<http://www.geosynthetica.net/rimoldi-seismic-behavior-reinforced-soil/>). Acedido a 15/set/2016.
- Sanner, B. (2004). *Shallow geothermal energy*. International Workshop on Geothermal Energy Resources in Central and Eastern European Countries, Chapter 2.3.
- Topa Gomes, A. (2009). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial. O caso do Metro do Porto*. Tese de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Topa Gomes, A.; Ferraz, M.; Faria, R.; Figueiras, J.; Cardoso, A.S. (2007). *Análise do comportamento diferido e não linear geométrico de uma escora de betão armado da estação de Metro Salgueiros*. Anais do Congresso em Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia, Porto.
- Topa Gomes, A.; Cardoso, A.S.; Sousa, J.A.; Andrade, J.C.; Campanhã, C.A. (2008). *Design and behaviour of Salgueiros station for Porto metro*. Proceedings of the 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, VA.
- Topa Gomes, A.; Cardoso, A.S.; Sousa, J.A.; Andrade, J.C.; Campanhã, C.A. (2011). *Comportamento da estação Salgueiros do metro do Porto*. Revista Geotecnia, nº122, pp. 49-67.

SEGURANÇA E CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO: ESTUDO DE CASO

Safety and Reliability of Retaining Wall: Case Study

Rinaldo Garcia Ramirez*

Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis**

RESUMO – Neste trabalho pretende-se mostrar que uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas e ainda permite distinguir quais incertezas têm maior impacto sobre a segurança de uma estrutura de contenção. Para tal, desenvolveu-se um estudo de caso de uma estrutura de contenção provisória destinada a dois subsolos onde aplicou-se a análise de confiabilidade através do método proposto pelo Army Corps of Engineers (1997). Como resultado, observou-se que a estrutura analisada tem um alto nível de desempenho ao comparar os valores de índice de confiabilidade fornecidos pelo U.S. Army Corps of Engineers e Eurocode. Conclui-se que a análise de confiabilidade, analisada pelo método proposto pelo Army Corps of Engineers (1997), é um procedimento simples e que sua aplicação proporciona um meio de avaliar os efeitos combinados dos parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança, permitindo ainda uma visualização da influência de cada um desses parâmetros.

SYNOPSIS – This paper aims to show that a probabilistic approach, through reliability calculations, provides a means of assessing the combined effects of uncertainty and allows to distinguish which uncertainty has greater impact on the security of a containment structure. To this end, we developed a case study of a temporary containment structure to two basements where reliability analysis applied by the method proposed by the Army Corps of Engineers (1997). As a result, it was observed that the analyzed structure has a high level of performance by comparing the reliability index values supplied by the U.S. Army Corps of Engineers and Eurocode. It is concluded that the reliability analysis, analyzed by the method proposed by the Army Corps of Engineers (1997), is a simple procedure and that their implementation provides a means of assessing the combined effects of the parameters involved in the calculation of the safety factor, even allowing a view of the influence of each parameter.

PALAVRAS CHAVE – Confiabilidade, segurança, contenções.

KEYWORDS – Reliability, safety, retaining walls.

1 – INTRODUÇÃO

Durante as últimas décadas a aplicação de fatores de segurança globais tem sido uma prática comum. O desenvolvimento de novos materiais e o aumento da preocupação com a aplicação segura destes materiais levou ao desenvolvimento do conceito dos fatores de segurança parciais e, no início do século 20, o aperfeiçoamento dos sistemas construtivos conduziu ao desenvolvimento de fatores de segurança independentes de materiais e ações.

* Engenheiro Civil, Universidade Estadual de Maringá-UEM, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil-PCV, ramirez@ramirez.eng.br

** Professor Dr., Universidade Estadual de Maringá-UEM, Departamento de Engenharia Civil-DEC, jhcreis@uem.br

O conceito de coeficiente de segurança global consiste na redução da capacidade resistente correspondente ao estado limite último de equilíbrio calculado a partir de valores “característicos” dos parâmetros de resistência do solo, de modo que seja obtida uma margem de segurança em relação a ruptura e, ainda, não exista uma deformação excessiva relacionada a superestrutura (Estado Limite de Serviço).

Os fatores globais de segurança para diferentes problemas geotécnicos estão resumidos na Tabela 1. Esses valores propostos por Terzaghi e Peck (1948) não levam em conta a variabilidade das propriedades do solo ou conhecimento adicional sobre o solo, ou seja, o mesmo valor do fator de segurança é frequentemente aplicado às condições que envolvem graus muito diferentes de incerteza.

Tabela 1 – Fatores de Segurança Globais para Engenharia Geotécnica propostos por Terzaghi e Peck (1948).

Cargas	FS
Obras de terra	1,3 – 1,5
Estruturas de contenção	1,5 – 2,0
Escavações, fundações	2,0 – 3,0
Subpressão	1,5 – 2,0
Piping (erosão interna)	2,0 – 3,0
Provas de carga	1,5 – 2,0
Formulas dinâmicas	3,0

Nota: FS- Faixa de Fator de Segurança Global recomendado.

Já o conceito dos coeficientes de segurança parciais envolve a aplicação apropriada de coeficientes de segurança sobre cada parâmetro de material e ação envolvido no dimensionamento a fim de estatisticamente dar base aos valores característicos dos parâmetros e, assim, obter os valores de projeto com sua consequente utilização nos modelos de cálculo relevantes a fim de verificar-se que a estrutura tem a segurança exigida, ou seja, que nem um limite de utilização será ultrapassado durante um determinado período de referência.

Entretanto, é importante ressaltar que, mesmo que existam dados suficientes para se desenvolver um projeto geotécnico, a capacidade de previsão é sempre limitada.

Para Velloso e Lopes (2011) e Gusmão Filho (2006) as incertezas têm início com as investigações geotécnicas. É praticamente impossível ter-se um conhecimento completo do subsolo sobre o qual vai realizar-se uma construção. Portanto, deve-se prever uma margem de segurança para levar em conta eventuais discontinuidades nas camadas reveladas pelas sondagens, tais como lentes de material menos resistentes. Os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos, sejam determinados em ensaios de laboratório ou a partir de correlações empíricas de ensaios de campo, também apresentam erros que devem ser cobertos por uma margem de segurança. As próprias cargas para as quais se projetam as obras geotécnicas possuem erros que devem ser considerados pela margem de segurança. Por fim, a margem de segurança deve levar em conta as imperfeições da execução das obras geotécnicas que podem, mediante fiscalização, serem reduzidas, porém nunca totalmente eliminadas.

Logo, pode-se observar que um projeto geotécnico é influenciado por diversas incertezas e o engenheiro deve aprender a lidar com elas através dos fatores de segurança (globais ou parciais) e, como complemento, uma ferramenta auxiliar, a análise de confiabilidade.

Phoon (2008) destaca que uma vez que os modelos de cálculo geotécnico adotam simplificações, é possível melhorar os resultados obtidos através das calibrações dos modelos empíricos. Fatores de modelo, definidos como a razão entre a resposta medida para a resposta calculada, normalmente são utilizados para corrigir as simplificações em modelos de cálculo. É evidente que um parâmetro geotécnico (propriedade do solo ou do fator de modelo) pode apresentar um intervalo de valores, que podem ocorrer com frequências desiguais.

Phoon *et al.* (1995) desenvolveram um extenso estudo de calibração onde verificaram três faixas de variabilidade das propriedades do solo (baixa, média e alta), conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Variabilidade de parâmetros Geotécnicos.

Parâmetro Geotécnico	Faixas de Variabilidade	COV (%)
Resistência não drenada (Undrained shear strength)	baixa	10 – 30
	média	30 – 50
	alta	50 – 70
Ângulo de cisalhamento interno efetivo (Effective stress friction angle)	baixa	5 – 10
	média	10 – 15
	alta	15 – 20
Coefficiente de tensão horizontal (horizontal stress coeficiente)	baixa	30 – 50
	média	50 – 70
	alta	70 – 90

Nota: Adaptado de Phoon *et al.* (1995)

A prática existente de selecionar um valor característico com 5% de limite de exclusão é atraente para os profissionais, porque os cálculos de projeto podem ser realizados facilmente usando apenas um conjunto de valores de entrada. No entanto, esta simplicidade é enganadora. A escolha dos valores característicos afeta claramente a segurança geral do projeto, e não há meios simples de garantir que os valores selecionados irão atingir um nível consistente de segurança.

A análise de confiabilidade, apesar de seu potencial, não tem sido muito usada na prática rotineira das obras geotécnicas. Como principais razões para isso, nota-se:

- 1) a análise da confiabilidade envolve termos e conceitos com os quais a maioria dos engenheiros geotécnicos não estão familiarizados;
- 2) a maioria dos engenheiros acredita que o uso de análise da confiabilidade exigiria mais dados, tempo e esforço do que estão disponíveis na maioria das circunstâncias.

Entretanto, segundo Duncan (2000) é possível desenvolver uma análise de confiabilidade utilizando-se os mesmos dados utilizados no dimensionamento, necessitando-se para tal apenas desenvolver um tratamento estatístico adequado. Quanto ao tempo e esforços extras dispendidos nesse processo, com certeza serão menores do que os recursos financeiros e horas técnicas dispensadas no caso de um eventual sinistro.

Desta forma, neste trabalho, pretende-se mostrar que uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas, e um meio de distinguir quais incertezas têm um impacto maior na segurança da obra.

2 – ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

A análise de confiabilidade é caracterizada por um parâmetro definido como índice de confiabilidade (β).

Sendo a resistência (R) e a solitação (S) variáveis de base, pode-se escrever que (Fig. 1):

$$Z_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (1)$$

$$Z_S = \frac{R - \mu_S}{\sigma_S} \quad (2)$$

em que:

- μ_R – Resistência média;
- μ_S – Solitação média;
- σ_R – desvio padrão da resistência;
- σ_S – desvio padrão da solitação;

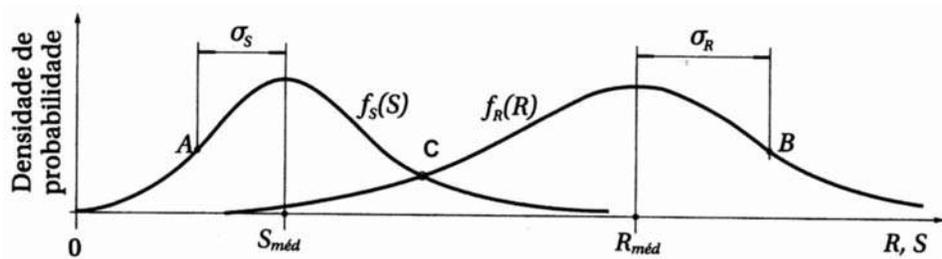


Fig. 1 – Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solitação.

(Fonte: Cintra e Aoki (2010))

As variáveis Z_R e Z_S são chamadas de variáveis reduzidas. Rearranjando-se as Equações 1 e 2, R e S podem ser expressas em termos de variáveis reduzidas como:

$$R = \mu_R + Z_R \cdot \sigma_R \quad (3)$$

$$Q = \mu_Q + Z_Q \cdot \sigma_Q \quad (4)$$

A função estado limite $f(R, Q) = R - Q$ pode ser expressa em termos das variáveis reduzidas utilizando as Equações 3 e 4. O resultado é:

$$f(Z_R, Z_Q) = \mu_R + Z_R \cdot \sigma_R - \mu_Q - Z_Q \cdot \sigma_Q = (\mu_R - \mu_Q) + Z_R \cdot \sigma_R - Z_Q \cdot \sigma_Q \quad (5)$$

Para qualquer valor específico de $f(Z_R, Z_Q)$ a Equação 5 representa uma linha reta nas variáveis espaço reduzido Z_R e Z_Q a linha correspondente a $f(Z_R, Z_Q) = 0$ separa o domínio seguro e domínio de falha no espaço de variáveis reduzidas (Fig. 2).

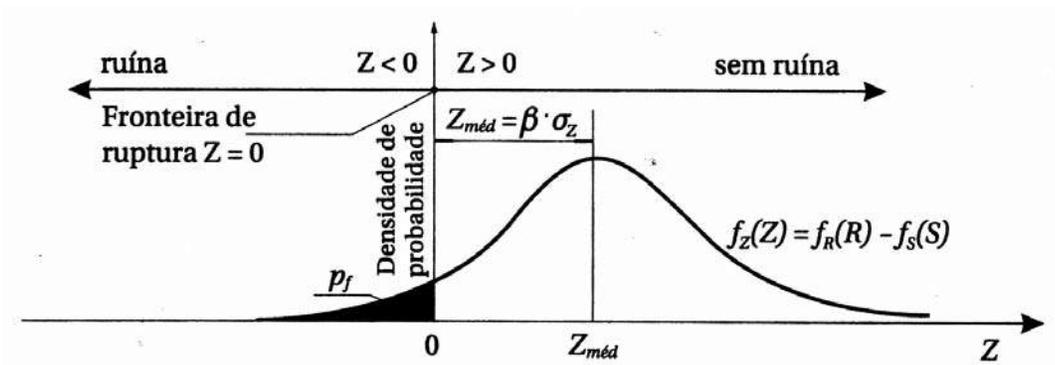


Fig. 2 – Função Margem de Segurança
(Fonte: Cintra e Aoki (2010))

No caso de distribuição normal a confiabilidade pode ser escrita como:

$$\beta = \frac{1 - (1/FS)}{\sqrt{COV_R^2 + (1/FS)^2 \cdot COV_S^2}} \quad (6)$$

em que:

- FS – fator de segurança;
- COV_R – coeficiente de variação da resistência;
- COV_S – coeficiente de variação sollicitação.

Onde o COV_R e COV_S podem ser calculados como:

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \text{ e } COV_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S} \quad (7)$$

E, para o caso de distribuição do tipo lognormal, a confiabilidade β pode ser escrita como:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\left(\frac{FS}{\sqrt{1 + COV_{FS}^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + COV_{FS}^2)}} \quad (8)$$

em que:

- COV_{FS} é o coeficiente de variação do fator de segurança.

Nota-se que para a distribuição lognormal a confiabilidade fica definida apenas em função do fator de segurança (FS) e do coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS}).

A probabilidade de ruína (P_f) (Fig. 3) é função direta de β .

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (9)$$

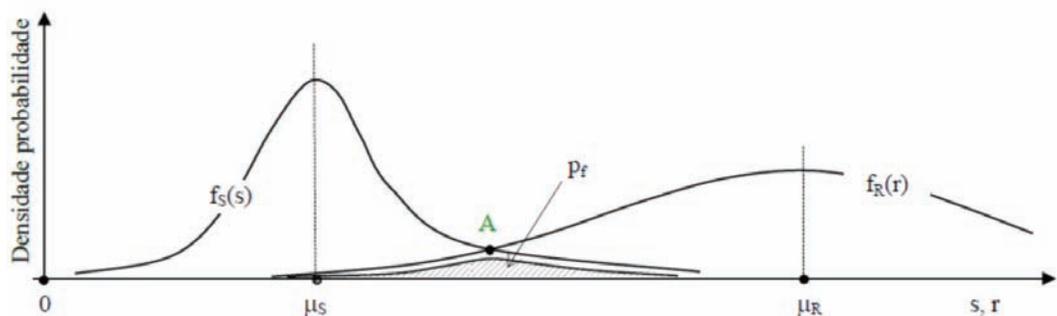


Fig. 3 – Probabilidade de ruína e curva de densidade de probabilidade de ruína (Fonte: Aoki (2009)).

Onde $\Phi(\beta)$ é uma função de distribuição normal, comumente encontrada em tabelas de livros de estatística e representada na Tabela 3.

O Tabela 4 lista β e P_f para componentes geotécnicos representativos e sistemas e os seus níveis de desempenho esperados. O valor de β varia geralmente de 1 a 5, correspondendo a P_f variando de aproximadamente 0,16 a $3 \cdot 10^{-7}$. Projetos geotécnicos exigem valor β de pelo menos 2 (ou seja, $P_f < 0,023$) para um nível esperado de desempenho melhor do que “pobre”. Um valor relativamente pequeno de P_f é de grande interesse para a prática geotécnica.

O Eurocode 0 (2002), em seu Anexo B, traz especificado os valores mínimos recomendados para o índice de confiabilidade (β) no estado limite último, para obras temporárias (vida útil de 1 ano) e para obras permanentes (vida útil de 50 anos), para as classes de confiabilidade RC1, RC2 e RC3 associadas às classes de consequência CC1, CC2 e CC3. Esses valores estão representados na Tabela 5.

Tabela 3 – β em função de P_f .

N	$P_f = 1/N$	β
2	0,5	0,000
5	0,2	0,842
10	0,1	1,282
20	0,05	1,645
100	0,01	2,326
1.000	0,001	3,090
5.000	0,0002	3,540
10.000	0,0001	3,719
50.000	0,00002	4,107
100.000	0,00001	4,265
1.000.000	0,000001	4,768

Nota: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Tabela 4 – Relação entre índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f).

Índice de confiabilidade (β)	Probabilidade de falha $P_f = 1 - \Phi(\beta)$	Nível de desempenho esperado
1.0	0.16	Perigoso
1.5	0.07	Insatisfatório
2.0	0.023	Pobre
2.5	0.006	Abaixo da média
3.0	0.001	Acima da média
4.0	0.00003	Bom
5.0	0.0000003	Alto

Nota: Adaptado de U.S. Army Corps of Engineers (1997).

Tabela 5 – Valores Mínimos Recomendados para o Índice de confiabilidade (β) (Estado Limite Último) de acordo com o Eurocode 0 (2002) – Anexo B.

Classes de Confiabilidade	Conseqüências para perdas de vidas humanas, econômicas, sociais e conseqüências para o meio-ambiente	Índice de confiabilidade (β)	
		β para T=1 ano	β para T = 50 anos
DA-1	Alta	5,2	4,3
DA-2	Média	4,7	3,8
DA-3	Baixa	4,2	3,3

Nota: Adaptado do Eurocode 0 (2002).

Também no Eurocode, em seu Anexo C, são apresentados os Índices de Confiabilidade (β) para diferentes estados limites conforme pode-se observar na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores Alvo, Índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_f) para Categorias de Estrutura 2 de acordo com o Eurocode 0 (2002) – Anexo C.

Estados Limites	Alvo do Índice de Confiabilidade (β)		Alvo da Probabilidade de falha (P_f)	
	1 ano	50 anos	1 ano	50 anos
Último	4,7	3,8	1×10^{-6}	$7,2 \times 10^{-5}$
Fadiga		1,5 a 3,8 ⁽¹⁾	2×10^{-3}	$6,7 \times 10^{-2}$
Manutenção (irreversível)	2,9	1,5	2×10^{-3}	$6,7 \times 10^{-2}$

⁽¹⁾depende do grau de instabilidade, reparabilidade e tolerância aos danos.

Nota: Adaptado de Orr e Breyse (2008).

2.1 – Incertezas no Fator de Segurança

Todos os termos envolvidos no cálculo de uma estrutura de contenção têm algum grau de incerteza. Portanto o valor calculado para o FS também envolve alguma incerteza. Para avaliar a incerteza envolvida entre todos os termos pode-se utilizar o Método do U.S. Corps of Engineers (1997), que envolve os seguintes passos:

- 1) Estimar os desvios-padrão das quantidades envolvidas no processo. Na próxima seção desse trabalho são discutidos alguns métodos para estimativa do desvio padrão.
- 2) Usar as Equações seguintes, propostas pelo Método do U.S. Corps of Engineers (1997), para estimar o desvio padrão e coeficiente de variação do fator de segurança:

$$\sigma_{FS} = \sqrt{\left(\frac{\sum_{i=1}^N \Delta FS_i}{2}\right)^2} \quad (10)$$

$$COV_{FS} = \frac{\sigma_{FS}}{FS_{VMP}} \quad (11)$$

em que ΔFS_i é a variação do coeficiente de segurança do parâmetro i , determinado através de $\Delta FS_i = (FS_i^+ - FS_i^-)$, FS_i^+ é o fator de segurança com o valor calculado do primeiro parâmetro aumentado por um desvio padrão a partir do seu melhor valor estimado e FS_i^- é o fator de segurança com o valor calculado do primeiro parâmetro diminuído um desvio padrão.

No cálculo FS_i^+ e FS_i^- , os valores de todas as outras variáveis são mantidos nos seus valores mais prováveis.

Os valores de ΔFS_2 , ΔFS_3 , ΔFS_4 e ΔFS_N são calculados pela variação dos valores das outras N variáveis para mais e menos um desvio padrão de seus valores mais prováveis.

FS_{VMP} é igual ao valor mais provável do fator de segurança, calculado usando os melhores valores estimados para todos os parâmetros.

- 3) Substituir o valor de $\Sigma \Delta FS$ na Equação 10, o valor do desvio padrão do fator de segurança (σ_{FS}) é encontrado, e o coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS}), pode ser calculado usando a Equação 11.
- 4) Com os valores de FS_{VMP} e COV_{FS} conhecidos, a probabilidade de falhas e a confiabilidade do fator de segurança podem ser determinadas utilizando a Equação 6.

Conforme observado por Duncan (2000) não há um ‘prova’ de que os fatores de segurança sigam uma distribuição lognormal, ou seja, a hipótese de uma distribuição lognormal para fator de segurança não implica que os valores das variáveis individuais são distribuídos da mesma forma.

É importante ressaltar também que o Método do U.S. Corps of Engineers (1997) é um método simplificado, onde as variáveis aleatórias consideradas (peso específico, intercepto de coesão e ângulo de atrito interno efetivo) são estatisticamente independentes sendo, neste caso, esta aproximação aceitável para fins práticos.

2.2 – Métodos para Estimativa do Desvio Padrão

Dependendo da quantidade de dados disponíveis, vários métodos podem ser utilizados para estimar os desvios padrões dos parâmetros geotécnicos. Quatro métodos que são aplicáveis a várias situações são descritos nos parágrafos seguintes.

2.2.1 – Análise estatística com distribuição normal

Se estiverem disponíveis dados suficientes, o desvio padrão (σ) pode ser calculado por:

$$\sigma = \frac{\sqrt{\sum [(x_i - \bar{x})^2]}}{N - 1} \quad (12)$$

em que:

- x_i é o valor do parâmetro x para o índice i ;
- \bar{x} é o valor médio do parâmetro x ;
- N é o número de valores de x (tamanho da amostra).

Segundo Duncan (2000) a determinação dos valores de desvio padrão através da Equação 12, para análises de confiabilidade não é recomendada em engenharia geotécnica, porque na maioria dos casos, a quantidade de dados é muito limitada.

A fim de ser capaz de aplicar a análise de confiabilidade, onde a quantidade de dados disponíveis é limitada e são muitas propriedades estimadas usando correlações, é necessária a utilização de outros métodos para estimar os valores de desvio padrão. Três de tais métodos estão descritos nos tópicos seguintes.

2.2.2 – Análise estatística com distribuição T-Student

A utilização de uma distribuição normal para amostras pequenas, com menos de 30 elementos, é inadequada, sendo mais interessante o uso da distribuição *T-Student* (Fig. 4).

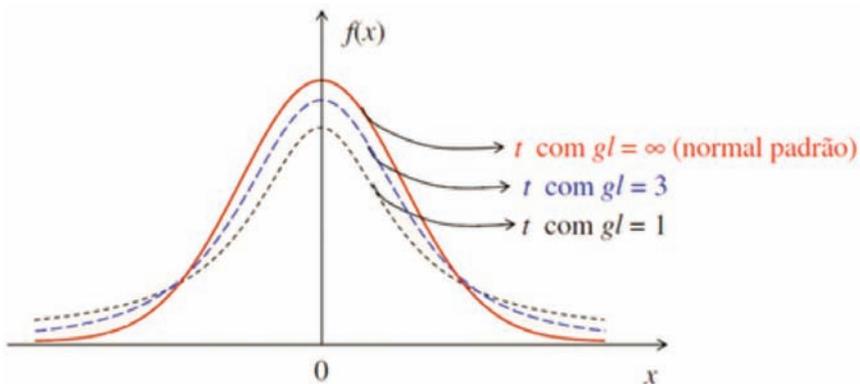


Fig. 4 – Distribuição *T-Student* para $gl = 1$, $gl = 3$ e $gl = \infty$ (normal padrão).
(Fonte: Borna et al. (2010))

A distribuição *T-Student* é similar à distribuição normal; ambas são simétricas em relação a média zero. Ambas as distribuições são em forma de sino, mas a distribuição *T-Student* reflete uma maior variabilidade, com curvas mais alargadas, que é de se esperar em amostras pequenas.

A distribuição de *T-Student* é diferente da normal uma vez que a sua variação depende do tamanho da amostra n que é sempre maior do que 1. Quanto maior o grau de liberdade (ν), mais a distribuição *T-Student* se aproxima da distribuição normal. Somente quando o tamanho da amostra $n \rightarrow \infty$ (quando $n > 30$ os valores já são bem próximos) as duas distribuições se tornarão as mesmas.

2.2.3 – Valores publicados na bibliografia técnica

Uma abordagem para estimar os valores de desvio padrão quando os dados disponíveis não são suficientes para o cálculo utilizando a Equação 12 é a utilização de estimativas com base em valores publicados em artigos científicos, que são mais convenientemente expressas em termos do coeficiente de variação, COV :

$$COV = \frac{\sigma}{x} \quad (13)$$

a partir do qual o desvio-padrão pode ser calculado:

$$\sigma = (COV).(x) \quad (14)$$

É importante resaltar a necessidade do uso de bom senso na aplicação dos valores de COV de fontes publicadas, e considerar o melhor grau de incerteza possível no caso específico em questão.

2.2.4 – Regra dos Três-Sigma

Duncan (2000), citando Dai e Wang (1992), diz que a Regra dos 3σ usa o fato de que 99,73% de todos os valores de um parâmetro normalmente distribuído caem dentro de três desvios padrão da média (Fig. 5). Ou seja, o maior valor concebível do parâmetro (H_{VP}), e o menor valor concebível do parâmetro (L_{VP}), localizam-se cerca de três desvios padrão acima e abaixo do valor médio.

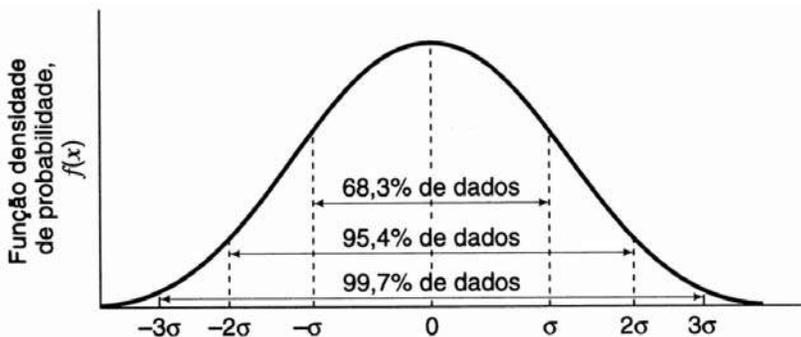


Fig. 5 – Distribuição de probabilidade para variáveis distribuídas normalmente (Fonte: Budhu (2013)).

O uso da Regra dos 3σ para estimar um valor de desvio padrão, consiste em primeiro, estimar os maiores e os menores valores possíveis do parâmetro e, depois, dividir a diferença entre eles por seis:

$$COV = \frac{H_{VP} - L_{VP}}{6} \quad (15)$$

Segundo Duncan (2000) ao utilizar a Regra dos 3σ para estimar os desvios-padrão e coeficientes de variação, deve ser feito um esforço consciente por parte do engenheiro geotécnico para tornar o intervalo entre H_{VP} e L_{VP} tão largo quanto aparentemente possível, ou ainda mais, esforçando-se para superar a tendência natural de fazer a faixa muito pequena.

É importante destacar que, com a Regra dos 3σ :

- 1) É possível estimar os valores de desvio padrão utilizando as mesmas quantidades e tipos de dados que são usados para análises geotécnicas convencionais.
- 2) Pode ser aplicada quando estão disponíveis apenas dados limitados e também pode ser utilizada para avaliar a razoabilidade dos valores dos coeficientes de variação de fontes publicadas, considerando-se que o menor valor possível seria três desvios padrão abaixo da média e o maior valor possível seria três desvios padrão acima da média.
- 3) Não é rigidamente correspondente a uma distribuição assumida da variável.

Na Tabela 7 Duncan (2000) apresenta uma coletânea de valores do Coeficiente de Variação para propriedades geotécnicas e ensaios *in situ*.

Tabela 7 – Valores do coeficiente de variação (COV) para propriedades geotécnicas e ensaios *In Situ*.

Propriedade ou resultado do ensaio <i>in situ</i>	Coeficiente de variação COV (%)	Pesquisador
Unidade de peso (γ)	3 – 7%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Unidade de peso submerso (γ_{sub})	0 – 10%	Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Ângulo de cisalhamento interno efetivo (ϕ')	2 – 13%	Har (1984), Kulhawy (1992)
Relação resistência não-drenada (c_u/σ'_v)	5 – 15%	Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Índice de compressão natural (C_c)	10 – 37%	Har (1984), Kulhawy (1992), Duncan (2000)
Pressão de pré-consolidação (σ_p)	10 – 35%	Harr (1984), Lacasse and Nadim (1997), Duncan (2000)
Coeficiente de consolidação (C_v)	33 – 68%	Duncan (2000)
Número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT})	15 – 45%	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Dilatômetro de Marchetti – DMT (q_{DMT})	5 – 15%	Kulhawy (1992)
Vane Test – resistência não-drenada (c_u)	10 – 20%	Kulhawy (1992)

Nota: Adaptado de Duncan (2000).

3 – ESTUDO DE CASO

A metodologia aqui descrita foi aplicada para análise de confiabilidade de uma estrutura contenção do tipo cortina de topo livre destinada para contenção de uma escavação de dois subsolos de um edifício residencial e comercial localizado na região central do município de Maringá, PR.

O projeto de contenção foi desenvolvido em parede diafragma com lama bentonítica (Fig 6), atendendo às condições mínimas de estabilidade e de serviço sem a utilização de escoramento ou atirantamento. No dimensionamento foi adotado para o ângulo de atrito solo/muro $\delta=0$ com o

objetivo de obter-se o valor máximo de empuxo horizontal. No terreno adjacente pode ser aplicada uma sobrecarga acidental de até 10 kN/m² (Fig. 6a).

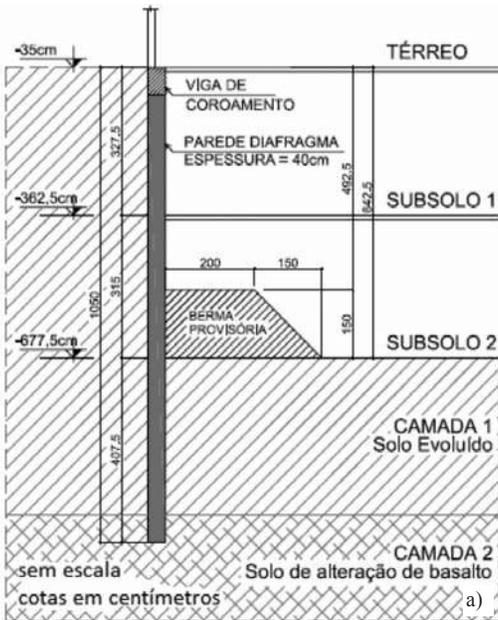


Fig. 6 – (a) Seção típica da estrutura de contenção. (b) Vista da obra.

No local de implantação da obra foram realizados quatro furos de sondagem do tipo SPT, como mostrado na Fig. 7.



Fig. 7 – Localização esquemática das sondagens e condições do entorno da obra.

As sondagens (Fig. 8) revelaram que a camada superficial do subsolo no local de implantação da obra é constituída por solo evoluído (Latosolo Vermelho Férrico), proveniente de alteração de basalto, classificado como argila siltosa porosa, de cor marrom escuro, com espessura variando entre 9,9m e 10,6m. Abaixo dessa camada superficial encontra-se uma camada de alteração de basalto (solo residual jovem), classificada de argila siltosa a silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado pelas sondagens de simples reconhecimento, encontra-se na camada de solo de alteração de basalto. No furo SPO1 o nível encontrou-se a 20,10 m de profundidade em 29/10/2012, no furo SPO2 o nível encontrou-se a 20,75 m de profundidade em 22/10/2012, no furo SPO3 o nível encontrou-se a 19,90 m de profundidade em 22/10/2012 e no furo SPO4 o nível encontrou-se a 21,38 m de profundidade em 26/10/2012.

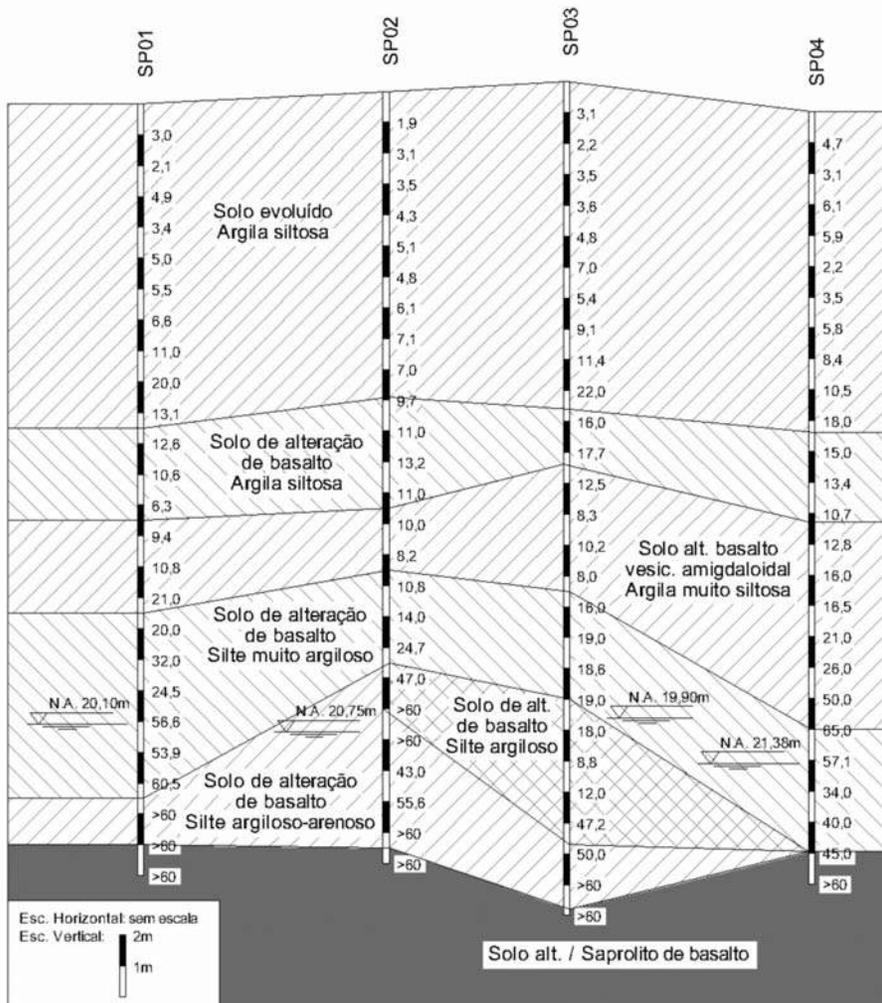


Fig. 8 – Perfil geotécnico do terreno.

Na Fig. 9a encontram-se representados o número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}). Na Fig. 9b são representados os respectivos ângulos de cisalhamento interno efetivo (ϕ'), calculados segundo Hatanaka e Uchida (1996):

$$\phi' = 3,5\sqrt{N_{SPT}} + 22,3^\circ \quad (16)$$

Apesar da Equação 16 ter sido originalmente desenvolvida para solos arenosos, os resultados obtidos para o ângulo de atrito interno efetivo ficaram dentro do intervalo de resultados típicos esperados, principalmente para a camada de solo evoluído.

Também na Fig. 9b estão representados os valores médios do ângulo de atrito interno efetivo juntamente com os limites inferiores (L_{vp}) e superiores (H_{vp}) calculados segundo distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

$$L_{vp} = \bar{x}_{\phi'} - 1,645 * \sigma_{\phi'} \text{ e } H_{vp} = \bar{x}_{\phi'} + 1,645 * \sigma_{\phi'} \quad (17)$$

Por fim, na Fig. 9c estão representados os coeficientes de variação para os ângulos de atrito interno efetivo ($COV_{\phi'}$). Os $COV_{\phi'}$ ao longo do perfil geotécnico foram calculados através da análise estatística com distribuição *T-Student*. Nota-se que o coeficiente de variação do ângulo de atrito efetivo até a profundidade de 18m tem seus valores no intervalo apresentado na Tabela 7. De acordo com os valores representados na Tabela 2 pode-se classificar a variabilidade do ângulo de atrito efetivo como média.

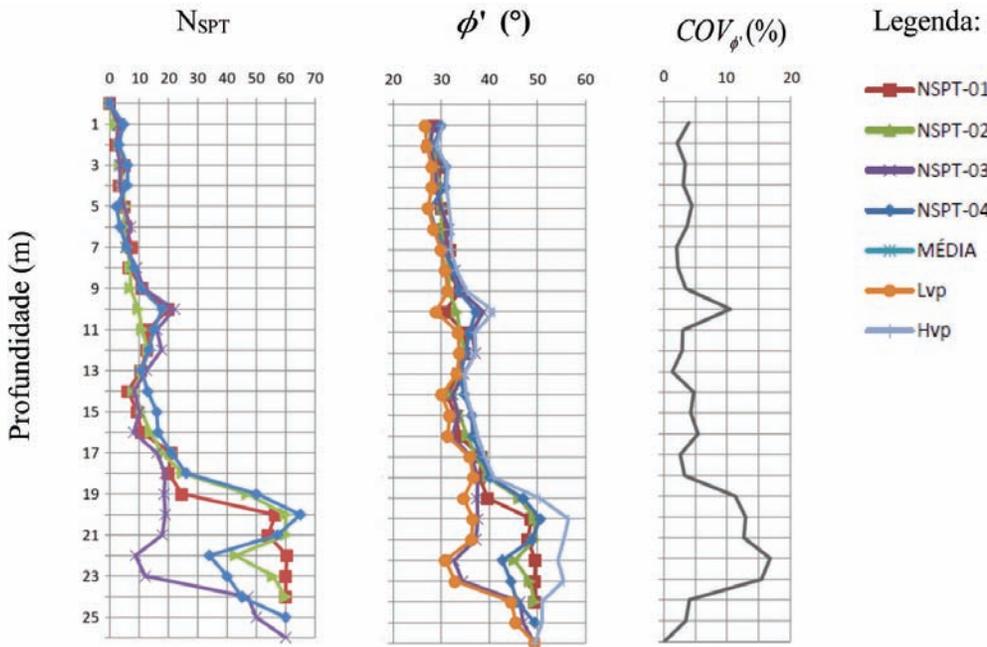


Fig. 9 – (a) Número de golpes dos ensaios SPT (N_{SPT}), (b) Ângulo de cisalhamento interno efetivo (ϕ') e (c) Coeficiente de Variação ($COV_{\phi'}$).

Na ausência de ensaios de laboratório, adotou-se o peso específico do solo a partir de valores aproximados representados na Tabela 8 em função da consistência da argila que, por sua vez, pode ser definida em função do índice de resistência à penetração (N_{SPT}), de acordo com a NBR 6484 (2001). Os valores calculados estão representados graficamente na Fig. 10. Vale ressaltar que até à profundidade de 21m o coeficiente de variação encontra-se dentro do intervalo apresentado na Tabela 7.

Tabela 8 – Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT}	Consistência	γ (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972).

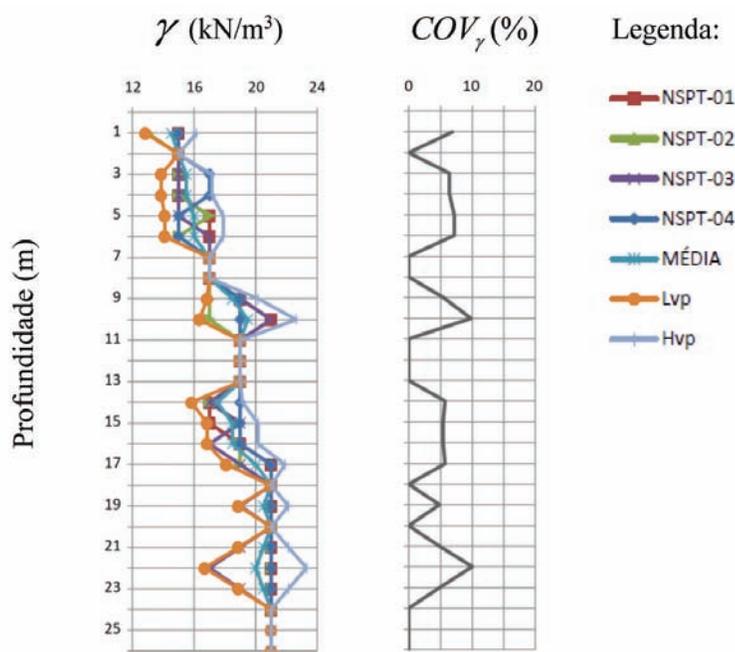


Fig. 10 – (a) Peso específico (γ) e (b) Coeficiente de variação (COV_{γ}).

Neste trabalho, o intercepto de coesão efetiva será determinado por duas correlações recomendadas por Reis (2013) para o solo em específico da região de implantação da obra, expressas pela Equação 18, para limite inferior mais provável (L_{vp}) e, pela Equação 19, para o limite superior mais provável (H_{vp}), ambas relacionadas com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$c'_{Lvp} = 2N_{SPT}, \text{ para } 5 \leq N_{SPT} \leq 15 \quad (18)$$

$$c'_{Hvp} = 6,5N_{SPT}, \text{ para } 5 \leq N_{SPT} \leq 15 \quad (19)$$

Para o caso específico do intercepto de coesão efetiva, como têm-se duas equações, o menor (L_{VP}) e maior (H_{VP}) os valores mais prováveis foram calculados independentes segundo uma distribuição normal com 5% de limite de exclusão.

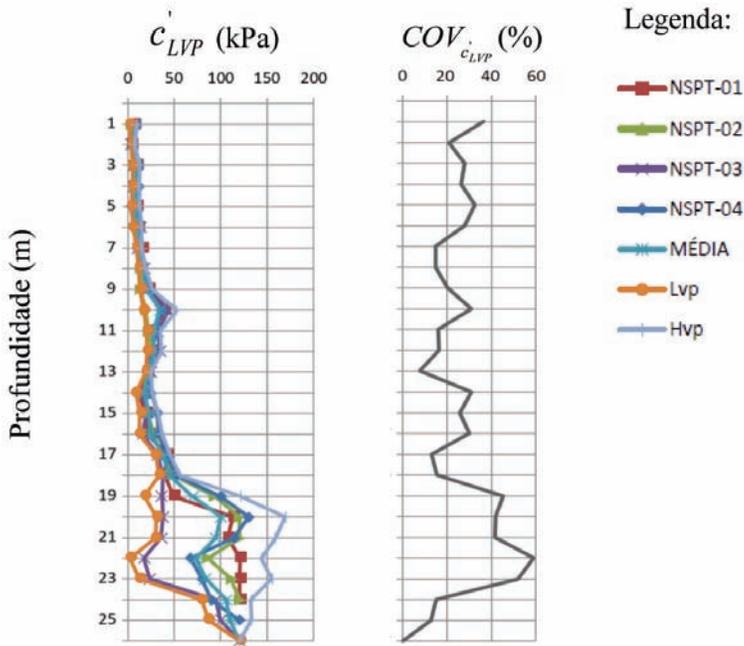


Fig. 11 – (a) Intercepto de coesão efetiva – limite inferior (c'_{LVP}) e (b) Coeficiente de variação ($COV_{c_{LVP}}$).

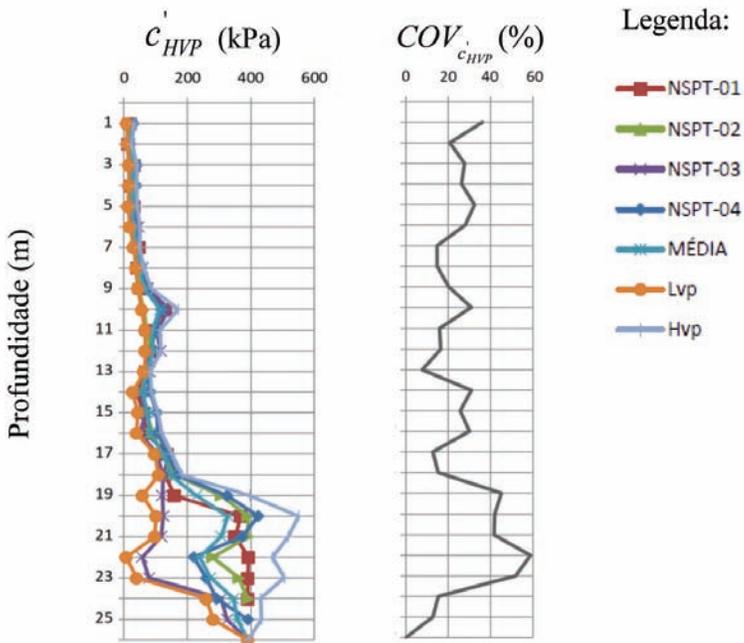


Fig. 12 – (a) Intercepto de coesão efetiva – limite inferior (c'_{HVP}) e (b) Coeficiente de variação ($COV_{c_{HVP}}$).

4 – METODOLOGIA PARA CÁLCULO DA CONFIABILIDADE

Como citado anteriormente, todos os termos envolvidos no cálculo do FS (γ , ϕ , c') possuem algum grau de incerteza logo, o cálculo de FS também envolve alguma incerteza. Além disso, o próprio método de cálculo de estabilidade possui simplificações e desta forma também possui alguma incerteza. Aplicando-se o método proposto pelo U. S. Army Corps of Engineers (1997) pode-se estimar a confiabilidade do FS, obtendo-se uma melhor compreensão de seu valor.

A análise de estabilidade quanto a ruptura global será desenvolvida através do Software Slope/SPW versão 2014.

Apesar do Software Slope/SPW possuir um módulo de análise de confiabilidade baseado no método de simulação de Monte Carlo a idéia de se utilizar o método proposto pelo U. S. Army Corps of Engineers (1997) é mostrar que, mesmo sem o auxílio de um software específico e mais sofisticado, é possível desenvolver uma aplicação prática através de um método mais simples e portanto mais acessível as pessoas com poucos recursos tecnológicos e também com pouca experiência na área de análise de confiabilidade em projetos de contenções uma vez que o método permite visualizar a influência de cada parâmetro sobre o fator de segurança.

São propostos 2 cenários de análise de confiabilidade:

- No 1º cenário será considerado $c'=0$;
- No 2º cenário será considerado $c' \neq 0$.

A proposta do 1º cenário deve-se ao fato do intercepto de coesão efetiva poder variar em função da condição de umidade do solo. Um aumento da umidade implica, entre outros aspectos, em uma diminuição da coesão aparente do solo, ou seja, leva a uma diminuição da força de atração entre as partículas pelas tensões capilares e, desta forma, optou-se por efetuar uma análise para $c'=0$.

Os valores calculados para os parâmetros de solo, através das correlações empíricas, foram calibrados com os resultados de ensaio *in situ* desenvolvidos no Campo Experimental da Universidade Estadual de Maringá (UEM) (Tabela 9).

Os valores dos parâmetros mais prováveis de cálculo estão representados na Tabela 10. O método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) será adotado como método de como padrão na análise de estabilidade, ou seja, todas os fatores de segurança (FS) decorrentes das variações dos parâmetros de solo serão calculadas utilizando-se o Método de Bishop Simplificado.

Na sequência calcula-se, para os valores mais prováveis dos parâmetros, os FS para outros diferentes métodos de cálculo da estabilidade. Além do método de Bishop Simplificado (1955) foram calculados os FS para os métodos: Fellenius (1927), Janbu Simplificado (Janbu, 1963), Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967). Todos os valores de FS obtidos estão representados na Tabela 11.

Calcula-se então o fator de segurança, pelo método de Bishop Simplificado, com o maior valor mais provável do primeiro parâmetro (FS_{1+}) e, na sequência com o menor valor mais provável (FS_{1-}). Calcula-se então $\Delta FS_1 = (FS_{1+} - FS_{1-})$. Esse procedimento repete-se para todos os parâmetros. Os resultados de cálculo são apresentados na Tabela 12, para o 1º cenário e, na Tabela 13, para o 2º cenário.

Substituindo-se os valores de ΔFS_N na Equação 9, calcula-se o valor do desvio padrão do fator de segurança (σ_{FS}) e, utilizando-se a Equação 10, calcula-se o coeficiente de variação do fator de segurança (COV_{FS}).

Aplicando os valores de σ_{FS} e COV_{FS} na Equação 8, obtem-se β_{LN} e, utilizando a função DIST.NORMP.N do Excel, obtem-se o índice de confiabilidade associado, e a correspondente P_f .

Tabela 9 – Resultados típicos dos ensaios de caracterização geotécnica e parâmetros de solos constituintes do subsolo do Campo Experimental da UEM.

Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (Latosolo Vermelho férrico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,0 – 17,0	15,5 – 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	29,7 – 30,8	28,0 – 30,5
Umidade natural	w (%)	29 – 35	43 – 55
Grau de saturação	S_r (%)	37 – 70	60 – 100
Índice de vazios	e	1,45 – 2,50	1,25 – 2,00
Porosidade	η (%)	60 – 70	55 – 67
Fração de argila	%	55 – 78	50 – 60
Fração de silte	%	15 – 33	26 – 35
Fração de areia	%	8 – 12	13 – 15
Límite de liquidez	LL (%)	55 – 70	60 – 95
Límite de plasticidade	LP (%)	40 – 50	41 – 66
Índice de plasticidade	IP (%)	15 – 24	20 – 40
Atividade coloidal	AC	0,20 – 0,35	0,34 – 0,75
Tensão de pré-adensamento	P_a (kN/m ²)	(N_{SPT}) / (0,020 a 0,035)	–
Índice de compressão natural	Cc	0,500 – 0,750	0,700 – 1,100
Ângulo de atrito interno efetivo	ϕ'	27 – 32	22 – 26
Intercepto de coesão	c'	10 – 30	30 – 100
Envoltória característica (efetiva)	τ_r (kN/m ²)	$10 + \sigma' \text{tg}30^\circ$	$30 + \sigma' \text{tg}24^\circ$
Coefficiente de permeabilidade	k (cm/s)	10^{-3}	
Peso específico aparente seco máximo (E.N.)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	14,0 – 15,5	12,5 – 13,5
Umidade ótima (E.N.)	$w_{\acute{o}t}$ (%)	28 – 34	37 – 42
CBR (E.N.)	CBR (%)	7 – 25	5 – 16
Expansão (E.N.)	%	0,1 – 0,3	0,4 – 4,2

Fonte: Cavalcante *et al.* (2006).

Tabela 10 – Valores mais prováveis para propriedades geotécnicas.

Variável	Valores mais Prováveis	
	1º Cenário	2º Cenário
Peso específico solo camada 1 (γ)	16 kN/m ³	16 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (ϕ')	30°	30°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')	0	22,3 kPa
Peso específico solo camada 2 (γ)	16,8 kN/m ³	16,8 kN/m ³
Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (ϕ')	24°	24°
Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')	0	66,6 kPa

5 – RESULTADOS

Na Tabela 11 estão representados os valores de FS para os 1º e 2º cenários obtidos para os métodos de cálculo de estabilidade propostos neste artigo.

Pode-se observar que os FS obtidos no 1º cenário, onde foi desprezada o intercepto de coesão do solo, são menores que os valores obtidos para o 2º cenário. Entretanto mesmo desprezando-se o intercepto de coesão pode-se observar que o menor FS obtido atende ao valor mínimo exigido para obras provisórias de FS=1,50 propostos na Tabela 1 e pelas NBR9061 (1985) e NBR11682 (2006), exceto o resultado obtido pelo método de Fellenius para o 1º cenário.

Na Tabela 12 estão representados os valores de FS obtidos no 1º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Estes resultados podem ser melhor entendidos graficamente através da Fig. 13, onde percebe-se melhor o “peso” de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Tabela 11 – Valores de FS para diferentes métodos de cálculo de estabilidade.

Método de Cálculo	Fator de segurança (FS)	
	1º Cenário	2º Cenário
Fellenius (1967)	1,40	3,63
Bishop Simplificado (1955) (*)	1,86	4,15
Janbu Simplificado (1963)	1,83	4,04
Morgenstern-Price (1965)	1,86	4,10
Spencer (1967)	1,86	4,10

Nota: *método de cálculo padrão

Tabela 12 – 1º Cenário: Maior e Menor valor mais provável para propriedades geotécnicas.

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS) (*)	ΔFS
Valor mais provável de FS		1,86	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		1,86	0,46
Menor valor mais provável		1,40	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável (kN/m3)	17,0	1,85	-0,02
Menor valor mais provável (kN/m3)	15,0	1,87	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (φ')			
Maior valor mais provável (°)	32	1,92	0,09
Menor valor mais provável (°)	29	1,83	
(d) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável (kN/m3)	18,0	1,88	0,03
Menor valor mais provável (kN/m3)	15,5	1,85	
(e) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (φ')			
Maior valor mais provável (°)	26	1,97	0,22
Menor valor mais provável (°)	22	1,75	

(*)calculados pelo Método de Bishop Simplificado (1955).

Nota-se que, para o 1º cenário, o método de cálculo utilizado na análise de estabilidade tem grande peso, seguido peso ângulo de atrito interno efetivo da camada 2 e do ângulo de atrito interno efetivo da camada 1. O peso específico do solo das camadas 1 e 2 tem pouca influência sobre o fator de segurança.

Com os valores apresentados na Tabela 12, utilizando a Equação 10 obtem-se $\sigma_{FS}=0,26$. Ao aplicar-se esse valor a Equação 11 obtem-se $COV_{FS}=14\%$ e, por fim, utilizando-se a Equação 8 determina-se o valor de $\beta_{LN}=4,4$ que corresponde a uma $P_f=0,0000054$.

Ao comparar-se a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 4, observa-se que a estrutura analisada tem um nível de desempenho definido como *bom*. Vê-se também na Tabela 5 e Tabela 6, considerando a estrutura como DA1, que a mesma atende o valor mínimo de β para obras provisórias especificados no Eucode.

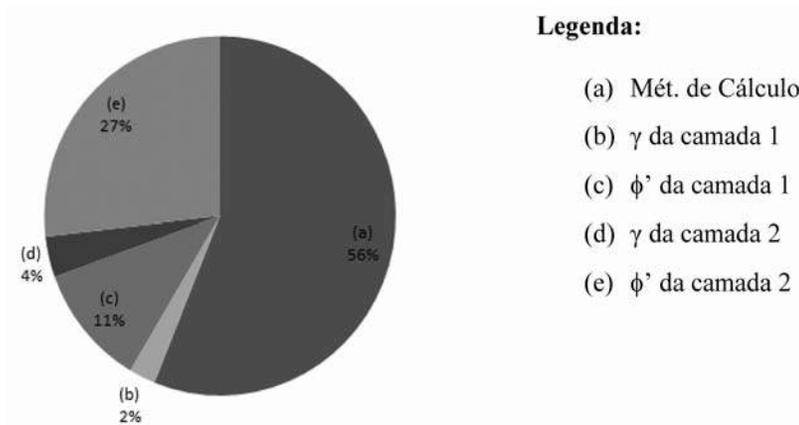


Fig. 13 – Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 1º Cenário.

Na Tabela 13 encontram-se representados os valores de FS obtidos no 2º cenário para o maior e menor valor provável das propriedades. Da mesma forma, estes resultados podem ser melhor entendidos graficamente ao observar a Fig. 14, onde nota-se melhor a influência de cada parâmetro no cálculo do fator de segurança e, conseqüentemente, sobre o cálculo da confiabilidade e da probabilidade de falha.

Através da Fig. 14, pode-se observar que, para o 2º cenário, o intercepto de coesão da 2ª camada de solo utilizada tem grande peso, seguido pelo método de cálculo de estabilidade e do intercepto de coesão da 1ª camada de solo. O peso específico do solo da camada 2 tem pouca influência sobre o fator de segurança.

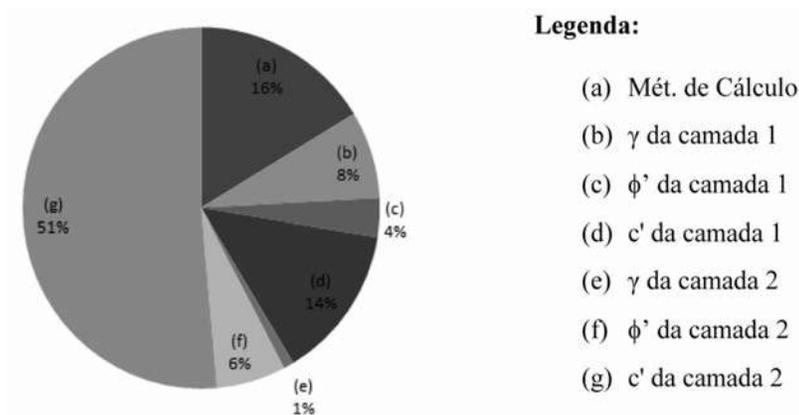


Fig. 14 – Representação Gráfica do ΔFS para cada Variável no 2º Cenário.

Tabela 13 – 2º Cenário: Maior e Menor valor mais provável para propriedades geotécnicas.

Variável	Valores	Fator de Segurança (FS) (*)	ΔFS
Valor mais provável de FS		4,00	
(a) Método de cálculo			
Maior valor mais provável		4,00	0,52
Menor valor mais provável		3,48	
(b) Peso específico solo camada 1 (γ)			
Maior valor mais provável	17	3,88	-0,25
Menor valor mais provável	15	4,13	
(c) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 1 (φ')			
Maior valor mais provável	32	4,22	0,44
Menor valor mais provável	29	3,78	
(d) Intercepto de coesão efetiva solo camada 1 (c')			
Maior valor mais provável	30	4,22	0,44
Menor valor mais provável	10,7	3,78	
(e) Peso específico solo camada 2 (γ)			
Maior valor mais provável	18	4,01	0,03
Menor valor mais provável	15,5	3,98	
(f) Ângulo de atrito interno efetivo solo camada 2 (φ')			
Maior valor mais provável	26	4,10	0,20
Menor valor mais provável	22	3,90	
(g) Intercepto de coesão efetiva solo camada 2 (c')			
Maior valor mais provável	100	4,81	1,64
Menor valor mais provável	33,2	3,17	

(*)calculados pelo Método de Bishop Simplificado (1955).

Da mesma forma, com os valores apresentados na Tabela 13, utilizando-se a Equação 10 obte-se $\sigma_{FS}=0,904$. Ao aplicar-se a Equação 11 obtem-se $COV_{FS}=22,6\%$ e, por fim, aplicando-se a Equação 8 obtem-se $\beta_{LN}=6,0994$ que corresponde a uma $P_f=0,00000000053$.

Ao se comparar a confiabilidade obtida com os valores apresentados na Tabela 4, pode-se dizer que a estrutura analisada tem um nível de desempenho *alto*. Nota-se também na Tabela 5 e Tabela 6, considerando a estrutura como DA1, que a mesma atende o valor mínimo de β para obras provisórias no Eucode.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do estudo de caso realizado e da abordagem proposta pode-se afirmar que, na análise quanto à ruptura global, para o 1º e 2º cenários atenderam o fator de segurança (FS) mínimo previsto para obras provisórias pela NBR 9061 (1985) e NBR 11.682 (1991).

A análise de confiabilidade, segundo o Army Corps of Engineers (1997), demonstra que, para o 1º cenário, a estrutura tem um desempenho definido como *bom* e, para o 2º cenário, seu desempenho é definido como *alto*. Já em relação ao recomendado pelo Eurocode, tem-se que para o 1º e 2º cenários, a estrutura atende o índice de confiabilidade (β) mínimo especificado.

A Análise de Confiabilidade utilizando o método proposto pelo U. S. Army Corps of Engineers (1997) permite uma visualização de como cada parâmetro geotécnico influencia no cálculo do fator de segurança global (FS), conforme pode-se observar nas Fig. 13 e Fig. 14, destacando assim qual parâmetro deve ter maior atenção na sua determinação.

Assim como Duncan (2000), pode-se afirmar que a probabilidade de falha (P_f) não deve ser vista como um substituto para o fator de segurança (FS), mas como um complemento. Embora nem o fator de segurança (FS), nem a confiabilidade (β) possam ser calculadas com elevada exatidão, ambos acabam se completando.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aoki, N. (2009). O Dogma do Fator de Segurança. *Curso sobre a inclusão da probabilidade de ruínas no cálculo do fator de segurança*. São Paulo: ABMS, 2009. Disponível em: <<http://www.emtermos.com.br/abms/ed30/textos/PALESTRA%20DOGMA%20FATOR%20SEGURAN%C3%87A.pdf>>. Acesso em: 26 marc. 2015.
- Bishop, A. W. (1955). *The use of slip circle in the stability analysis of slopes*. Géotechnique, v. 5, n. 1, 7-17.
- Bornia, A. C.; Barbeta, P. A.; Reis, M. M. (2010). *Estatística para Cursos de Engenharia e Informática*. 3. ed. Editora Atlas, São Paulo, Brasil.
- Eurocode 0 (2002) - *Basic of Structural Design*. British Standard, London, England.
- Budhu, M. (2013). *Fundações e Estruturas de Contenção*. Tradução de Luiz Antonio Vieira CARNEIRO e Mara Esther MARQUES. 1. ed. Editora LTC - Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, Brasil.
- Cavalcante, E. H. et al. (2006). Workshop Campos Experimentais – Campo Experimental da Unicamp. *XIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, v. único, p. 28-35.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por Estacas: projeto geotécnico*. 1. ed. Editora Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Dai, S.-H.; Wang, M. O. (1992). *Reliability analysis in engineering applications*. Van Nostrand Reinhold, New York.
- Duncan, J. M. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 126, n. 4, p. 307-316.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*, Ernst & Sohn, Berlin.

- Godoy, N. S. (1972). *Fundações*. Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos, Editora USP, São Carlos, Brasil.
- Gusmão Filho, J. (2006). *Desempenho de Obras Geotécnicas*. Editora Universitária da UFPE, Recife, Brasil.
- Hatanaka, M.; Uchida, A. (1996). *Empirical Correlations Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils*. Soils and Foundations, v. 36, n.4, p. 1-9.
- Harr, M. E. (1984). *Reliability-based design in civil engineering*. Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C.
- Janbu, N. (1963). *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test*. Proceedings of the 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden. v. 1.
- Kulhawy, F. H. (1992). *On the evaluation of soil properties*. ASCE Geotech. Spec. Publ. No. 31, 95-115.
- Lacasse, S.; Nadim, F. (1997). *Uncertainties in characterizing soil properties*. Publ. No. 201, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo,
- Morgenstem, N. R.; Price, V. E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, 15, 79-93.
- NBR 6484 (2001). *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, Norma Técnica, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 9061 (1985). *Segurança de Escavação a Céu Aberto – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, Norma Técnica, Rio de Janeiro, Brasil.
- NBR 11682 (2006). *Estabilidade de Encostas*. Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, Norma Técnica, Rio de Janeiro, Brasil.
- Orr, T. L. L.; Breyse, D. (2008). Eurocode 7 and reliability-based design. In: *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering: Computations and Applications*. 1. ed., Cap. 8, p. 298-343, Ed. Taylor & Francis, Abington.
- Phoon, K.; Kulhawy, F. H.; Grigoriu, M. D. (1995). *Reliability-Based Design of Foundation for Transmission Line Structures*. Ed. Ithaca.
- Phoon, K. K. (2008). Computations and Applications. In: *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering*. 1. ed., Cap. 1, p. 1-75, Ed. Taylor & Francis, New York, USA.
- Reis, J. C. (2013). *Estruturas de Contenção*. Notas de Aula, Programa de Pós-Graduação - PCV, Universidade Estadual de Maringá. Maringá - UEM., Brasil.
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. Géotechnique, 17, 11-26.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley & Sons, USA.
- U.S. Army Corps of Engineers (1997). *Introduction to Probability and Reliability Methods for use in Geotechnical Engineering*. Ed. DEPARTMENT OF THE ARMY, Washington DC, USA.
- Velloso, D. D. A.; Lopes, F. D. R. (2011). *Fundações*. 1. ed. Editora Oficina de Textos, v. Completo, São Paulo, Brasil.

INTEGRAÇÃO DE MODELOS GEOLÓGICO- -GEOTÉCNICOS E DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO: UM CASO DESAFIADOR DE REFORÇO DE MACIÇO NA SERRA DO MAR BRASILEIRA

Integration of geological-geotechnical models and instrumentation data:
A challenging case of a reinforced slope in a Brazilian coastal hillside

Alessander C. Morales Kormann*

Liamara Paglia Sestrem**

Thaís Perez Lazarim***

Larissa de Brum Passini****

Sergio Setsuo Asakawa*****

RESUMO – Este artigo apresenta a análise integrada de modelos geológico e geotécnicos, juntamente com dados de instrumentação, de um caso desafiador de monitoramento de estabilidade de talude, após a implantação de um sistema de contenção. O maciço conhecido como Morro do Boi, pertencente à Serra do Mar, encontra-se na pista sul da BR-101 no município de Balneário Camboriú/SC, Brasil. Historicamente, essa encosta apresenta a ocorrência de processos de movimentação, estando estes associados a eventos de precipitações pluviométricas. A investigação geológico-geotécnica contemplou ensaios geofísicos, SPT, sondagens mistas e permeabilidade, como também ensaios de laboratório de caracterização e cisalhamento direto. O monitoramento do talude, iniciado em maio de 2012 e ainda em curso, compreende os seguintes instrumentos: inclinômetros, tensiômetros, piezômetros elétricos e um pluviógrafo. As análises do monitoramento juntamente com as observações de visitas e ensaios de campo mostram a interrelação entre os dados providos dos diferentes instrumentos e apontam para a estabilidade do talude.

SYNOPSIS – This paper presents the integrated analysis of geological and geotechnical models, along with instrumentation data, of a challenging case of slope stability monitoring, after implementation of a reinforcement system. The slope known as Morro do Boi, belonging to the Serra do Mar, is located on the south lane of BR-101 in the city of Balneário Camboriú/SC, Brazil. Historically, this slope shows the occurrence of movement processes, these being associated with rainfall events. The geological and geotechnical research included geophysical tests, SPT, rotary drillings and permeability tests, as well as characterization and direct shear tests. The monitoring of the slope, started in May 2012 and still in progress, encompasses the following instruments: inclinometers, tensiometers, piezometers and one rain gauge. The analysis of monitoring data along with field observations and investigations show the interrelation between the data acquired with different instruments and suggests the stability of the slope.

PALAVRAS CHAVE – Modelo geológico-geotécnico, instrumentação geotécnica, maciço reforçado, estabilidade de taludes.

KEYWORDS – Geological and Geotechnical model, geotechnical monitoring, reinforced soil mass, slope stability.

* Doutor, Eng. Civil, Professor, Universidade Federal do Paraná, PR, Brasil. E-mail: alessander@ufpr.br

** Mestre, Eng. Civil, Doutoranda, Universidade Federal do Paraná, PR, Brasil.

E-mail: liamarasestrem@gmail.com

*** Mestre, Eng. Civil, Universidade Federal do Paraná, PR, Brasil. E-mail: thais.lazarim@gmail.com

**** Doutora, Eng. Civil, Pós-doutoranda, Universidade Federal do Paraná, PR, Brasil.

E-mail: larissapassini@hotmail.com

***** Eng. Civil, Arteris, SP, Brasil. E-mail: sergio.asakawa@arteris.com.br

1 – INTRODUÇÃO

Um dos aspectos importantes da malha viária brasileira que interliga os principais centros urbanos e industriais se refere ao fato do seu traçado frequentemente se dar através de encostas naturais da Serra do Mar. Esses maciços constituem-se em regiões de grande instabilidade geotécnica, com a ocorrência de escorregamentos associados a agentes ambientais como a precipitação pluviométrica. A pesquisa descrita no presente trabalho tem como objetivo aumentar o nível de segurança da operação de rodovias situadas em áreas sujeitas a movimentações de terra, investigando-se os fenômenos naturais envolvidos e a adequação de soluções tecnológicas para a estabilização das encostas. Em particular, um caso desafiador encontra-se na pista sul da BR-101 no município de Balneário Camboriú/SC, em um maciço conhecido como Morro do Boi. Historicamente, essa encosta apresenta a ocorrência de processos de movimentação, com o consequente acúmulo de detritos sobre a rodovia e interrupção de tráfego. Um deslizamento de grandes proporções ocorreu na área em novembro de 2008, quando foram registradas rupturas em inúmeras encostas, decorrentes das precipitações pluviométricas de extrema intensidade que ocorreram no estado de Santa Catarina (CIRAM, 2016), principalmente entre os dias 20 e 25, com valores acumulados para os dias 21, 22 e 23 em Brusque/SC de 339 mm e em Blumenau/SC de 533 mm (ANA, 2016). O talude em estudo foi estabilizado, a fim de se minimizar transtornos futuros aos usuários da rodovia. A necessidade de melhor compreender os mecanismos que podem deflagrar acidentes motivou a investigação e instrumentação do talude para o acompanhamento da solução de estabilização adotada. No decorrer deste artigo são apresentados e discutidos os resultados da investigação geológico-geotécnica e do monitoramento ao longo de aproximadamente quatro anos de acompanhamento do talude instrumentado, com uma série histórica iniciada em maio de 2012.

2 – DESCRIÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

Nas regiões litorâneas brasileiras situadas ao longo da Serra do Mar são identificados três grandes compartimentos geomorfológicos: Compartimento das Serras e Morros, Compartimento das Planícies e Compartimento dos Mangues. O Compartimento das Serras e Morros mostra-se como uma área de grande instabilidade natural ao apresentar um conjunto de características que contribuem para o desenvolvimento de processos erosivos, tais como: altas precipitações, taludes com declividades acentuadas, presença de afloramentos rochosos e redes de drenagem densas que se mostram susceptíveis a impactos de natureza antrópica, como: cortes (mudança de geometria) e alteração ou retirada da vegetação natural, entre outros.

No Compartimento das Serras e Morros encontra-se o Morro do Boi (Fig. 1), sendo esse inserido na porção sudeste do município de Balneário Camboriú/SC, entre as coordenadas S 27°05'00" / S 26°58'00" e O 48°37'00" / O 48°34'00", compreendendo praias como as de Laranjeiras, Taquarinhas, Taquaras, Pinho, Estaleiro e Estaleirinho, e os bairros Barra e Nova Esperança. Essa região delimita-se a leste pelo Oceano Atlântico, a noroeste pela presença de escarpas e morros do Complexo Cristalino, a nordeste pela BR-101 e ao sul pelo município de Itapema/SC.

Ao longo da extensão da BR-101, a qual intercepta o Morro do Boi, o maciço alcança cerca de 160 m de altitude. Entre os quilômetros 140+700 e 140+950 m (pista sul), onde foram desenvolvidos os trabalhos aqui descritos, o terreno apresenta desníveis de até 40 m, sendo a declividade média de estrutura de corte executada por ocasião da construção da rodovia entre 1V:1,5H e 1V:2,0H.

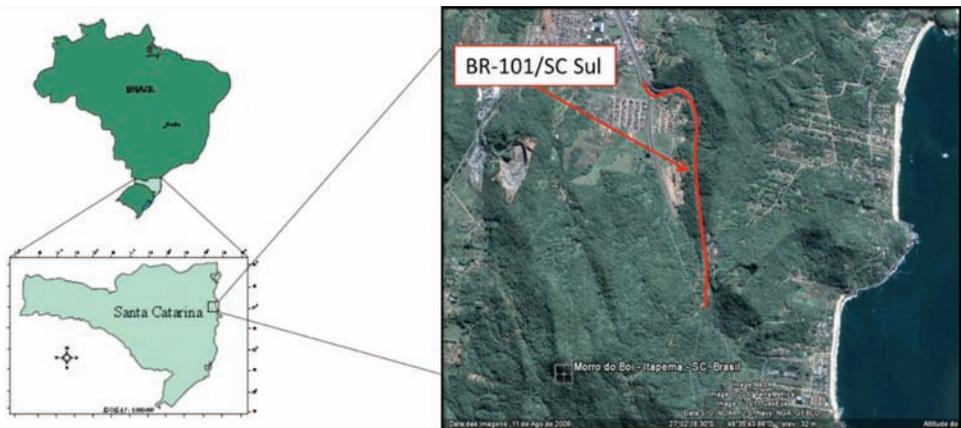


Fig. 1 – Mapa de localização do Morro do Boi.

As soluções de contenção adotadas nos quilômetros 140+700 e 140+950 m contemplaram um sistema combinado de ancoragens passivas (grampos) com tela metálica (Fig. 2). O uso de uma malha de aço, posicionada sobre o material instável, teve por objetivo controlar deformações do terreno, redistribuindo esforços para os grampos, que por sua vez foram chumbados no embasamento rochoso. A montante desse sistema de contenção, a solução de estabilização conta com uma viga de coroamento fixada no maciço rochoso com um reticulado de estacas raiz que visam confinar, através de uma estrutura mais rígida, a porção de solo do maciço que não sofreu grandes deformações nos escorregamentos de 2008.

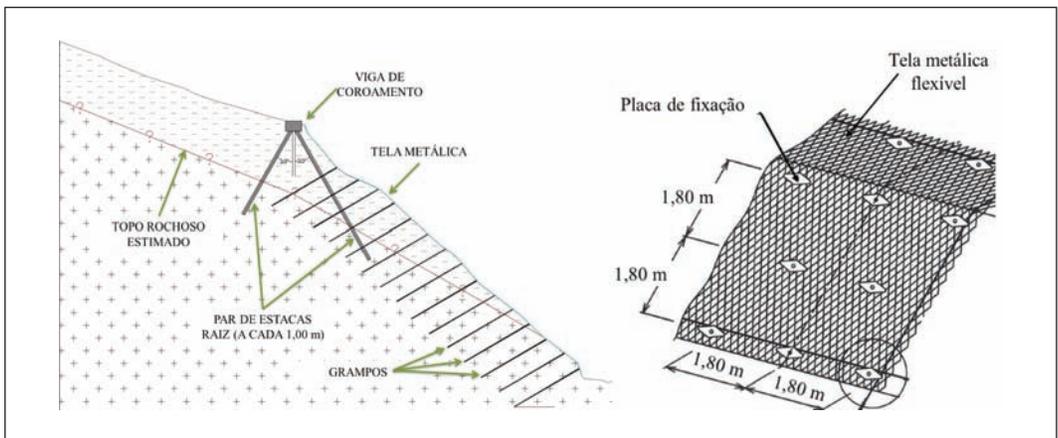


Fig. 2 – Seção esquemática da solução de estabilização adotada (Fonte: Adaptado de G4U Engenharia, 2010; Geobrug, 2016).

A encosta, além do sistema de contenção, recebeu um sistema de instrumentação (Fig. 3) composto por inclinômetros, tensiômetros, piezômetros elétricos, pluviógrafo, dentre outros equipamentos que não compreendem o escopo do presente artigo (e.g. crackmeters, strain gages e células de carga). O sistema de monitoramento dos aspectos geológico-geotécnicos, hidrológicos e ambientais visou o entendimento, acompanhamento e alerta de riscos da encosta, com medições que identificam precipitações pluviométricas, variações de poropressões e deslocamentos da massa de solo.

2.1 – Aspectos litológicos e geológicos

Uma descrição dos aspectos litológicos e geológicos do Morro do Boi pode ser encontrada em Acevedo (2013). A região do Morro do Boi caracteriza-se pela ocorrência de dois tipos principais de rochas: Migmatitos Morro do Boi (rocha metamórfica) e granitos da Suíte Intrusiva Nova Trento (rocha ígnea). O Migmatito Morro do Boi estende-se por uma faixa de direção nordeste-sudoeste (NE-SW), variando de 1 a 1,5 km de largura, com idade de cerca 2000 Ma, situada a sul e a leste da cidade de Camboriú/SC. O granito da Suíte Intrusiva Nova Trento apresenta-se como um corpo intrusivo no migmatito, estendendo-se desde as proximidades do rio Pequeno, ao sul de Camboriú, e apresentado a mesma direção nordeste-sudoeste (NE-SW), com cerca de 500 m de largura e cerca de 595 Ma.

Os migmatitos apresentam um predomínio de estrutura estromática, frequentemente dobrada (Lopes, 2008), onde são comuns xenólitos de rochas metabásicas. Conforme o mapa geológico do estado de Santa Catarina (CPRM, 2016), os migmatitos Morro do Boi apresentam mesossoma (parte intermediária) cinza escuro, de composição tonalito-granodiorítica com anfibólio, biotita, plagioclásio e quartzo. Variam desde homogêneos de aspecto maciço a finamente bandados, com alternância entre níveis milimétricos máficos e bandas quartzo-feldspáticas leucocráticas. Os

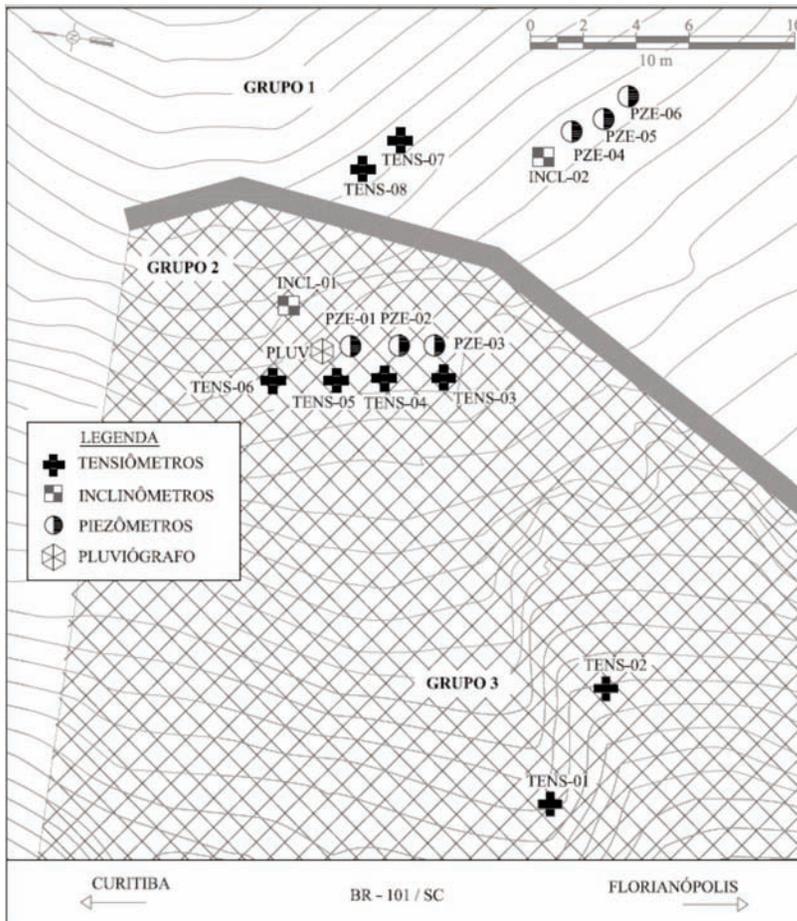


Fig. 3 – Sistema de contenção e instrumentação geotécnica do talude (vista em planta).

leucossomas são constituídos essencialmente por plagioclásio, quartzo e feldspato potássico, sendo que as proporções entre estes minerais varia localmente, principalmente quanto ao feldspato potássico. São frequentes diversas gerações de leucossomas quartzo-feldspáticos cinza esbranquiçados, com ou sem desenvolvimento de melanossomas biotíticos.

A Suíte Intrusiva Nova Trento é caracterizada por biotita monzogranitos (Lopes, 2008) a quartzo-sienitos de coloração cinza clara, com índice de cor entre 5 e 7, estrutura maciça e textura fanerítica equi a inequigranular. A granulação da rocha é média, com cristais maiores de feldspato alcalino branco (1 a 3 cm), em geral rodeados por biotita. Acessórios primários incluem muscovita, apatita, zircão e minerais opacos. É constituída por inúmeros corpos circunscritos, alinhados em uma direção preferencial NE-SW, de acordo com o mapa geológico do estado de Santa Catarina (CPRM, 2016).

Ambas as formações rochosas, quando frescas, apresentam-se pouco fraturadas e mecanicamente muito resistentes, sendo igualmente afetadas por pelo menos uma zona de cisalhamento bem evidenciada, reconhecida em diversos pontos mapeados em campo.

Quatro sistemas de fraturas foram identificados na região de estudo, sendo dois de alto ângulo de inclinação e dois de baixo ângulo de inclinação. O mais importante deles, dada sua maior frequência de ocorrência, é o Sistema NE-SW, caracterizado por fraturas de cisalhamento verticais ou subverticais, direcionadas para NE-SW. O segundo sistema em importância é o Sistema NW-SE, caracterizado por fraturas verticais ou subverticais de direção noroeste. Os outros dois sistemas de fraturas caracterizam-se por baixos ângulos de inclinação, um deles direcionado para NNW e mergulhos medianos para oeste-noroeste (Sistema NNW) e o outro, por fraturas de alívio de pressão, ou de deslocamento, dispostas subhorizontalmente.

Os dois sistemas de alto ângulo de inclinação são mais bem desenvolvidos e mostram continuidade ao longo do afloramento. Suas superfícies apresentam-se planas ou ligeiramente onduladas, o que lhes garante um coeficiente de rugosidade JRC estimado visualmente entre 0 e 4. Os dois sistemas de baixo ângulo de inclinação apresentam-se com superfícies irregulares, frequentemente onduladas. O mais antigo é representado por planos de cisalhamento preenchidos por solo. O mais recente caracteriza-se pela presença de fraturas abertas, não preenchidas, muito irregulares em perfil e com coeficientes de rugosidade JRC estimados visualmente entre 8 e 12.

2.2 – Caracterização geotécnica

O solo verificado no Morro do Boi é principalmente do tipo colúvio/tálus, tendo em vista a presença de blocos de dimensões e formatos diferentes, verificados em praticamente todos os afloramentos das encostas dos morros. Solos coluvionares apresentam-se em contato abrupto com rochas frescas ou alteradas, sendo provenientes da acomodação de antigos escorregamentos em áreas de baixadas, selas topográficas ou qualquer depressão no terreno. Em locais mais restritos, geralmente nos sopés dos morros e em áreas mais planas, ocorrem solos mais evoluídos (residuais), do tipo cambissolo, originados da alteração do migmatito, situados abaixo dos colúvios.

Através de ensaios de campo realizados no talude, tais como eletrorresistividade, três furos de SPT (*Standard Penetration Test*) e cinco SM (Sondagem Mista), observou-se a ocorrência de uma camada superficial de solo areno-siltoso com espessura em torno de 3,0 m, composto em algumas regiões pela presença de blocos de rocha. Tem-se ainda uma camada de rocha muito alterada com espessura em torno de 3,0 m, sobre uma camada de rocha moderadamente alterada encontrada a partir de 6,0 m de profundidade e com espessura em torno de 3,0 m, que se sobrepõe ao maciço de migmatito bandado, encontrado a partir de aproximadamente 9,0 m de profundidade. O nível d'água foi identificado em todas as sondagens, variando entre 3,5 m e 6,7 m de profundidade por ocasião da realização dos ensaios (Sestrem, 2012).

O método geofísico de resistividade elétrica foi empregado para complementar a exploração do subsolo. Foram realizadas seis seções de caminhamentos, sendo uma paralela à rodovia, situada próximo ao pé do talude, com extensão de 120 m e cinco transversais, tendo início no topo do maciço e fim na pista da BR-101/SC (pista sul), com extensão média de 280 m. Com base nas informações obtidas foram mapeadas três camadas geoeletricas, estando a primeira relacionada com os materiais de cobertura e as demais com o material rochoso alterado e são. Foi possível ainda caracterizar a presença de blocos e matacões na primeira camada de maneira expressiva, assim como inferir a presença de estruturas geológicas (provavelmente fraturas) na segunda e terceira camada.

O solo superficial coluvionar apresentou índices de N_{SPT} variando entre aproximadamente 9 a 40 golpes, crescentes com a profundidade ao longo do furo de sondagem, características de um material mediamente compacto a compacto. Abaixo dessa camada, as sondagens atingiram o impenetrável, sendo esses resultados provavelmente falseados devido à presença de blocos de rocha em alguns pontos. Através das sondagens mistas, obtiveram-se altas porcentagens de RQD (*Rock Quality Designation*) providas dos testemunhos de sondagens realizadas com recuperação contínua de amostra, caracterizando a excelente qualidade do maciço rochoso encontrado ao atingir-se a rocha sã (RQD de 90% a 100%). Quanto à camada de rocha moderadamente alterada, os valores médios de RQD obtidos foram de 60%, considerados de qualidade razoável (Lazarim, 2012; Sestrem, 2012). Um perfil geológico-geotécnico do talude é apresentado na Fig. 4.

Os ensaios de condutividade hidráulica *in situ*, para o solo superficial coluvionar, apresentaram valores compreendidos entre $4,47 \times 10^{-7}$ e $1,71 \times 10^{-6}$ m/s, conforme Pretto (2014). A campanha de campo foi combinada com ensaios laboratoriais de caracterização e resistência ao cisalhamento direto para amostras de solo superficial/coluvionar inundadas, coletadas nas profundidades de 0,25 m até 1,27 m, apresentando ângulo de atrito médio de 34° e intercepto coesivo médio de 2 kPa. De acordo com Lazarim (2012), todas as amostras ensaiadas foram classificadas como SM (areias siltosas) segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS (DNIT, 2006), apresentando baixíssima plasticidade, com valores médios de Limite de

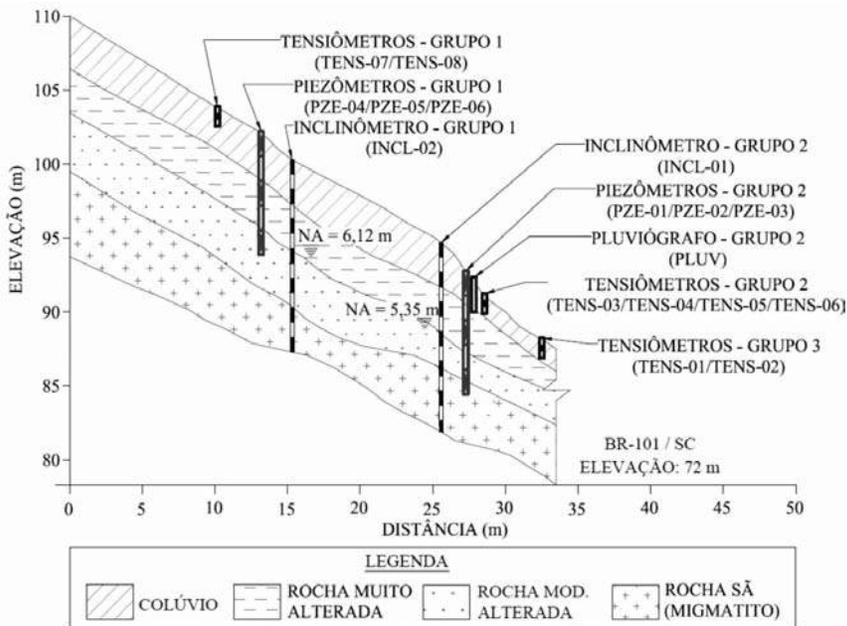


Fig. 4 – Perfil geológico-geotécnico do talude.

Plasticidade (LP) de 26,9%, Limite de Liquidez (LL) de 31,9% e Índice de Plasticidade (IP) de 5%. Através das curvas granulométricas constata-se que as amostras apresentam baixo teor de argila, em média 5%, com fração silte em torno de 25%, teor de areia preponderante, em média 60%, e com pedregulho correspondendo à fração média de 10%. Os valores de umidade natural de campo variaram entre 12% e 28%. A massa específica real dos grãos média foi de 2,66 g/cm³ e o peso específico natural médio foi igual a 16,20 kN/m³ (Pretto, 2014).

Levantamentos topográficos anteriores e posteriores à ruptura ocorrida em 2008 permitiram identificar a massa rompida com base nas diferenças altimétricas dos perfis, bem como conduzir uma retroanálise do movimento de massa. Para tal, fixaram-se valores de coesão e variou-se o ângulo de atrito, de modo a se encontrar o fator de segurança unitário para a superfície de ruptura previamente definida. Diferentes cenários de poropressão foram considerados, obtidos modificando-se a posição do nível d'água. Com base nessas análises, interpretou-se um ângulo de atrito efetivo médio (operacional) do material entre 26° e 30° e um intercepto coesivo efetivo inferior a 2 kPa.

Complementando o estudo, análises tensão x deformação bidimensionais com elementos finitos permitiram incluir os grampos, a tela metálica e as estacas raiz. O estudo individual desses elementos buscou avaliar sua sensibilidade/influência na segurança da encosta. Para tal, foi utilizado o método da Redução da Resistência ao Cisalhamento (*SSR – Shear Strength Reduction*) do software *Phase2* da Rocscience. O procedimento consiste em cálculos iterativos: reduz-se a resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) dos materiais modelados com um determinado fator e procede-se a uma análise tensão x deformação. O processo foi repetido para diferentes fatores de redução, até que o modelo se tornasse instável, ou seja, que a solução não apresente mais convergência. Tal fator de redução (SRF) representa um índice de segurança, indicando a razão entre a resistência ao cisalhamento dos materiais e a resistência mínima para manter o modelo estável (em equilíbrio).

Os parâmetros geotécnicos (caracterização e resistência ao cisalhamento) foram definidos com base nos ensaios de laboratório e de campo realizados previamente e nas retroanálises. As propriedades de deformabilidade foram obtidas na literatura. As variações do nível de água se basearam nos dados de monitoramento disponíveis, sendo avaliados ainda dois cenários de poropressão, de modo a se testar condições favoráveis e desfavoráveis extremas. Para os materiais que compõem o sistema de estabilização (tela metálica, grampos), foram utilizados dados fornecidos pelos fabricantes. Devido a limitações do software, considerou-se ainda uma condição de equilíbrio inicial (carregamentos devidos somente ao peso próprio) e o comportamento da tela como de um material plástico com resistência residual idêntica à de pico (160 kN/m).

Inicialmente, fez-se uma análise considerando todas as seções dos caminhamentos geofísicos transversais realizados no km 140+700 m, sem a implantação do sistema de estabilização. Os resultados (valores de SRF) obtidos foram bastante reduzidos, variando entre 0,76 e 1,06, o que evidenciou a necessidade das obras de estabilização. Cabe ressaltar que, por se tratar de uma etapa preliminar, tais análises não consideraram os diferentes níveis de lençol freático, o que tenderia a reduzir ainda mais o SRF. Na sequência, os elementos do sistema de estabilização foram adicionados ao modelo. Para essas análises, foi utilizado o caminhamento elétrico CE-02, que forneceu o menor resultado de SRF na análise anterior apesar de não representar a seção de maior declividade. Tal característica pode ser atribuída à influência das estruturas geológicas e à espessura das camadas no comportamento do maciço. Os resultados foram divididos em SRF¹, representando o fator de redução para a toda a seção (desde o nível da rodovia até o ponto de maior elevação do maciço) e SRF², contemplando apenas a região da obra de contenção. Incertezas nos parâmetros adotados foram avaliadas através de um estudo paramétrico, onde se observou que os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) têm uma importância/sensibilidade preponderante nos resultados em comparação com as propriedades elásticas dos materiais (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson).

Os resultados das análises com variação do lençol freático mostraram que uma diferença relativamente pequena em sua posição (e.g. 80 cm) traz um impacto significativo nos fatores de redução de resistência. Para todo o maciço, os valores de SRF¹ variaram de 0,88 (condição mais desfavorável) a 1,25 (sem ocorrência de lençol freático), enquanto que para a área do sistema grampos/tela/estacas raiz os valores de SRF² situaram-se entre 1,98 e 2,49.

Com o objetivo de estudar o provável comportamento da encosta caso fossem introduzidas variações na geometria dos grampos, foram também avaliadas outras áreas de influência (definidas pelo produto do espaçamento transversal pelo longitudinal entre grampos) e seções transversais das barras. As áreas de influência consideradas foram: 1,80, 3,24, 5,4, 9,0 e 18,0 m². Como referência para essas análises, foi considerado um fator de segurança (FS) de 1,5, com base nas prescrições da NBR 11682 (ABNT, 2009). Ressalta-se que no método tensão x deformação o resultado é dado em valores de Fator de Redução de Resistência (FRS), sendo utilizado o FS prescrito em norma apenas para efeitos de comparação e análise.

Com base na análise SRF¹, que representa o comportamento de toda a encosta, foi possível observar que as diferentes áreas de influência dos grampos utilizados na obra de contenção são relevantes em termos de estabilidade até valores próximos a 5,4 m² (1,8 m x 3,0 m). Além disso, áreas de influência acima de 9,0 m² (1,8 m x 5,0 m) não afetam de modo expressivo a segurança global da encosta. Quanto à seção dos grampos, concluiu-se que áreas acima de 500 mm² (grampos com seção a partir de 1 1/8") não geram aumentos significativos na segurança.

2.3 – Instrumentação geotécnica

O plano de instrumentação geotécnica, concebido e implantado na encosta, dividiu-se em 3 (três) grupos (Fig. 3), sendo uma localizada acima da viga de concreto armado (Grupo 1) e duas dentro da área reforçada com grampos e tela metálica (Grupos 2 e 3).

As profundidades adotadas para instalação dos equipamentos foram estabelecidas com base nos modelos geológico-geotécnicos obtidos através da investigação e análise do local de interesse com visitas de campo, conforme apresentado na Fig. 5, Fig. 6 e no Quadro 1.

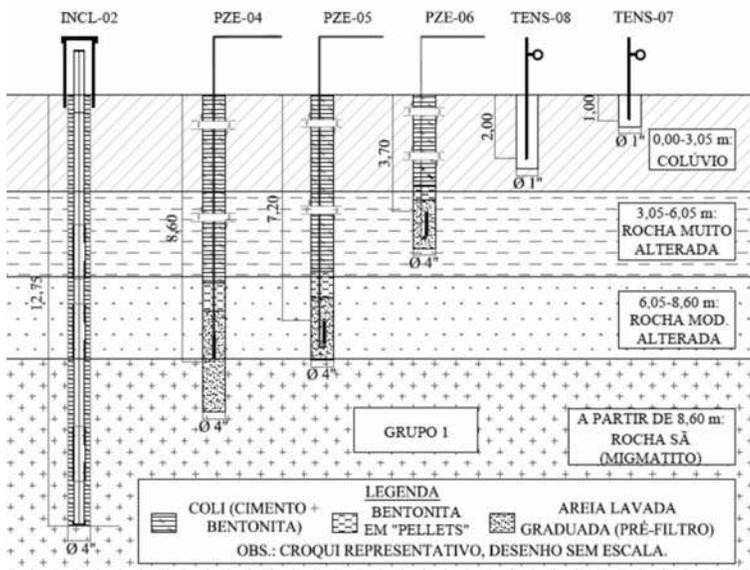


Fig. 5 – Perfis de instalação dos equipamentos de instrumentação do talude (Grupo 1).

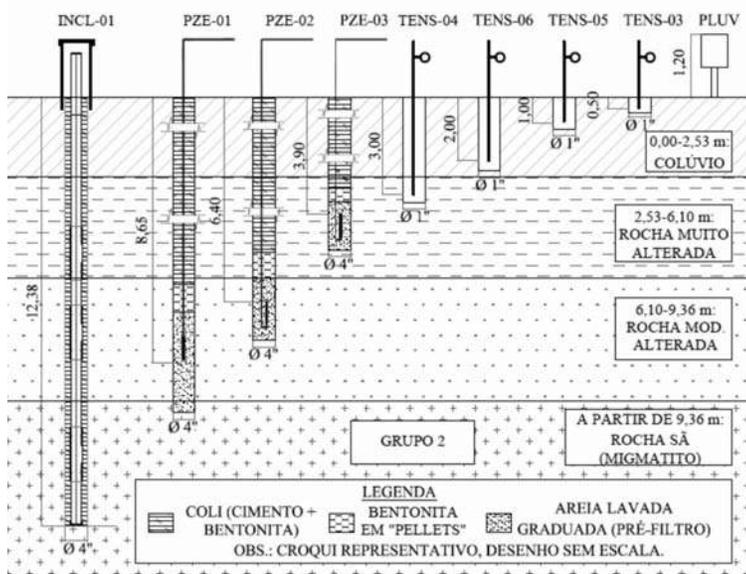


Fig. 6 – Perfis de instalação dos equipamentos de instrumentação do talude (Grupo 2).

Quadro 1 – Instalação dos equipamentos de instrumentação geotécnica.

Grupos	Instrumento	Cota (m)	Profundidade (m)	Material
1 (superior)	PZE-04	101,5	8,60	Rocha alterada/sã
	PZE-05	101,5	7,20	Rocha alterada
	PZE-06	101,5	3,70	Colúvio/Rocha muito alterada
	INCL-02	101,5	12,75	Rocha sã
	TENS-07	103,7	1,00	Colúvio
	TENS-08	103,9	2,00	Colúvio
2 (central)	PZE-01	92,4	8,65	Rocha alterada/sã
	PZE-02	92,4	6,40	Rocha alterada
	PZE-03	92,4	3,90	Colúvio/Rocha muito alterada
	INCL-01	92,4	12,38	Rocha sã
	TENS-03	92,4	0,50	Colúvio
	TENS-04	92,4	3,00	Colúvio
	TENS-05	92,4	1,00	Colúvio
	TENS-06	92,4	2,00	Colúvio
	PLUV-01	92,4	1,20 (Acima do solo)	-
3 (inferior)	TENS-01	86,0	1,00	Colúvio
	TENS-02	88,0	2,00	Colúvio

Os equipamentos selecionados foram baseados principalmente em suas aplicações e histórico de utilização no meio acadêmico/científico e da prática geotécnica de monitoramento de taludes (Dunnicliff, 1988; Silveira, 2006; Dixon e Spriggs, 2007; Eberhardt, 2008), sendo eles: inclinômetros, piezômetros, tensiômetros e pluviógrafos (Lim *et al.*, 1996; Li *et al.*, 2005; Marinho, 2005; Cerqueira, 2006; Zhan *et al.*, 2007; Bonzanigo *et al.*, 2007; Simeoni e Mongiovi, 2007; Leung *et al.*, 2011; Tommasi *et al.*, 2013).

O plano de monitoramento pode ser classificado de acordo com as seguintes premissas: (i) medição do comportamento geotécnico da encosta através de piezômetros de corda vibrante com leituras das poropressões positivas, tensiômetros com acompanhamento das poropressões negativas e inclinômetros com monitoramento dos deslocamentos horizontais; e (ii) medição de precipitação pluviométrica através de um pluviógrafo. Existe ainda uma terceira componente no plano de instrumentação, não abordada no presente artigo, que envolve *strain gages* e células de carga nos grampos e *crackmeters* (extensômetros) na tela metálica.

Para a determinação de poropressões positivas foram utilizados seis piezômetros elétricos de corda vibrante (PZE-01, PZE-02, PZE-03, PZE-04, PZE-05 e PZE-06), tendo a escolha sido fundamentada em seu desempenho para medições em longo prazo, tempo de resposta rápido e possibilidade de automação.

Para as camadas superficiais, propôs-se ainda o monitoramento das poropressões negativas com a utilização de oito tensiômetros convencionais (TENS-01, TENS-02, TENS-03, TENS-04, TENS-05, TENS-06, TENS-07 e TENS-08). Esses sensores apresentam uma faixa de leituras suficiente para determinação da sucção dos solos coluvionares.

Para o monitoramento de deslocamentos horizontais no talude, foram instalados dois inclinômetros convencionais (INCL-01 e INCL-02). A escolha desse instrumento teve como premissa a utilização de um método que obtivesse leituras sub-superficiais, descartando-se assim os métodos que obtêm apenas deslocamentos horizontais superficiais. De maneira a garantir a ancoragem dos inclinômetros, definiu-se como critério de paralisação das perfurações para sua instalação um embutimento de 3,0 m no horizonte de rocha sã (recuperação acima de 95%).

Para as leituras dos sensores relacionados com o comportamento geotécnico, utilizou-se um sistema de aquisição de dados automático (*datalogger*), com armazenamento de leituras a cada 8 horas. Tal sistema coleta e armazena as medições de todos os instrumentos, com exceção dos inclinômetros (que possuem leituras manuais) e do pluviógrafo (que possui aquisição de dados independente). Para que todos os sensores fossem lidos foi necessário utilizar multiplexadores, os quais são instrumentos capazes de expandir o número de canais de leitura do *datalogger*. De maneira a proteger os instrumentos contra descargas elétricas foi implantando um sistema de aterramento apropriado. Já para a proteção contra intempéries e vandalismo, o *datalogger* e os multiplexadores foram abrigados dentro de uma casa de leitura de alvenaria.

Por fim, para o monitoramento das precipitações pluviométricas, previu-se a utilização de um sistema com leituras automatizadas, registrando-se as precipitações de maneira detalhada, tendo em vista a importância que tais dados representam em relação ao plano de monitoramento como um todo. Com isso, selecionou-se um pluviógrafo (PLUV-01) que registra leituras ao longo do tempo, ou seja, os dados obtidos fornecem não apenas o volume precipitado em milímetros por dia ou por chuva, mas sim a evolução da intensidade de determinada precipitação.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item, os dados monitorados na área estudada são apresentados e discutidos. O foco principal da análise consiste em se correlacionar as leituras de poropressão (positivas e negativas) com precipitação pluviométrica e deslocamentos horizontais dos materiais que compõem o talude,

incorporando-se as características geométricas, geológicas e geotécnicas do maciço. Os resultados da instrumentação estendem-se por aproximadamente quatro anos de monitoramento, iniciado em maio de 2012, com dados aqui avaliados até dezembro de 2015.

3.1 – Precipitação pluviométrica

A precipitação mensal acumulada durante o período de monitoramento (Fig. 7) apresenta um padrão de comportamento bastante variável. A partir da Fig. 7 observa-se que o registro dos dados foi interrompido durante alguns períodos (novembro de 2012, junho de 2013 e maio a agosto de 2015) ao longo dos quatro anos de monitoramento, devido a obstruções do sistema de captação de chuva causadas por matéria vegetal e proliferação de fungos e insetos ou problemas com a aquisição de dados.

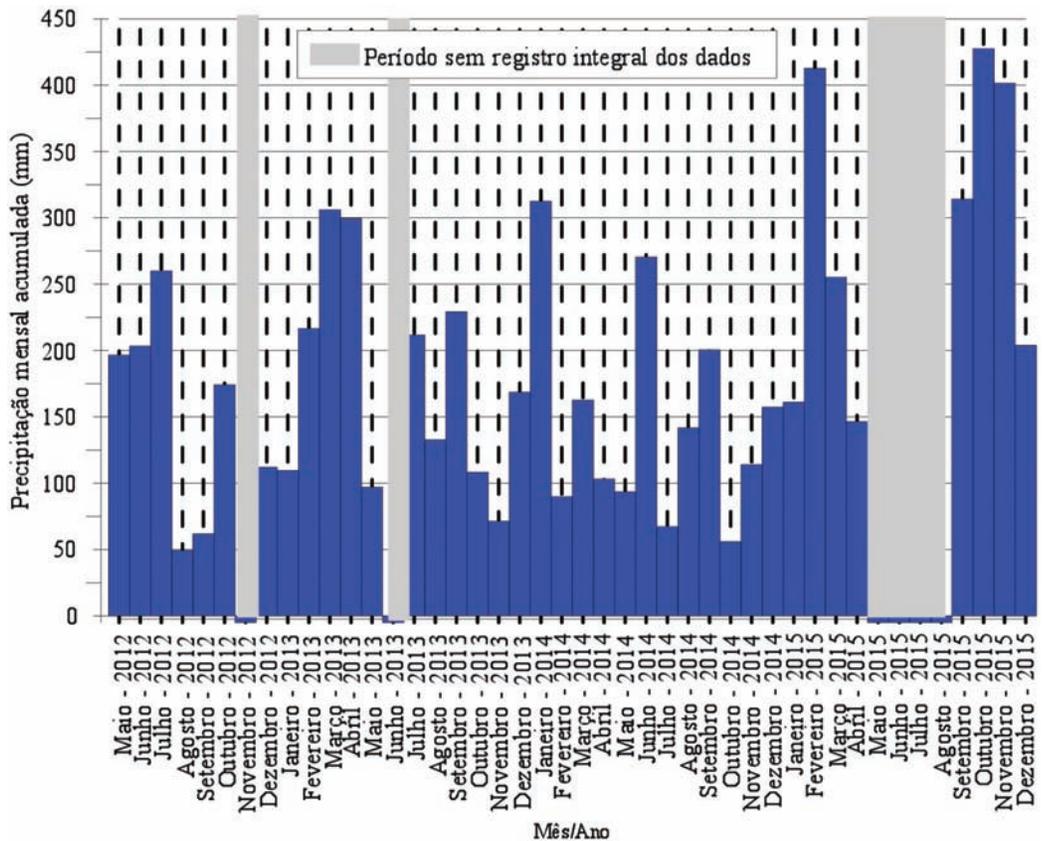


Fig. 7 – Precipitação mensal acumulada.

Para enfatizar a grande variabilidade observada, a Fig. 8 apresenta uma comparação entre as precipitações mensais acumuladas sempre para os mesmos meses do ano ao longo dos quatro anos de monitoramento, constatando-se que:

- Os três primeiros meses do ano (verão) apresentaram precipitações máximas acumuladas de 312,40 mm em janeiro 2014; 412,60 mm em fevereiro de 2015 e 306,00 mm em março de 2013.

- Os meses de outono, nos quatro anos de monitoramento, apresentaram maiores precipitações acumuladas em abril de 2013 com 299,60 mm, seguida de maio de 2012 com 196,60 mm e junho de 2014 com 270,40 mm.
- O mês de agosto (inverno) foi o menos chuvoso ao longo dos quatro anos monitorados, com 49,20 mm de mínima para o ano de 2012 e 141,80 mm de máxima para o ano de 2014.
- O ano de 2015 apresentou as maiores precipitações acumuladas para os meses de setembro a dezembro (primavera), quando comparado com os outros três anos monitorados, com valores máximos de 427,60 mm em outubro e mínimos de 204,00 mm em dezembro.

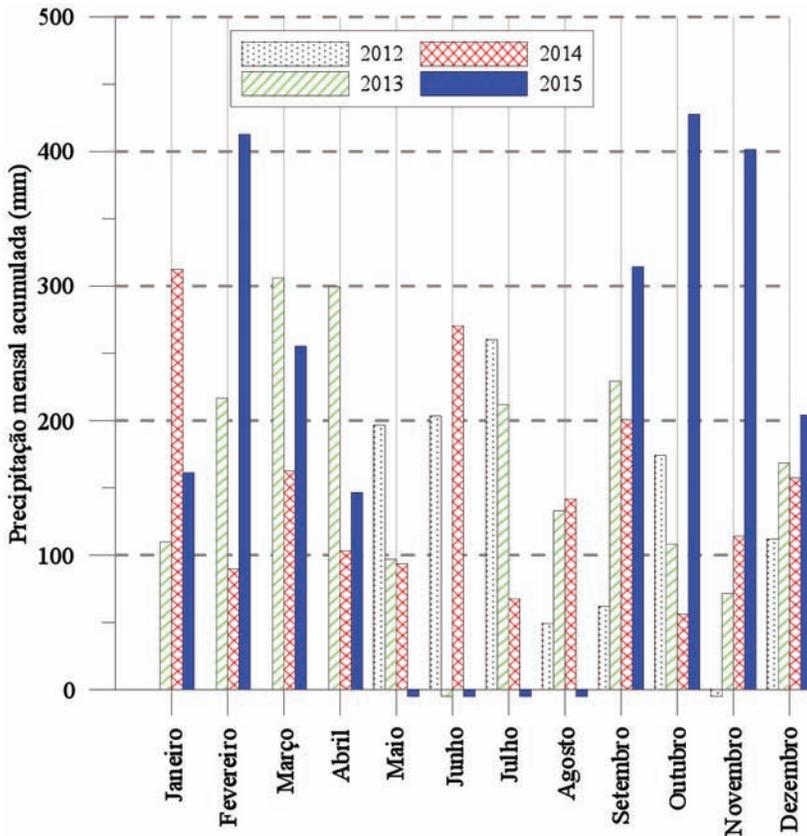


Fig. 8 – Precipitação mensal acumulada: comparação entre períodos similares.

Com base na série histórica disponível até o momento, observa-se que os volumes mensais acumulados ao longo do período podem ser considerados baixos ao se compará-los com a quantidade registrada no mês de novembro de 2008, quando houve grande ocorrência de deslizamentos de terra na região da sub-bacia do Vale do Rio Itajaí-Açu em Santa Catarina (por sua vez, pertencente à bacia do Atlântico – Trecho Sudeste). Nesse episódio, pluviógrafos das estações dos municípios de Timbó, Brusque e Blumenau registraram 738, 852 e 982 mm/mês respectivamente (ANA, 2016). Um pluviógrafo de estação do município de Indaial registrou 581 mm/mês (INMET, 2016).

Acevedo (2013) efetuou uma comparação dos dados locais de precipitação pluviométrica, através de dados fornecidos pelo INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), com outro equipamento localizado na cidade de Itajaí/SC, a 19 km de distância. O autor verificou que o pluviógrafo do Morro do Boi tende a registrar volumes de chuva superiores. Desta forma, salienta-se a importância de monitorar as precipitações pluviométricas em pontos específicos de interesse. Tais informações são de grande valia para a determinação de critérios de alerta com base em dados de instrumentação, bem como para a delimitação dos níveis de suscetibilidade a escorregamentos de encostas rodoviárias.

A utilização de dados de precipitação, para fins de engenharia geotécnica, requer uma análise detalhada. Assim, a Fig. 9 apresenta um resumo de algumas características dos eventos de chuva registrados pelo pluviógrafo: dados de precipitação máxima diária, intensidade horária máxima, intensidade média diária, dias com registros de precipitação e precipitação total. A partir desses resultados, observa-se que:

- A maior precipitação diária foi registrada em abril de 2013 com 155,20 mm/dia, seguida de 121,40 mm/dia em janeiro de 2014, 95 e 96 mm/dia para fevereiro e novembro de 2015, respectivamente.
- A maior intensidade horária foi registrada em fevereiro de 2015 com 56,80 mm/h, seguida de 46,20 mm/h para janeiro do mesmo ano, 44,60 e 43,40 mm/h para janeiro de 2014 e abril de 2013, respectivamente.
- A maior intensidade média diária foi registrada em abril de 2013 com 27,2 mm/dia, seguida de 19,5 mm/dia para janeiro de 2014 e 18,8 mm/dia em fevereiro de 2015.
- Os meses com maior número de dias com registro de precipitação foram: outubro de 2015 com 29 dias, seguido de novembro e dezembro do mesmo ano, ambos com 25 dias.
- Alguns meses destacam-se quanto às diferentes características pluviométricas máximas, sendo eles abril de 2013, janeiro de 2014 e fevereiro de 2015.

Conforme CIRAM (2016), os totais de chuvas horárias podem ser classificados em: (i) chuva extrema para valores acima de 50 mm/h, (ii) chuva muito forte para valores compreendidos entre 16 e 50 mm/h, (iii) chuva forte entre 4 e 16 mm/h, (iv) chuva moderada entre 1 e 4 mm/h e (v) chuva fraca entre 0,25 e 1 mm/h. Assim, a maior intensidade horária registrada para o mês de fevereiro de 2015 é caracterizada como chuva extrema. Os demais valores registrados ao longo do período monitorado são classificados como chuva forte, em 19 meses, a muito forte, em 18 meses. Chuvas intensas fazem parte da característica do clima da região.

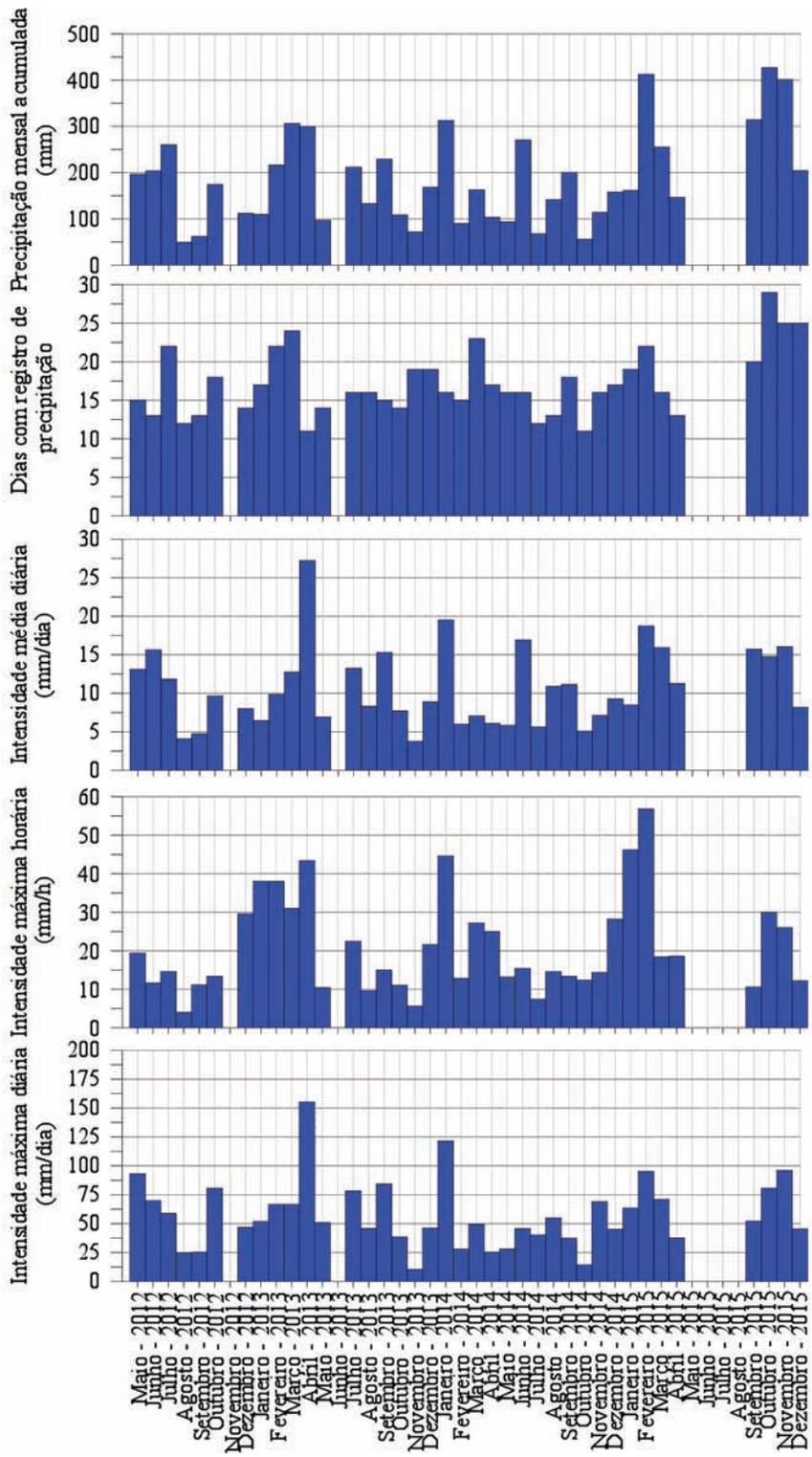


Fig. 9 – Resumo das características dos eventos de chuva registrados.

3.2 – Poropressões negativas – sucção

Com base na série histórica obtida com os tensiômetros é possível avaliar a variação de sucção dentro da camada de solo coluvionar ao longo do tempo e associá-la aos eventos pluviométricos. Existe uma tendência contínua de aumento dos níveis de sucção nos períodos menos chuvosos, assim como reduções nos valores de sucção principalmente após precipitações de volumes superiores a 50 mm/dia. Verifica-se ainda um atraso sistemático nas respostas dos sensores tanto em termos de aumentos quanto de reduções de sucção. Conforme Sestrem *et al.* (2015), um dos fatores de retardo no tempo para a resposta dos sensores pode ser associado à cobertura vegetal, pois houve o crescimento da vegetação no local após a instalação dos sensores, o que contribuiu não só para o aumento de evaporação, mas também para uma redução na taxa de infiltração da água da chuva (Fig. 10).



Fig. 10 – Mudança da vegetação no talude: (a) maio de 2012 e (b) dezembro de 2015.

Os sensores foram agrupados por critério de proximidade de acordo com seu posicionamento em relação à encosta em regiões denominadas de “Grupos”. Verifica-se que os sensores apresentaram comportamentos bastante semelhantes, com valores de sucção chegando a aproximadamente 80 kPa, para os mesmos períodos de chuva com pouca precipitação diária acumulada registrada e intenso calor. O clima da região é considerado ameno e, na classificação de Köppen-Geiger, é do Tipo Cfa (subtropical úmido com verões quentes).

A partir dos resultados é possível verificar que os valores de sucção (TENS-07 e TENS-08) do Grupo 1 (Fig. 11) apresentaram uma tendência mais constante ao longo do tempo monitorado, com valores inferiores a 10 kPa, apresentando apenas dois picos de sucção com valores não superiores à 80 kPa, sendo por volta de (i) fevereiro a março de 2014 e (ii) novembro de 2014 a fevereiro de 2015. Tal comportamento pode ser atribuído à diferença de vegetação na área de instalação destes instrumentos. Trata-se de uma região fora da área estabilizada e cuja vegetação é composta principalmente por grama, favorecendo assim a infiltração de água, mantendo a umidade do solo, além de apresentar declividade menor quando comparada àquela encontrada entre os Grupos 2 e 3.

Os sensores instalados no Grupo 2 (Fig. 12), nas profundidades de 1, 2 e 3 m (TENS-05, TENS-06 e TENS-04) apresentaram níveis de sucção semelhantes entre si e aos medidos no Grupo 1 (TENS-07 e TENS-08) instalados nas mesmas profundidades (1 e 2 m) durante grande parte do tempo, com valores médios inferiores a 10 kPa, apresentando apenas dois picos de sucção com valores não superiores a 55 kPa, nos períodos de (i) fevereiro a março de 2014 e (ii) de novembro a dezembro de 2014.

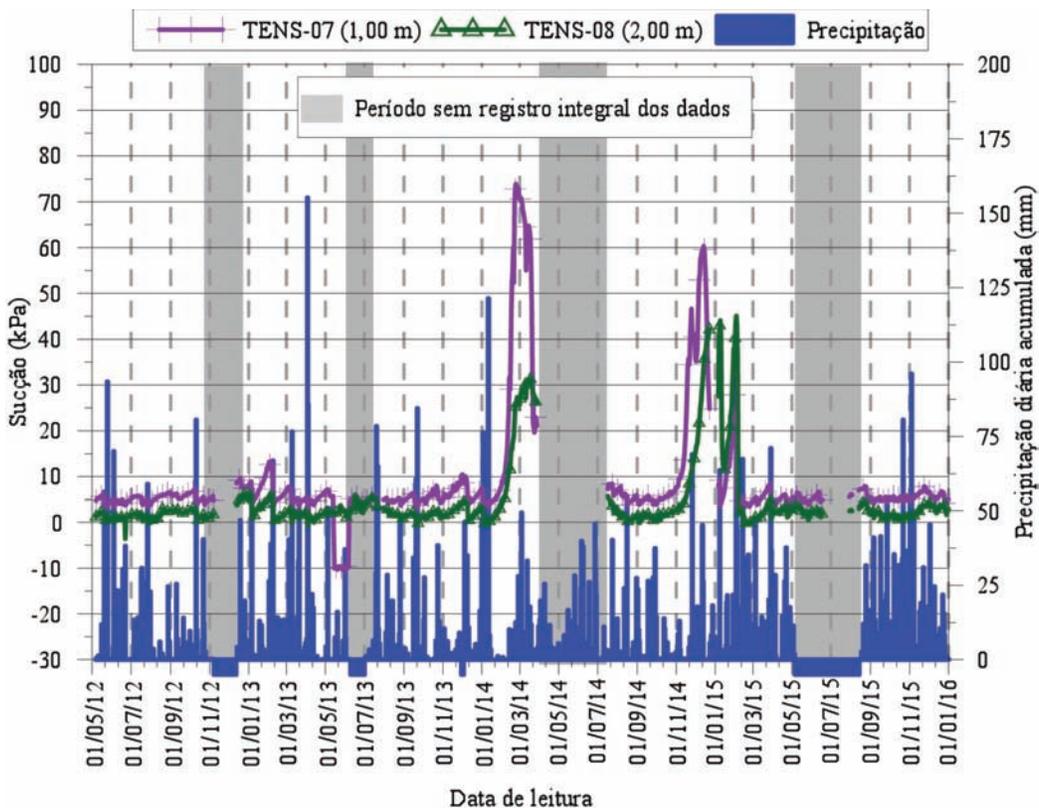


Fig. 11 – Precipitação versus sucção para grupo de instrumentação 1 (superior).

O instrumento mais superficial (TENS-03), localizado no Grupo 2 e instalado na profundidade de 0,50 m, entretanto, apresentou maior sensibilidade aos eventos pluviométricos e a intensidade solar, com níveis de sucção elevados ao longo de todo o monitoramento, grandes oscilações e amplitude de leituras, desde -15 kPa a +90 kPa, com picos de leitura mais salientes em três momentos específicos, sendo por volta do mês janeiro dos anos de 2013, 2014 e 2015. Para os meses que antecedem estes períodos, observa-se que a intensidade da precipitação média diária foi inferior a 10 mm/dia, a intensidade horária máxima foi inferior a 40 mm/h e a precipitação máxima diária foi inferior a 60 mm/dia, conforme Fig. 9.

Os sensores do Grupo 3 (TENS-01 e TENS-02), instalados a 1 e 2 m de profundidade (Fig. 13), também apresentaram-se mais sensíveis aos eventos pluviométricos, diferentemente dos sensores posicionados na mesma profundidade nos Grupos 1 e 2. Esse comportamento pode ser associado à maior declividade do terreno na região do Grupo 3, refletindo um maior escoamento superficial de água. Os tensiômetros TENS-01 e TENS-02 apresentaram amplitude de leituras desde -20 kPa a +80 kPa ao longo do monitoramento, com mesmos picos de leitura apresentados para o TENS-03, e com leituras médias no restante do período monitorado não superiores a 10 kPa.

Nos dados apresentados (Fig. 11, 12 e 13) pode-se observar que os registros foram interrompidos durante alguns períodos ao longo dos quatro anos de monitoramento, havendo especificamente três intervalos sem registro das leituras dos tensiômetros (o primeiro deles em de 2012, o segundo em 2014 e o último em 2015), em geral decorrentes de problemas com o sistema de aquisição/datalogger.

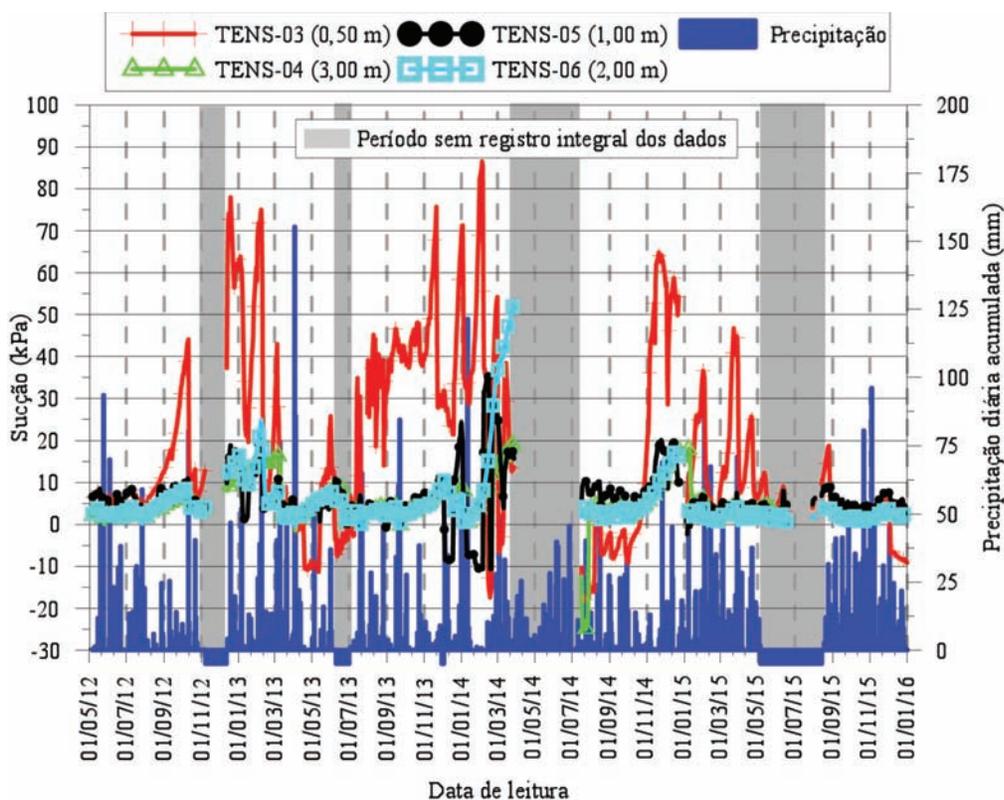


Fig. 12 – Precipitação *versus* sucção para grupo de instrumentação 2 (central).

Investigando-se a precipitação acumulada durante 3, 5 e 7 dias, verificou-se que a melhor correlação entre precipitação pluviométrica e variação dos níveis de sucção está associada com a precipitação acumulada ao longo de 3 dias. Eventos acima de 80 mm de precipitação em 3 dias mantêm os níveis de sucção abaixo de 10 kPa e eventos com menos de 80 mm de precipitação em 3 dias mantêm os níveis de sucção acima de 20 kPa.

3.3 – Poropressões positivas – nível d'água

A série histórica dos dados monitorados nos piezômetros é apresentada na Fig. 14. Pode-se inferir que o nível d'água no talude variou em torno de 8,0 m de profundidade com relação ao nível do terreno, o que se verifica através das leituras dos piezômetros mais profundos, PZE-01 e PZE-04, instalados a cerca de 8,6 m de profundidade. Os mesmos foram posicionados na transição entre a rocha moderadamente alterada e a rocha sã, identificadas durante a investigação geotécnica.

O piezômetro PZE-04 (8,60 m), instalado no Grupo 1, mostrou registros de poropressão na faixa de -4 a +6 kPa. O piezômetro PZE-01 (8,65 m), instalado no Grupo 2, apresentou-se mais sensível, tendo alcançado até +9 kPa de poropressão. As mudanças mais significativas nos níveis piezométricos estão associadas a eventos pluviométricos com volumes a partir de 50 mm de precipitação diária acumulada. É digno de nota que não são observadas variações representativas do nível d'água subterrâneo com a ocorrência de chuvas mais intensas: a elevada permeabilidade da rocha conferida pelos sistemas de fraturamento do local contribui favoravelmente para a drenagem do maciço.

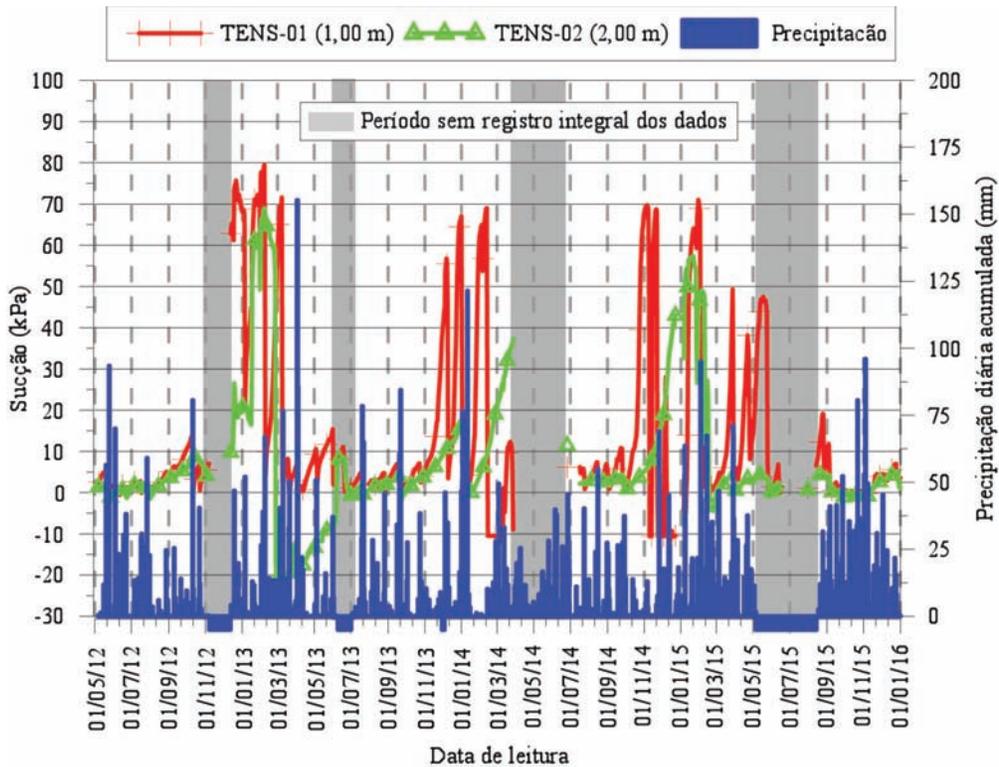


Fig. 13 – Precipitação *versus* sucção para grupo de instrumentação 3 (inferior).

Os demais sensores apresentaram uma tendência de oscilações de leituras muito similares ao longo de todo período monitorado, não havendo correlação clara com a precipitação pluviométrica. Os valores medidos de poropressão, provindos dos piezômetros, apontam para pequenas amplitudes de variação, consequência do fato de se situarem em níveis não-saturados do maciço. Deve-se notar que o tipo de piezômetro de corda vibrante utilizado permite a leitura de sucções de até 100 kPa.

A partir dos resultados apresentados (Fig. 14), observa-se que o registro dos dados dos piezômetros foi interrompido durante alguns períodos ao longo dos quatro anos de monitoramento, sendo que esse fato aconteceu em três períodos especificamente, o primeiro deles em de 2012, o segundo em 2014 e o último em 2015, assim como observado no caso dos tensiômetros.

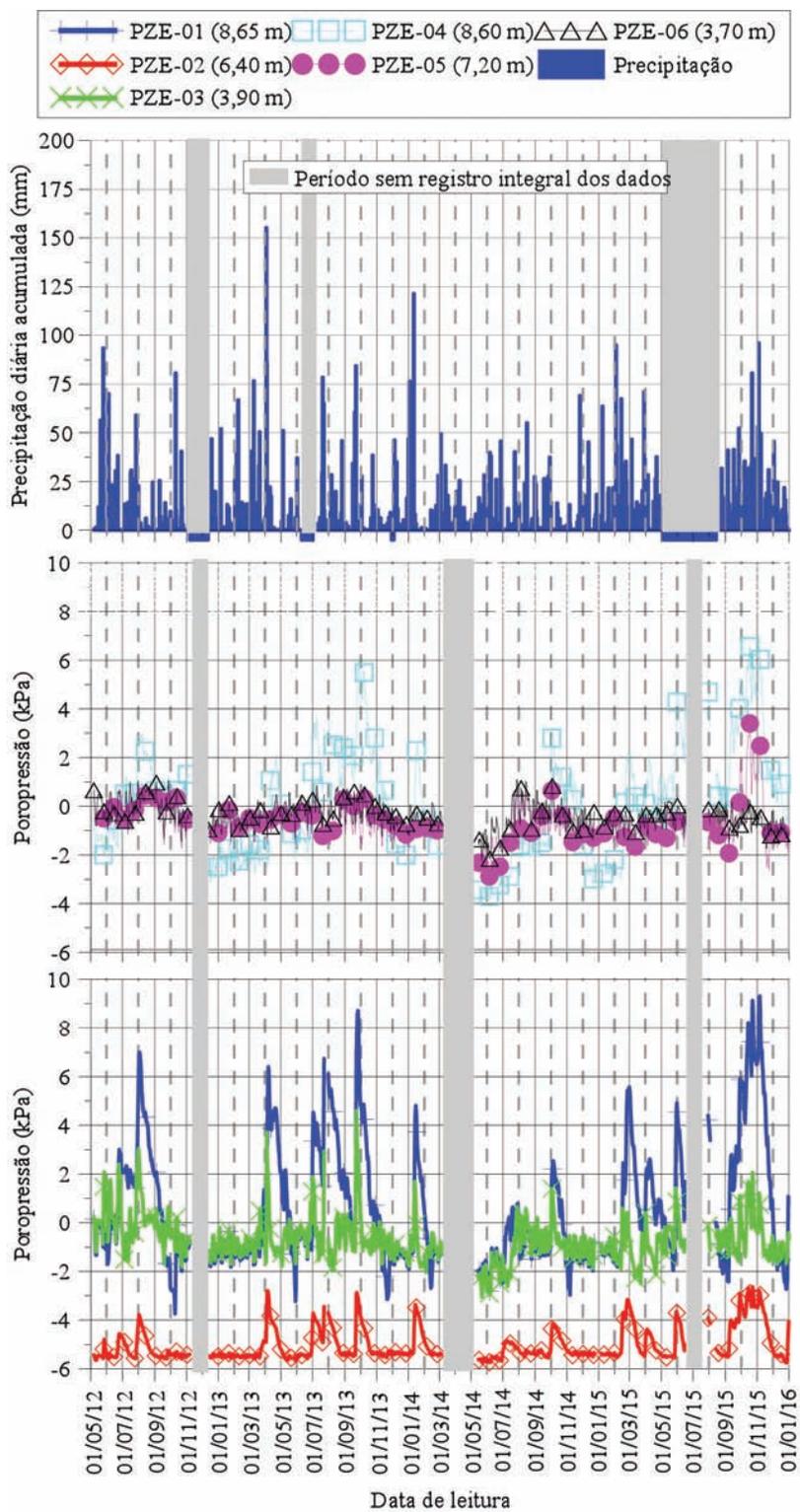


Fig. 14 – Precipitação versus poropressão positiva para os grupos de instrumentação 1 e 2.

3.4 – Deslocamentos horizontais

Os resultados de uma série de campanhas de leitura dos inclinômetros são apresentados na Fig. 15 e na Fig. 16. O eixo A-A dos dados representa os deslocamentos no sentido da declividade do talude e o eixo B-B no sentido perpendicular à mesma. Com base nos resultados, verifica-se que não ocorreram movimentos significativos.

No INCL-02 (Fig. 15) pertencente ao Grupo 1 (superior) de instrumentação, as leituras dos deslocamentos horizontais variaram de -4 a +5 mm para o eixo A-A e de -4 a +2 mm para o eixo B-B. Da mesma forma, o INCL-01 (Fig. 16), instalado no Grupo 2 (central), apresentou leituras dos deslocamentos horizontais de -2 a +6 mm para o eixo A-A e de -3 a +2 mm para o eixo B-B.

Ressalta-se que a ordem de grandeza dos deslocamentos medidos é baixa e não reflete um sentido específico/preferencial de movimentação. Tais variações podem ser creditadas às próprias imprecisões dos instrumentos, usualmente associadas à geometria dos sulcos dos tubos utilizados para a passagem do torpedo de leitura de deslocamento horizontal. Os dados apontam para a estabilidade do talude monitorado, atestando a adequação da estrutura de estabilização implantada no local.

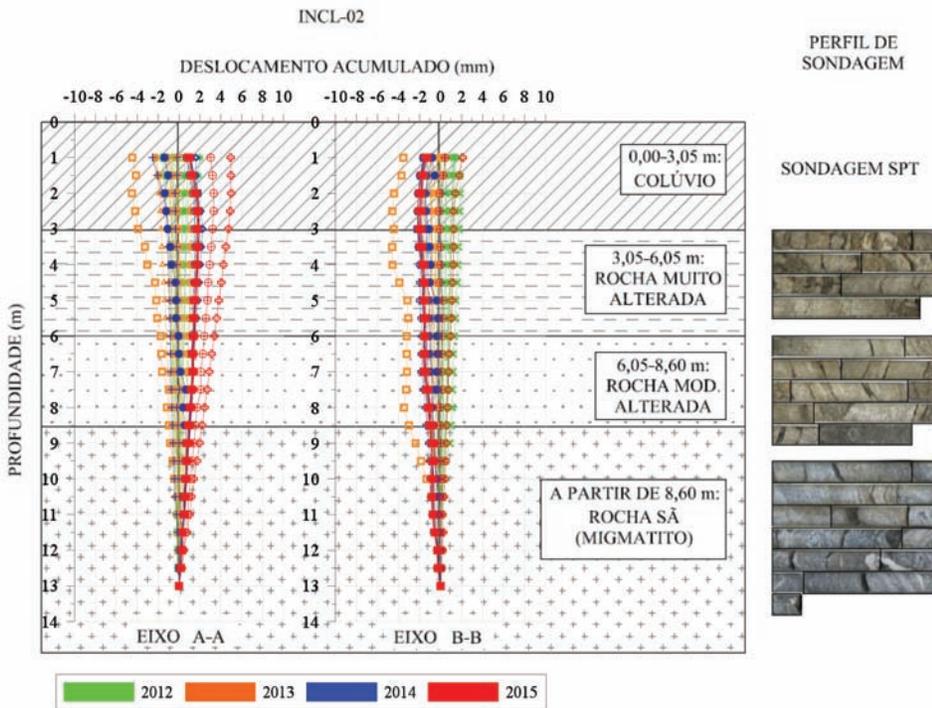


Fig. 15 – Leitura dos deslocamentos acumulados no Grupo 1 - superior (INCL-02).

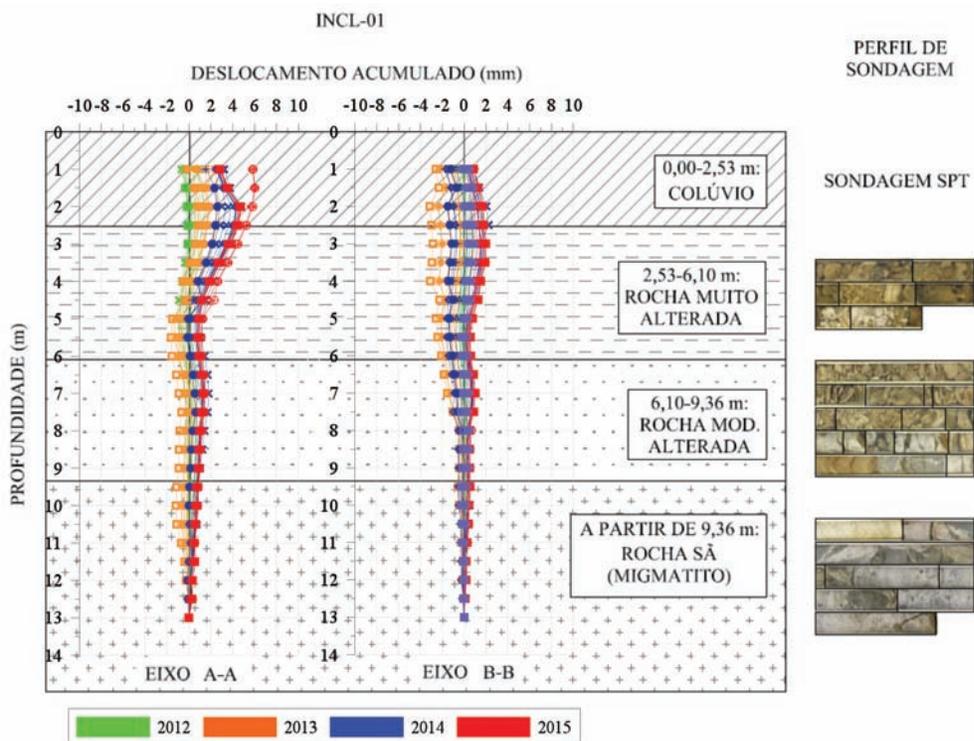


Fig. 16 – Leitura dos deslocamentos acumulados no Grupo 2 - central (INCL-01).

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através da campanha de investigação geológico-geotécnica, englobando visitas e ensaios de campo (geofísica, SPT, sondagem mista e permeabilidade), coletas de amostras e ensaios de laboratório (caracterização e cisalhamento direto) e de resultados obtidos em retroanálises e modelos do tipo tensão x deformação, os seguintes aspectos podem ser destacados:

- O solo coluvionar presente nas camadas superficiais da encosta foi classificado como arenossiltoso de baixíssima plasticidade, com valores médios de $LP = 26,9\%$, $LL = 31,9\%$ e $IP = 5\%$. A condutividade hidráulica in situ apresentou valores entre $4,5 \times 10^{-7}$ e $1,7 \times 10^{-6}$ m/s;
- Com base nos ensaios de laboratório obteve-se para o solo coluvionar um ângulo de atrito médio de 34° e intercepto coesivo médio de 2 kPa, provindo de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas. Tais resultados mostraram-se condizentes com os obtidos por meio de retroanálises, onde se convergiu para um ângulo de atrito efetivo médio entre 26° e 30° e um intercepto coesivo efetivo inferior a 2 kPa;
- O uso combinado de sondagens mistas e ensaios geofísicos (eletrorresistividade) permitiu definir a estratigrafia local de forma detalhada ao longo da encosta, incluindo não apenas o mapeamento das camadas como a delimitação do topo rochoso;
- Quanto à litologia, tem-se um maciço de migmatito que se estende por uma faixa de direção nordeste-sudoeste (NE-SW) e apresenta quatro sistemas de fraturas na região de estudo, sendo dois de alto ângulo de inclinação e dois de baixo ângulo de inclinação;

- Análises do tipo tensão x deformação permitiram concluir que, de modo geral, a implantação do sistema de estabilização foi efetiva para a estabilização do maciço, atendendo-se o fator de segurança estabelecido em norma. As análises da encosta como um todo (SRF¹) apresentaram resultados satisfatórios para as áreas de terreno natural, sendo possível observar ainda que o sistema de estabilização contribuiu para o aumento significativo do fator de segurança no pé da encosta, adjacente à rodovia (análises SRF²). Com base nos resultados obtidos, foi possível verificar também que as áreas de influência dos grampos são relevantes em termos de estabilidade até valores próximos a 5,4 m² (1,8 m x 3,0 m). Com relação à seção dos grampos, verificou-se que um aumento da seção dos mesmos não traria diferenças significativas nas condições de estabilidade.

Ao longo dos 4 anos de monitoramento, os instrumentos forneceram informações importantes sobre o comportamento das chuvas no local de interesse, da presença de água no interior do maciço e dos deslocamentos horizontais do mesmo. A interpretação de leituras de tensiômetros e piezômetros associada com registros do pluviógrafo trouxe uma melhor compreensão das distribuições de poropressão ao longo do perfil do talude. As seguintes conclusões podem ser extraídas do presente estudo:

- As precipitações pluviométricas registradas durante o período de monitoramento do Morro do Boi representam volumes de baixa intensidade quando comparadas com as chuvas intensas de novembro de 2008. Enquanto o maior volume mensal acumulado indicado pelo pluviógrafo local foi de 427,60 mm (outubro de 2015), dados históricos apontam para um volume de 982 mm/mês na cidade de Blumenau/SC durante o episódio de 2008;
- Chuvas acima de 80 mm em 3 dias mantém os níveis de sucção das camadas superficiais (colúvio) abaixo de 10 kPa e eventos com menos de 80 mm de precipitação em 3 dias mantém os níveis de sucção acima de 20 kPa;
- O nível d'água no talude variou em torno de 8,0 m de profundidade com relação ao nível do terreno, inferido através das leituras dos piezômetros mais profundos. A ausência de variações significativas nos níveis de poropressão medidos pode ser associada ao nível de fraturamento do maciço, que facilita a drenagem e dificulta elevações mais significativas do nível d'água;
- Os registros de deslocamentos horizontais não superiores a 6 mm acumulados durante todo o monitoramento, obtidos através das leituras dos inclinômetros, apontam para a estabilidade do talude monitorado, validando o sistema de estabilização adotado e implantado no local.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres e à Autopista Litoral Sul – Grupo Arteris, pelo apoio à pesquisa e viabilização do estudo apresentado no presente trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2009) *NBR 11682 - Estabilidade de taludes*, Rio de Janeiro, Brasil.
- ACEVEDO, A. M. G. (2013). *Estudo de séries de leituras obtidas através do monitoramento da instrumentação geotécnica implantada em uma encosta litorânea – Estudo de caso*. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, PR, Brasil, 187p.

- ANA (2016). Agência Nacional de Águas. Sistema de Monitoramento Hidrológico. Disponível em: <http://mapas-hidro.ana.gov.br/Usuario/Exportar.aspx?bac=8&sub=83> Data e hora da consulta: 7 de junho de 2016 às 23:25.
- BONZANIGO, L.; EBERHARDT, E.; LOEW, S. (2007). *Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part I. Geological and hydromechanical factors controlling the Campo Vallemaggia landslide*. Canadian Geotechnical Journal, v. 44(10), p.1157-1180. ISSN: 0008-3674. DOI: 10.1139/T07-034.
- CERQUEIRA, J. L. R. P (2006). *Estudo radiometeorológico da região Amazônica*. Tese (Doutorado). Pós-Graduação em Engenharia Elétrica. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 261p.
- CIRAM (2016). *As chuvas de novembro de 2008 em Santa Catarina: um estudo de caso visando à melhoria do monitoramento e da previsão de eventos extremos*. (Nota Técnica). Centro de Informações de Recursos Ambientais e de hidrometeorologia de Santa Catarina. Disponível em: http://www.ciram.com.br/ciram_arquivos/arquivos/gtc/downloads/NotaTecnica_SC.pdf Data e hora da consulta: 7 de junho de 2016 às 22:30.
- CPRM (2016). *Mapa geológico do estado de Santa Catarina*. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Serviço Geológico do Brasil, Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral, Ministério de Minas e Energia. Disponível em: http://geobank.cprm.gov.br/pls/publico/geobank.download.downloadlayouts?p_webmap=N&p_usuario=1 Data e hora da consulta: 10 de junho de 2016 às 10:40.
- DNIT (2006). *Manual de pavimentação*. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – 3ª ed. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 274p.
- DIXON, N.; SPRIGGS, M. (2007). *Quantification of slope displacement rates using acoustic emission monitoring*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.44(8), pp.966-976. ISSN: 0008-3674; E-ISSN: 1208-6010 ; DOI: 10.1139/T07-046.
- DUNNICLIFF, J. (1988). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. Assistance of G. E. Green. John Wiley and Sons, Inc. New York, USA, 577p.
- EBERHARDT, E. (2008). *Twenty-ninth Canadian Geotechnical Colloquium: The role of advanced numerical methods and geotechnical field measurements in understanding complex deep-seated rock slope failure mechanisms*. Canadian Geotechnical Journal v. 45(4), pp.484-510. ISSN: 0008-3674. E-ISSN: 1208-6010. DOI: 10.1139/T07-116.
- GEOBRUGG (2016). TECCO System: Desenhos do sistema. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/pt/TECCO-SYSTEM3-21889.html> . Acesso em Junho/2016.
- G4U ENGENHARIA (2010). MC-07-101-SC-140-7-C05-001 - Projeto de CONTENÇÃO – Memória de Cálculo da CONTENÇÃO de Estrutura de Corte no km 140+700 da Rodovia BR-101/SC.
- INMET (2016). Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep> Data e hora da consulta: 7 de junho de 2016 às 23:35.
- LAZARIM, T. P. (2012). *Caracterização geotécnica e retroanálise da ruptura de um talude rodoviário – BR-101, Santa Catarina*. Trabalho Final de Curso. Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, PR, Brasil, 79p.

- LEUNG, A. K.; SUN, H. W.; MILLIS, S. W.; PAPPIN, J. W.; NG, C. W. W.; WONG, H. N. (2011). *Field monitoring of an unsaturated saprolitic hillslope*. Canadian Geotechnical Journal, v. 48, (3), p. 339-353 ISSN: 0008-3674 DOI:10.1139/T10-069.
- LI, A. G.; G YUE, Z. Q.; THAM, L. G. ; LEE, C. F.; LAW, K. T. (2005). *Field-monitored variations of soil moisture and matric suction in a saprolite slope*. Canadian Geotechnical Journal, v. 42 n. 1, p. 13-26. ISSN: 0008-3674 DOI: 10.1139/T04-069.
- LIM, T. T.; RAHARDJO, H. ; CHANG, M. F. ; FREDLUND, D. G. (1996). *Effect of rainfall on matric suctions in a residual soil slope*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33(4), pp. 618-628. ISSN: 0008-3674; E-ISSN: 1208-6010 ; DOI: 10.1139/T96-087.
- LOPES, A. P. (2008). *Geologia do Complexo Camboriú - Santa Catarina*. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, Universidade de São Paulo - Instituto de Geociências. São Paulo, SP, Brasil, 119p.
- MARINHO, F. A. M. (2005). *Os solos não saturados: Aspectos teóricos, experimentais e aplicados*. Texto (Livre-Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 201p.
- PRETTO J. H. F. (2014). *Análise de tensão × deformação de uma encosta natural. Estudo de caso: Morro do Boi - Balneário Camboriú/SC*. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 129p.
- SESTREM, L. P. (2012). *Concepção e implantação de um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea*. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, PR, Brasil, 195p.
- SESTREM, L. P.; KORMANN A. C. M.; PRETTO J. H. F.; MARINHO F. A. M. (2015). *Precipitation influence on the distribution of pore Pressure and suction on a coastal hillside*. Soils and Rocks, São Paulo, SP, Brasil, 38(1): 81-92.
- SILVEIRA, J. F. A. (2006). *Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento*. Oficina de Textos, 1ª ed. São Paulo, SP, Brasil, 416p.
- SIMEONI, L.; MONGIOVÌ, L. (2007). *Inclinometer monitoring of the Castelrotto Landslide in Italy*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 133(6):653-666. ISSN: 1090-0241. DOI: 10.1061/ASCE1090-02412007133:6653.
- TOMMASI, P.; BOLDINI, D.; CALDARINI, G.; COLI, N. (2013). *Influence of infiltration on the periodic re-activation of slow movements in an overconsolidated clay slope*. Canadian Geotechnical Journal, v. 50(1), p.54-67. ISSN: 0008-3674. DOI: 10.1139/cgj-2012-0121.
- ZHAN, T. L. T. ; NG, C. W. W. ; FREDLUND, D. G. (2007). *Field study of rainfall infiltration into a grassed unsaturated expansive soil slope*. Canadian Geotechnical Journal, v. 44, (4), 2007, APR, p. 392-408. ISSN: 0008-3674. DOI: 10.1139/T07-001.

MELHORIA E REFORÇO DE MACIÇOS: ASPECTOS TEÓRICOS E CASOS DE OBRA

Soil improvement and reinforcement: theoretical aspects and practical cases

Mauricio Abramento*

RESUMO – Este artigo aborda aspectos sobre melhoria e reforço de maciços através da apresentação de três casos de obra, envolvendo aspectos teóricos e práticos. O primeiro caso relaciona-se com os chamados “Bairros Cota”, localizados em Cubatão, SP, em que foram executadas investigações geotécnicas para obtenção de parâmetros de resistência do corpo de Tálus característico da região, seguidas de análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes e estudos de soluções de reforço (solos grampeados) e drenagem (DHPs). O segundo caso aborda a tecnologia de tratamento de fundações em solos moles com o uso de adensamento em profundidade por injeção de colunas de graute, a qual foi empregada nas obras de ampliação rodoviária em Campinas, SP. Por fim, apresenta-se o emprego da tecnologia de reforço de aterros com geossintéticos e o acompanhamento tecnológico das deformações por meio de instrumentação, obra implantada em um aeroporto na região de São Roque, SP.

SYNOPSIS – This paper presents aspects on soil improvement and reinforcement through 3 case studies. The first is related to the “Bairros Cota” region located in Cubatão, SP, where shear strength parameters were obtained for the talus, followed by deterministic and probabilistic slope stability analyses and reinforcement (soil nailing) and drainage (DHD’s) studies. The second case addresses soft soil improvement through deep consolidation by means of injection grout for road duplication in the Campinas region, São Paulo. Finally, the third case presents aspects on soil reinforcement using geogrids in order to build a steep slope in an airport at São Roque, SP.

PALAVRAS CHAVE – Melhoramento e reforço de maciços, casos de obra, pregagens, injeções.

KEYWORDS – Soil improvement and reinforcement, case histories, soil nails, injections.

1 – INTRODUÇÃO

Existem diversas técnicas para melhoria e reforço de solos, constituindo-se em um vasto campo da engenharia geotécnica. Por exemplo, Hausmann (1989) e Nicholson (2014) apresentam uma coletânea de técnicas para melhoria e reforço de solos. Este artigo aborda aspectos sobre melhoria e reforço de maciços através da apresentação de três casos de obra, envolvendo aspectos teóricos e práticos. O primeiro caso relaciona-se com os chamados “Bairros Cota”, localizados em Cubatão, SP, em que foram executadas investigações geotécnicas para obtenção de parâmetros de resistência do corpo de Tálus característico da região, seguidas de análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes e estudos de soluções de reforço (solos grampeados) e drenagem (DHPs). O segundo caso aborda a tecnologia de tratamento de fundações em solos moles com o uso de adensamento em profundidade por injeção de colunas de graute, a qual foi empregada nas obras de ampliação rodoviária em Campinas, SP. Por fim, apresenta-se o emprego da tecnologia de reforço de aterros com geossintéticos e o acompanhamento tecnológico das deformações por meio de instrumentação, obra implantada em um aeroporto na região de São Roque, SP.

* CEG Engenharia e EPUSP, São Paulo, Brasil, abramento@ceg.eng.br.

2 – PRIMEIRO CASO: BAIRRO COTA 200, CUBATÃO, SÃO PAULO

2.1 – Introdução

Os Bairros Cota surgiram durante a construção da rodovia Anchieta, que liga a capital São Paulo ao litoral paulista, onde se encontram áreas industriais importantes, como o Pólo petroquímico de Cubatão, e dois dos principais portos do Brasil, o de Santos e o de São Sebastião. Os canteiros de obra e as moradias dos trabalhadores envolvidos ocupavam áreas localizadas em determinadas altitudes em relação ao nível do mar, ao longo da Serra do Mar, que é uma cadeia montanhosa formada por recuo erosivo de uma antiga escarpa de falha originalmente localizada a dezenas de quilômetros da linha de costa atual (Santos, 2004). Essas ocupações ficariam conhecidas como Bairros Cota, em que o número do bairro, como em Bairro Cota 95, 200 ou 400, indica a sua altitude.

Durante o século XX e início do XXI, as áreas ocupadas continuaram a crescer, principalmente devido à invasão irregular por pessoas de baixa-renda que não possuíam melhores opções de moradia em áreas mais seguras e propícias à ocupação. Dessa forma, as edificações existentes nessas áreas são bastante precárias e inseguras, havendo uma considerável falta de infraestrutura de saneamento básico e serviços públicos. A Figura 1 mostra o aspecto da região em análise.



Fig. 1 – Vista aérea dos Bairros Cota.

A questão da insegurança é agravada pelo fato de as áreas ocupadas estarem em uma região cujas camadas superficiais de solo são compostas maioritariamente por horizontes de tálus, que são acumulações de materiais originados por antigos escorregamentos que se acumularam uns sobre os outros nas regiões de sopé das encostas e que contém grande número de blocos e matacões imersos e que podem atingir grandes espessuras (Wolle, 1988). O aspecto visual dos horizontes de tálus pode ser conferido na Figura 2.

Além disso, a resistência mecânica dos horizontes de tálus pode ser bastante reduzida, o que facilita o surgimento de mecanismos de escorregamento e rupturas, tão comuns nos Bairros Cota,

especialmente devido ao hábito que os moradores têm de executar cortes com geometrias muito desfavoráveis à segurança por serem consideravelmente altos e próximos da vertical, conforme evidenciado na Figura 2.



Fig. 2 – Corte executado em tálus para construção de moradia.

Assim sendo, o governo do Estado de São Paulo, por meio da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano, CDHU, iniciou investimentos para a execução de obras de contenção e reurbanização, que visam melhorar as condições de ocupação dos Bairros Cota.

Neste contexto, a abordagem do problema se iniciou por determinar o nível de segurança a ser buscado com as obras. Para tanto, seguiram-se as proposições da norma de estabilidade de encostas brasileira, a NBR 11.682 (ABNT, 2009), que indica os valores do fator de segurança de acordo com as condições locais, avaliando o nível de segurança necessário contra a perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, conforme Quadro 1.

No trabalho realizado, considerou-se que o nível de segurança a ser atendido contra perda de vidas humanas é alto. Quanto ao nível de danos materiais e ambientais, considerou-se médio. Portanto, de acordo com o critério do Quadro 1, o fator de segurança a ser adotado seria de 1,5. No entanto, conforme nota contida nesse mesmo quadro, como a variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos é bastante grande, aplicou-se a majoração de 10%, isto é, o fator de segurança a ser buscado nas análises foi de 1,65.

A próxima fase da abordagem ao problema consistiu em realizar um estudo para diagnosticar e definir os parâmetros de resistência geotécnicos a serem utilizados nos projetos de estabilização dos taludes nos Bairros Cota 200. Com este fim, para a elaboração de estudos referentes à definição dos parâmetros geotécnicos, especialmente para o corpo de tálus característico da região, foram retiradas amostras deformadas e indeformadas de acordo com os critérios de investigação, amostragem e análise preconizados na norma NBR 11.682. Procurou-se também estabelecer um plano de sondagens que pudesse fornecer dados preliminares sobre a área e propiciar o planejamento das investigações geotécnicas. Da mesma forma, procurou-se obter uma quantidade de amostras representativas e de qualidade para a área em estudo.

Quadro 1 – Fatores de Segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11.682).

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

As sondagens mistas executadas na área mostram, em geral, a existência de um horizonte de tálus superficial, com espessuras bastante variáveis, de 2,0 a 8,0m. Sob a massa de tálus ocorre um horizonte de solo residual de gnaiss e, sob este horizonte, rocha gnáissica alterada a muito alterada, conforme representado na Figura 3.

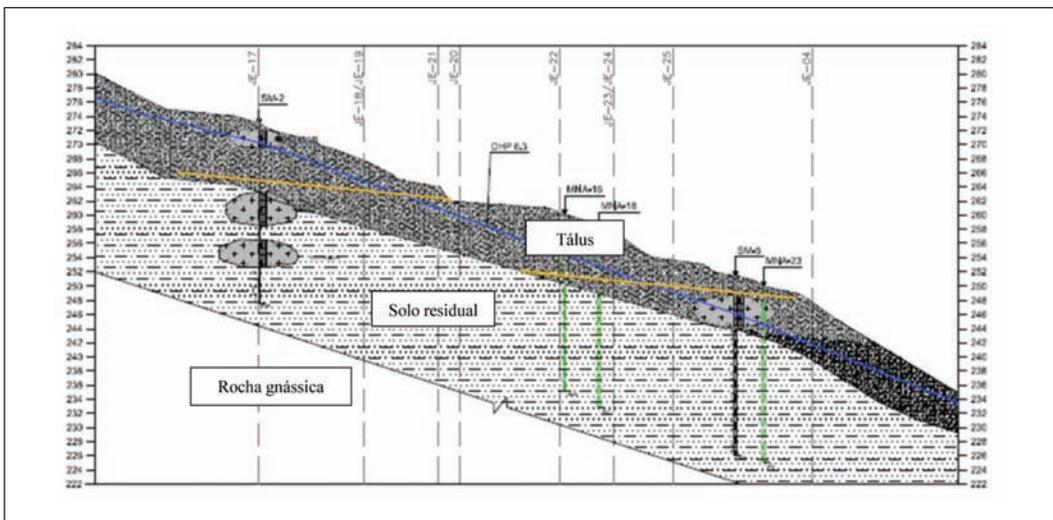


Fig. 3 – Seção típica da encosta dos Bairros Cota (elevação em metros).

Com o objetivo de se melhor caracterizar o terreno e investigar com maior detalhe o comportamento mecânico dos horizontes de tálus, foram coletadas na região várias amostras deformadas e indeformadas, as quais foram coletadas entre 0 e 3 metros de profundidade. Com elas foram executados os seguintes ensaios laboratoriais:

- Caracterização completa, composta pela obtenção da umidade natural, da massa específica natural, da massa específica dos grãos, dos limites de liquidez e plasticidade, e pela granulometria com sedimentação;
- Cisalhamento direto nas condições de umidade natural e inundada.

Os resultados desses ensaios mostraram que o peso específico natural varia de 17 a 19kN/m³, com média de 18,7kN/m³. O índice de vazios varia de 0,6 a 1,0, valores que podem ser considerados relativamente elevados, mostrando a característica porosa destes horizontes de solo. Os resultados mostraram também que os materiais ensaiados são constituídos por areias argilo-siltosas com pedregulho, e que o teor de areia varia tipicamente entre 50 e 70%, com predominância de areias médias e finas.

Em seguida, foram executados ensaios de cisalhamento direto com as amostras indeformadas, com velocidade rápida em duas condições de umidade dos corpos de prova: a) corpos de prova na umidade natural; e b) corpos de prova previamente inundados.

Foram obtidas as envoltórias de resistência para cada uma das amostras supondo-se uma relação linear entre tensão cisalhante e tensão normal, com o objetivo de se determinar um intercepto coesivo e um ângulo de atrito, conforme o procedimento da norma NBR 11.682 (Estabilidade de Encostas) que considera a variabilidade estatística dos resultados obtidos nos ensaios.

Este procedimento determina que deve ser executada uma regressão linear com os dados dos ensaios de cisalhamento direto a fim de determinar uma envoltória de projeto que considere a incerteza da resistência ao cisalhamento média ao longo de possíveis superfícies de ruptura, conforme Figura 4.

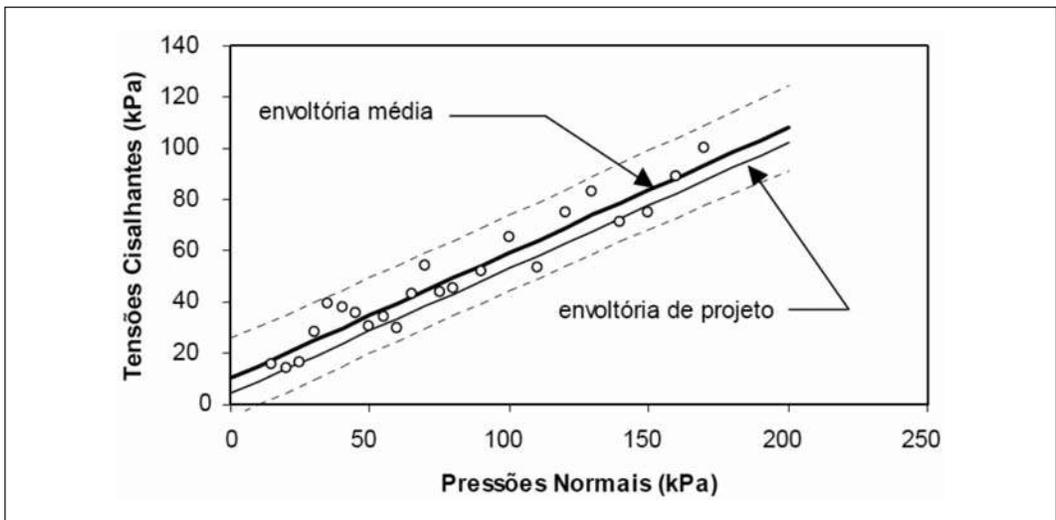


Fig. 4 – Determinação da envoltória de projeto na condição de umidade natural (adaptado da NBR 11.682).

Os resultados foram os seguintes:

- Para a condição de umidade natural:

Envoltória Média: $\tau=c'+\sigma*\tan \phi=16+\sigma*\tan 31^\circ$ (kPa)

Envoltória de Projeto: $\tau=c_k+\sigma*\tan \phi_k=4+\sigma*\tan 31^\circ$ (kPa)

- Para a condição inundada:

Envoltórias Média e de Projeto: $\tau=c'+\sigma*\tan \phi=0+\sigma*\tan 30^\circ$ (kPa)

Para a envoltória de projeto não foram consideradas as iterações e eliminações de pontos além do intervalo de confiança proposto na NBR 11.682, pois se considera que a variabilidade de resultados seja inerente ao solo ensaiado.

Os resultados das análises mostram que, na situação de umidade natural, os materiais ensaiados apresentam um intercepto coesivo médio $c=16$ kPa e de projeto $c_k= 4,0$ kPa. Esta diferença significativa de valores está provavelmente relacionada com a grande variabilidade dos interceptos coesivos, que reflete a heterogeneidade relativamente elevada dos materiais ensaiados. De fato, o desvio padrão do intercepto coesivo é da ordem de 5,9 kPa na umidade natural.

Por outro lado, com a inundação dos corpos de prova o intercepto coesivo é essencialmente eliminado, ou seja, com a inundação resulta $c= 0$. Este fenômeno está provavelmente relacionado com a eliminação da coesão aparente dos solos, oriunda das pressões de sucção devidas a não saturação dos corpos de prova (Abramento, 1988). O desvio padrão do intercepto coesivo nesta condição é também elevado, da ordem de 4,3 kPa.

O ângulo de atrito não apresenta variações significativas com a inundação (31° na condição não saturada e 30° na condição inundada). Para o valor de peso específico natural adotaram-se os valores determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto. Os Quadros 2, 3 e 4 apresentam os resultados estatísticos dos ensaios realizados, os quais foram empregados nas análises de estabilidade determinística e probabilística dos taludes, que serão descritas adiante.

Quadro 2 – Intercepto coesivo (kPa).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
\bar{c} - médio	16	0
Desvio Padrão	5,9	4,3
c_k - de projeto	4,0	0
c máximo	25	32
c mínimo	0	0

Quadro 3 – Ângulo de atrito (°).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
$\bar{\phi} = \phi_k$	31	30
Desvio Padrão	2,7	3,8
ϕ máximo	35	36
ϕ mínimo	29	25

Quadro 4 – Peso específico natural (kN/m³).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
$\bar{\gamma}_k$	17,4	17,4
Desvio Padrão	1,1	1,0
γ_k máximo	20,2	20,3
γ_k mínimo	15,5	15,5

2.2 – Análises de estabilidade dos taludes

Para a implantação de suas residências nos Bairros Cota os moradores criam platôs no talus existente na região. Estas intervenções envolvem, em geral, a execução de cortes na massa de talus, com o lançamento do material escavado, sem compactação, em regiões a jusante dos cortes.

Estes e os aterros lançados podem apresentar alturas que variam desde 2,0 m até 8,0 m e inclinações que variam de 30° a 70°, tipicamente. De forma a complementar estas atividades, os moradores às vezes procuram conter os seus movimentos de terra através de “contenções” informais, as quais envolvem, em geral, muros de pedra simples ou argamassada e muros de alvenaria, conforme Figura 5. Em geral, não há preocupação com drenagem das águas superficiais ou subsuperficiais.

Estas intervenções resultam numa ocupação irregular, caótica e com elevado risco de ocorrência de instabilizações, conforme será demonstrado adiante. Esta situação é confirmada através da observação de ocorrências de instabilizações dos taludes e das contenções informais na região em análise, durante o período em que os trabalhos estavam sendo executados.



Fig. 5 – Corte vertical e construção de muro de alvenaria como contenção.

A estabilidade dos taludes foi analisada seguindo-se duas linhas:

- Análise Determinística, em que se comparam diretamente os Esforços Solicitantes e Resistentes, com a obtenção de Fatores de Segurança. Neste critério adotam-se parâmetros de resistência ao cisalhamento de projeto, anteriormente apresentados;
- Análise Probabilística, em que se determina a Probabilidade de Ruína dos taludes. Neste critério adotam-se os parâmetros médios com os respectivos desvios-padrão.

2.2.1 – Análises determinísticas

Para as análises determinísticas, utilizou-se o programa de Estabilidade de Taludes GeoStudio-Slope, que utiliza o método do equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança das superfícies potenciais de ruptura. Foi adotado o método de Morgenstern-Price para rupturas circulares. Os parâmetros utilizados nessas análises foram os anteriormente apresentados:

- Umidade Natural: Coesão de projeto, $c_k = 4,0$ kPa e Ângulo de atrito, $\phi = 31^\circ$;
- Inundado: Coesão de projeto, $c_k = 0$ kPa e Ângulo de atrito, $\phi = 30^\circ$.

O Fator de Segurança com relação à estabilidade das encostas foi avaliado considerando-se:

- As situações de umidade natural e saturação dos solos;
- Alturas típicas para os taludes de $H= 2\text{m}, 3\text{m}, 4\text{m}, 6\text{m}, 8\text{m}$ e 10m ;
- Inclinações típicas dos taludes de $30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ e 70° ;
- Sobrecarga de tráfego ou residencial, conforme NBR 11.682 = 20kN/m^2 .

A Figura 6 apresenta os resultados das análises determinísticas e os Fatores de Segurança dos taludes existentes.

As linhas cheias na Figura 6 mostram as condições teóricas dos taludes na região de tálus na condição de umidade natural. Verifica-se que taludes com inclinações de 30° a 40° podem apresentar alturas relativamente elevadas, de até $8,0\text{m}$ a 10m , e ainda apresentarem valores de FS acima da unidade. Por outro lado, taludes mais íngremes, com inclinações da ordem de 50° a 60° comportam alturas de $4,0\text{m}$ a $2,0\text{m}$, respectivamente, para valores de FS superiores à unidade.

Nesta mesma Figura 6 são colocadas as condições de 28 taludes que já foram objeto de análise e contenção nos Bairros Cota. Estes taludes apresentam alturas variando de $2,0\text{m}$ a $8,5\text{m}$ e inclinações de face entre 40° e 60° . Observa-se que a maioria dos taludes existentes apresentam Fatores de Segurança da ordem de $1,0$ a $1,2$, demonstrando as condições precárias de estabilidade, conforme esperado. Estes valores de FS estão abaixo do valor mínimo de $\text{FS}=1,65$, exigido pela NBR 11.682 para o caso de solos com grande variabilidade de propriedades, que é o caso do tálus em análise. Na mesma figura estão destacados em vermelho os taludes que sofreram processo de instabilização antes das obras de contenção.

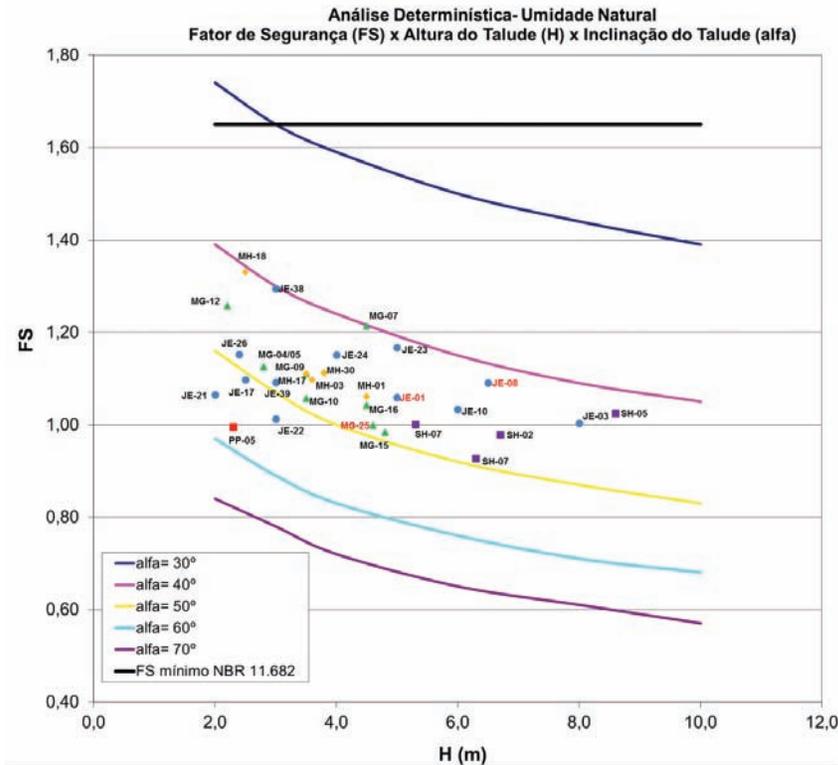


Fig. 6 – Análises determinísticas – FS – Umidade natural.

É importante ressaltar que um talude que apresente valor de FS inferior à unidade, segundo o critério determinístico, não necessariamente irá sofrer ruptura, pois se trata de uma análise que não considera a variabilidade dos parâmetros de resistência. Assim, é possível que haja taludes na região dos Bairros Cota com inclinações e alturas relativamente elevadas e que, ainda assim, não sofram instabilização. Da mesma forma, taludes suaves e de menor altura que apresentam valores de FS superiores à unidade não necessariamente podem ser considerados estáveis. Para contornar estes problemas desenvolveu-se a Análise de Estabilidade Probabilística, conforme se apresenta adiante.

Conclui-se que, para as condições geométricas, geotécnicas e hidráulicas vigentes nos Bairros Cota, e com base nas análises determinísticas na umidade natural, os taludes executados no corpo de tálus que possuem inclinações e alturas superiores a cerca de 30° (1V:1,75H) e 3,0m, respectivamente, não atendem às condições de segurança mínimas exigidas pela NBR 11.682. Estes taludes necessitam ser contidos através de estruturas de arrimo (p.ex. muros de pedra argamassada) ou reforço (p.ex. solo grampeado), mesmo em condições de umidade natural. Taludes com alturas entre 1,5m e 3,0m e inclinações superiores a cerca de 35° (1V:1,5H) também necessitam ser contidos pelas mesmas razões.

2.2.2 – Análises probabilísticas

Na análise probabilística determina-se a Probabilidade de Ruína (p_f) do talude, bem como o Coeficiente de Confiabilidade (β) (Aoki, 2008). Existem diversas publicações que apresentam valores aceitáveis de β e p_f para obras de engenharia e outras situações. O Eurocode EN1990 (CEN, 2002), por exemplo, apresenta diversas Classes de Consequências para eventuais instabilizações. Para o presente caso o valor mínimo de β seria de 3,3. Este valor corresponde a uma possibilidade de ocorrência da ruína entre “ocasional” e “remota”, e a uma probabilidade de ruína p_f entre 0,3% e 0,03%. Para as análises probabilísticas utilizou-se o mesmo programa de Estabilidade de Taludes GeoStudio-Slope e foi adotado o método de Monte-Carlo. Os parâmetros estatísticos foram aqueles apresentados nos Quadros 2 a 4.

A Figura 7 apresenta parte dos resultados obtidos nas análises probabilísticas realizadas.

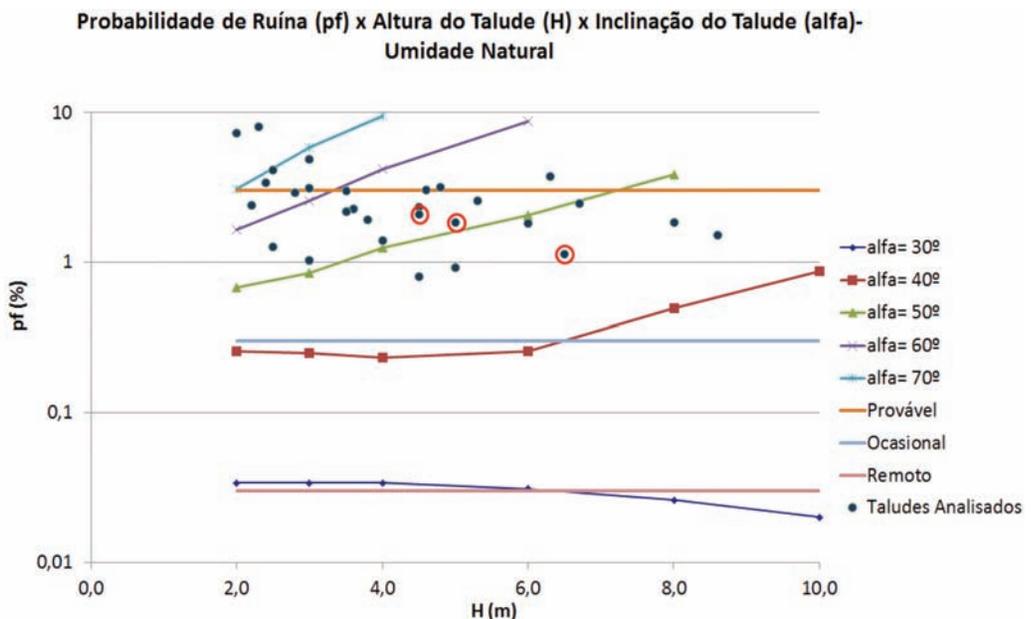


Fig. 7 – Resultado das análises probabilísticas - p_f x H x α - Umidade natural.

A Figura 7 mostra as condições de probabilidade de ruína dos taludes dos Bairros Cota, incluindo aqueles que foram objetos de projeto de contenção. A maioria dos taludes analisados encontra-se na faixa de probabilidade de ruína entre “provável” e “ocasional”, estando mais próximos da faixa de ruína “provável”.

Na mesma figura destacam-se em círculos vermelhos os três taludes que apresentaram sinais de ruptura. Considerando-se cerca de 28 taludes analisados, os taludes rompidos correspondem a cerca de 10%, representando uma probabilidade ruína entre “provável” e “frequente”.

Conclui-se que, para as condições geométricas, geotécnicas e hidráulicas vigentes nos Bairros Cota, os taludes executados no corpo de tálus que possuem inclinações iguais ou superiores a cerca de 35° (1V:1,5H) e alturas superiores a 2,0m apresentam Probabilidade de Ruína superior a 0,3% e Coeficiente de Confiabilidade inferior a 2,9, enquadrando-se na categoria de instabilizações entre “ocasional” e “frequente”. Estes taludes necessitam ser contidos através de estruturas de arrimo (p.ex. muros de pedra argamassada) ou reforço (p.ex. solo grampeado), mesmo em condições de umidade natural.

2.3 – Melhoria e reforço dos maciços

Com a obtenção dos parâmetros de resistência, conforme procedimento explicado anteriormente, foram elaborados os projetos das melhorias e reforços a serem implantados nos maciços dos Bairros Cota, especialmente em áreas próximas às moradias existentes. Dessa maneira, as soluções empregadas nos projetos de estabilização foram:

- Muros em solo grampeado;
- Muros em pedra argamassada;
- Retaludamento;
- Muros em alvenaria;
- DHPs.

Dadas as limitações geométricas locais, as contenções predominantes foram em solo grampeado. Para estas contenções, foram realizados ensaios de arrancamento nos chumbadores a fim de confirmar os valores de adesão utilizados do dimensionamento. Na Figura 8 estão apresentados os resultados de dois desses ensaios, que indicam adesões da ordem de 80 a 100kPa.

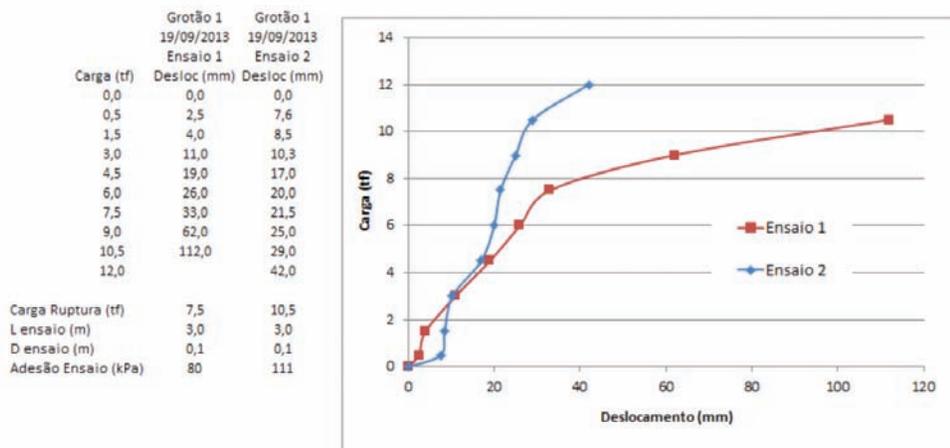


Fig. 8 – Resultados de dois ensaios de arrancamento.

As Figuras 9 a 11 apresentam fotos das obras em execução.



Fig. 9 – Execução de solo grampeado.



Fig. 10 – Muro de pedra argamassada.



Fig. 11 – DHPs e canaletas para escoamento da água.

Associados às obras de contenção foram executados diversos DHPs com extensões de dezenas de metros, cujo objetivo foi rebaixar o nível d'água nos corpos de tálus.

3 – SEGUNDO CASO: TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ADENSAMENTO INDUZIDO

3.1 – Introdução

Este caso aborda a melhoria do solo de fundação de um trecho rodoviário localizado no bairro Tijuco Preto, em Campinas – SP, que apresenta espessas camadas de solo mole. A solução adotada foi o de adensamento induzido em profundidade por injeção de graute. Esta técnica consiste em aumentar a rigidez do solo mole por meio da injeção de graute sob elevada pressão ao longo da espessura dos solos moles. Drenos verticais geossintéticos são cravados para acelerar o processo de adensamento radial e redução do índice de vazios. O arranjo construtivo da técnica está apresentado na Figura 12.

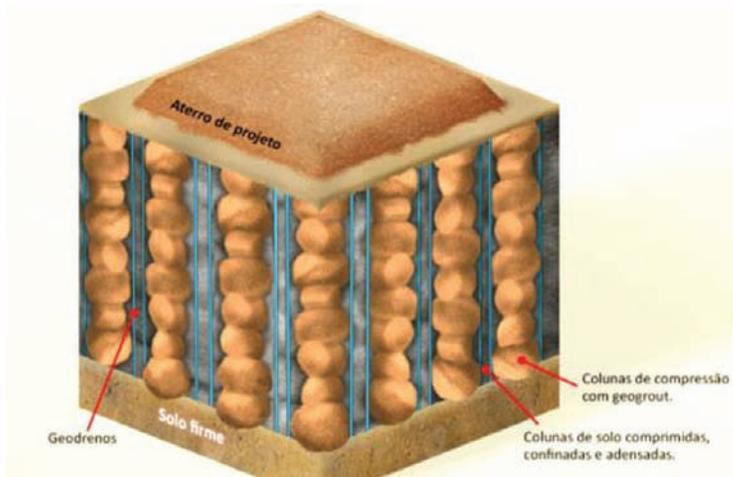


Fig. 12 – Arranjo esquemático da solução de adensamento induzido por injeção.

A injeção do graute sob pressão controlada forma bulbos e colunas no interior do solo mole e provoca o surgimento de excesso de poropressão, que é dissipado pelos drenos verticais. O princípio de funcionamento da técnica é o adensamento, com redução de volume da camada de argila saturada compressível.

O tratamento confere ao subsolo um módulo de elasticidade equivalente ao de uma argila rija, sendo que esse módulo é obtido por uma média ponderada das áreas ocupadas pelas colunas de graute e pelo solo adensado entre elas, conforme será discutido adiante.

A técnica de adensamento induzido em profundidade por injeção é monitorada através de instrumentação, que envolve manômetros para controlar a pressão de injeção, piezômetros de cordas vibrantes para acompanhar os excessos de poropressão e os tempos necessários para sua dissipação, e pressiômetros e placas de carga para a estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo tratado e das colunas de graute.

3.2 – Aspectos geológico-geotécnicos

O Quadro 5 apresenta as características dos horizontes que compõe o terreno local, com presença de argilas moles que podem atingir espessuras maiores que 5 metros. A Figura 13 mostra as áreas que foram tratadas com esta técnica.

Quadro 5 – Características do subsolo local.

Profundidade (m)	Camada	SPT
0 a 3,5	Aterro: argila arenosa vermelha escura	1 a 5
3,5 a 7,0	Argila orgânica cinza escura	1 a 3
7,0 a 9,0	Argila arenosa cinza escura	4 a 6
9,0 a 11,0	Areia fina argilosa variegada	11 a 12
11,0 a 22,0	Areia fina siltosa (arenito) amarela	24 a 50

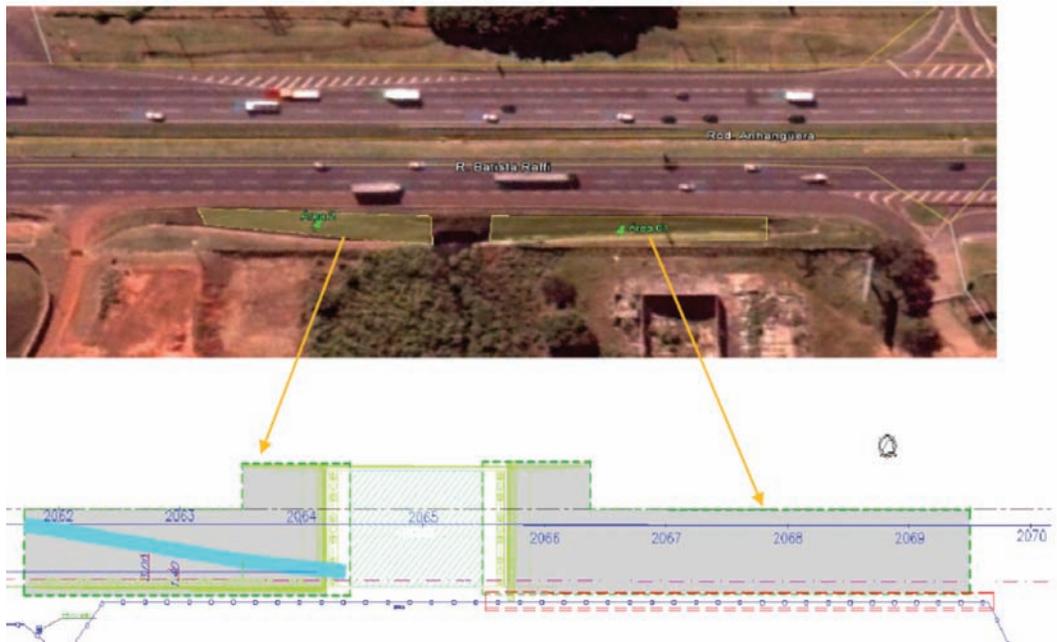


Fig. 13 – Regiões tratadas na rodovia em análise.

3.3 – Tratamento do Solo Mole

As áreas tratadas com a técnica de adensamento induzido foram:

- Área 01: possui 980m², nos quais foram executadas 166 colunas de graute com espaçamento de 3m. Os drenos verticais geossintéticos foram cravados em malha de 1,5m, atingindo profundidades de até 10m. Foram empregados 1000m³ de graute.
- Área 02: possui 700m², nos quais foram executadas 116 colunas de graute. Os espaçamentos são os mesmos da área 01, tanto para as colunas de graute quanto para os drenos. As profundidades atingidas também foram de 10m. Foram empregados 800m³ de graute.

A Figura 14 apresenta a distribuição de colunas de graute e a seção transversal do arranjo executado.

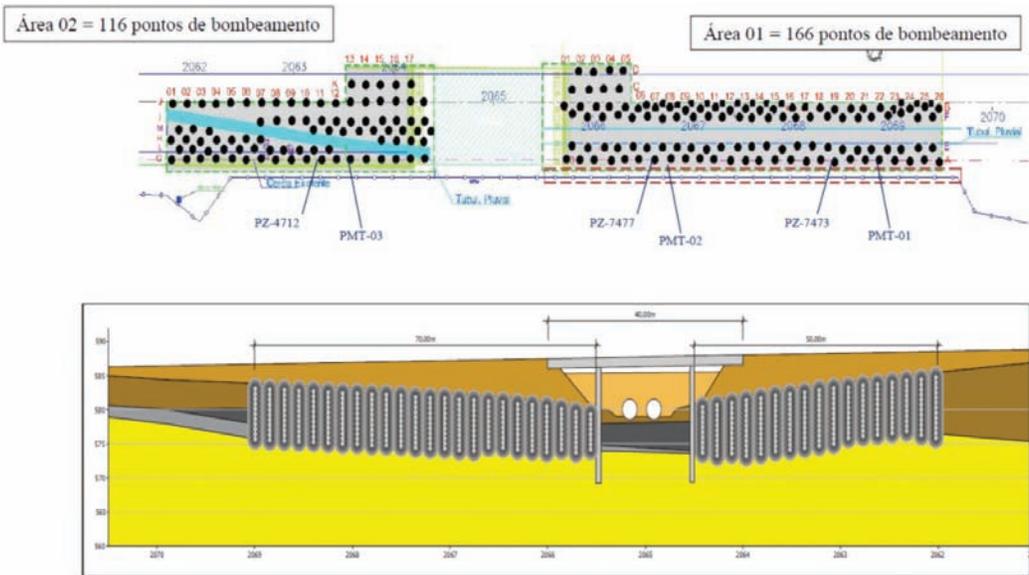


Fig. 14 – Distribuição de colunas de graute e seção transversal do arranjo.

3.4 – Instrumentação geotécnica

3.4.1 – Localização da instrumentação

A localização dos piezômetros e pressiômetros utilizados no monitoramento do tratamento é apresentada nas Figuras 15 e 16.

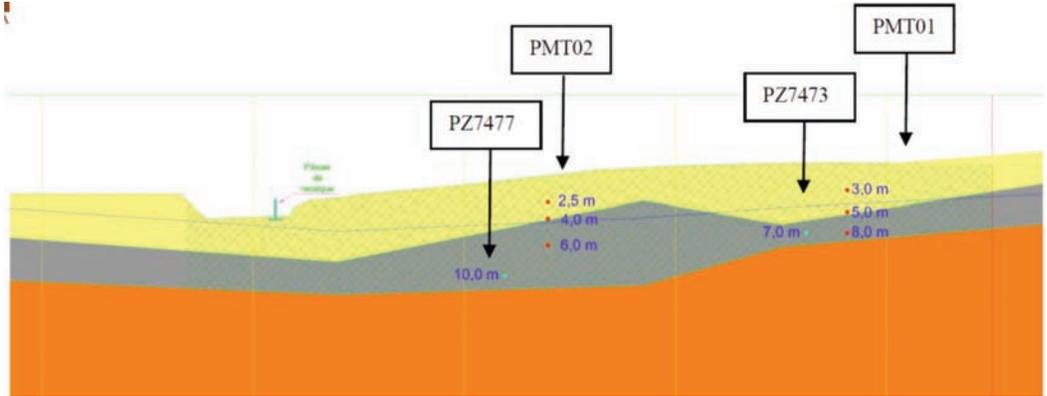


Fig. 15 – Vista em corte das instrumentações da área 1.

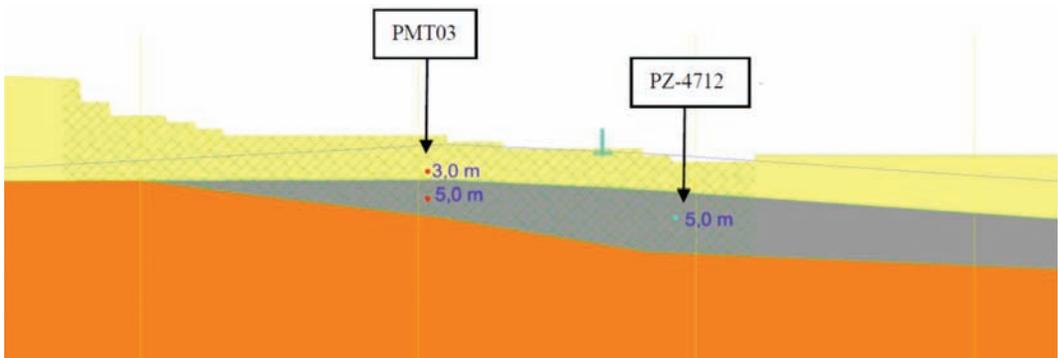


Fig. 16 – Vista em corte das instrumentações da área 2

3.4.2 – Resultados piezométricos

A Figura 17 mostra que o excesso de poropressões induzido pela injeção de graute é dissipado em cerca de dois dias devido a presença dos drenos verticais.

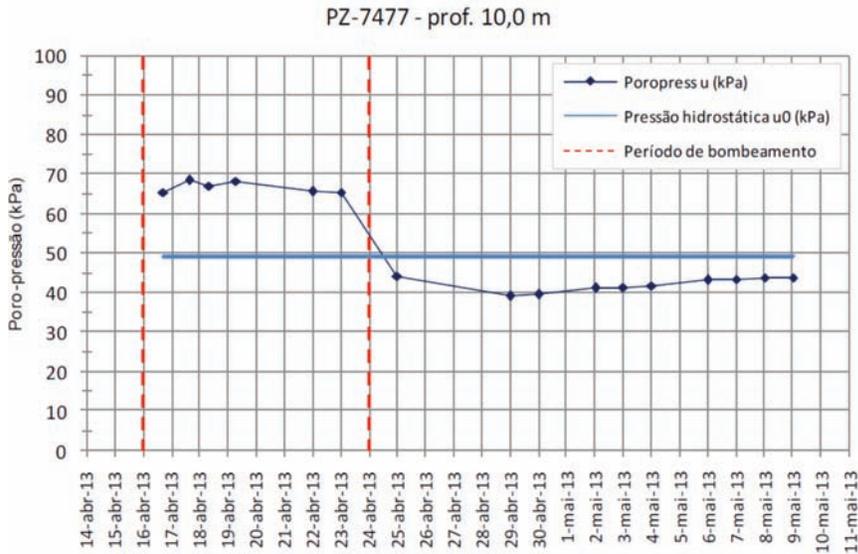


Fig. 17 – Resultado do piezômetro PZ 7477.

3.4.3 – Resultados dos ensaios pressiométricos

A fim de avaliar o ganho de rigidez dos horizontes de solo, o ensaio pressiométrico é realizado antes e depois do tratamento. Fazem-se também ensaios no graute injetado, a fim de determinar suas características de rigidez. O ensaio consiste em introduzir uma sonda inflável em uma perfuração pré-executada, até atingir uma profundidade desejada. Após ser inflada a sonda, um controle hidráulico monitora a resposta do material ensaiado, definindo uma relação tensão-deformação (ou pressão-volume) que permite determinar a pressão limite (P_L) e o módulo de deformação pressiométrico (E).

Os ensaios são executados com ciclos de carregamento e descarregamento, segundo recomendação de Briaud (1992).

Na Figura 18 estão apresentados os resultados de ensaios pressiométricos executados antes e após o tratamento. Vê-se que o solo que possuía consistência mole passou a rija, em geral. A Figura 19 mostra os resultados de ensaio pressiométrico no graute, com 28 dias de cura. Vê-se que módulo apresenta valor médio de 140.000kPa, o que equivale a uma argila dura.

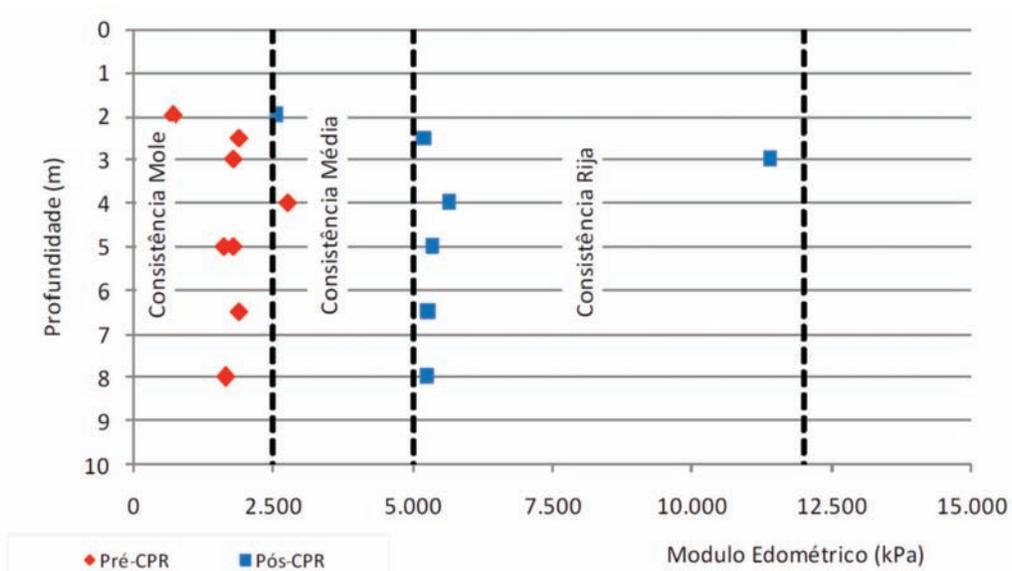


Fig. 18 – Ensaio pressiométrico, em solo, antes e após tratamento.

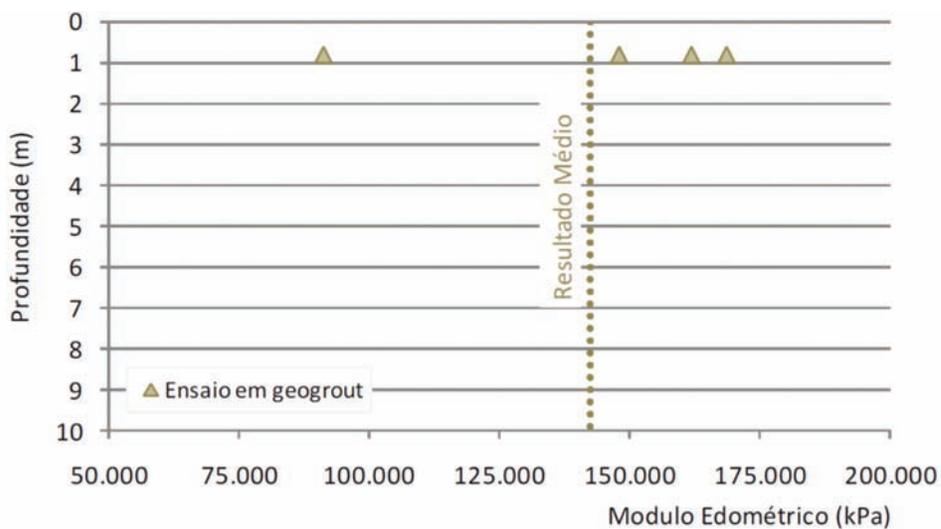


Fig. 19 – Ensaio pressiométrico no graute, com 28 dias de cura.

3.4.4 – Módulo equivalente

O módulo de elasticidade equivalente é obtido pela média ponderada entre as áreas de solo tratado e de colunas de graute. Essas áreas constam na Figura 20, que representa uma célula unitária do tratamento. Os cálculos para obtenção do módulo equivalente estão apresentados no Quadro 6.

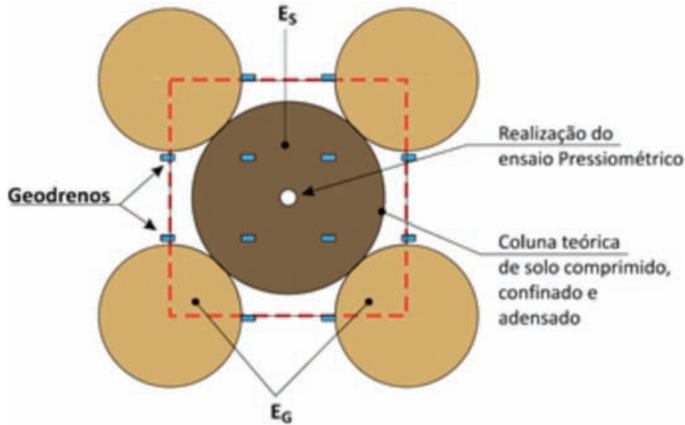


Fig. 20 – Esquema para determinação do módulo equivalente.

Quadro 6 – Dados de campo para determinar o módulo equivalente E_{eq} .

Dados de Campo	Valor	%
Distância entre eixos de colunas de graute (L)	3,0 m	***
Área total ($A_T=L^2$)	9,0 m ²	***
Diâmetro do graute (\varnothing_g)	1,3 m	***
Área da coluna de graute ($A_g=3,14* \varnothing_g^2/4$)	1,3 m ²	15
Área da coluna de solo entre colunas de graute ($A_s= A_T- A_g$)	7,7 m ²	85

Portanto, o módulo equivalente obtido foi de 26.400kPa, de acordo com a distribuição de contribuição do Quadro 6. O solo que antes possuía consistência mole teve sua rigidez elevada, adquirindo características semelhantes a uma argila dura.

3.5 – Registro fotográfico

As fotografias das Figuras 21 e 22 mostram a execução do tratamento.

Após o tratamento das fundações foi executado o aterro rodoviário. Sua construção foi instrumentada com placas de recalque e inclinômetros, os quais mostraram deslocamentos de ordem centimétrica, comprovando a eficácia do tratamento das fundações com injeção de graute.



Fig. 21 – Cravação dos drenos verticais geossintéticos.



Fig. 22 – Restos de graute posicionados nos locais de formação das colunas de injeção.

4 – TERCEIRO CASO: TALUDE EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO

4.1 – Introdução

A cidade de São Roque, localizada no interior do estado de São Paulo, foi o local escolhido por um grupo empreendedor para implantação de um aeroporto executivo privado, com uma das maiores pistas de pousos e decolagens do país, com cerca de 1.900m de extensão. Após a avaliação do projeto inicial pela ANAC (Agência Nacional de Aviação Civil) e a liberação do empreendimento, fez-se a compilação dos arquivos de topografia existentes com a geometria da implantação e verificou-se que a cabeceira oeste da pista de pousos e decolagens iria formar um talude de aterro que invadiria a via de acesso ao aeroporto, conforme representado na Figura 23.

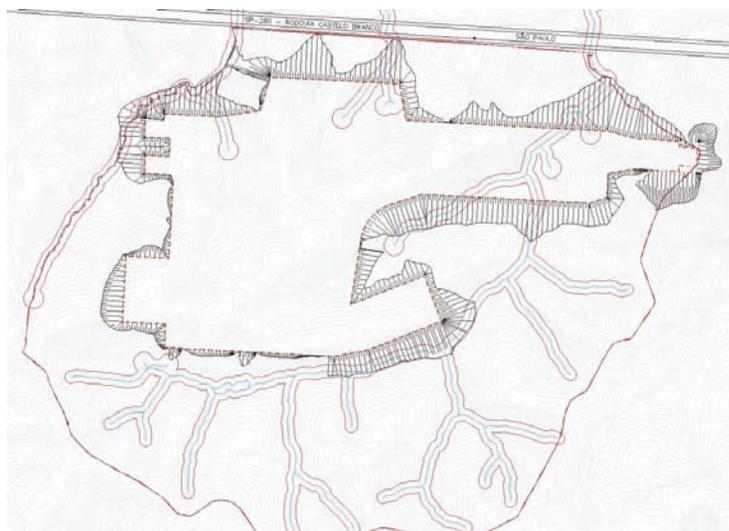


Fig. 23 – Planta inicial do empreendimento destacando a posição da cabeceira oeste.

Após estudos de alternativas decidiu-se pela execução de um talude mais íngreme reforçado com camadas de geogrelha. As características e detalhes dessa obra são apresentados a seguir.

4.2 – Sistema utilizado para a face

O sistema utilizado é composto por elementos de 0,60m de altura por 2,0m de largura com 70° de inclinação com a horizontal e comprimento do reforço variável em função da necessidade do projeto, de acordo com a Figura 24. Os elementos são confeccionados com uma malha hexagonal de dupla torção com abertura de 8x10cm, com fios de aço com baixo teor de carbono (BTC), $\varnothing=2,7\text{mm}$ revestidos pela liga (Zn/AL) Galfan+Revestimento plástico.

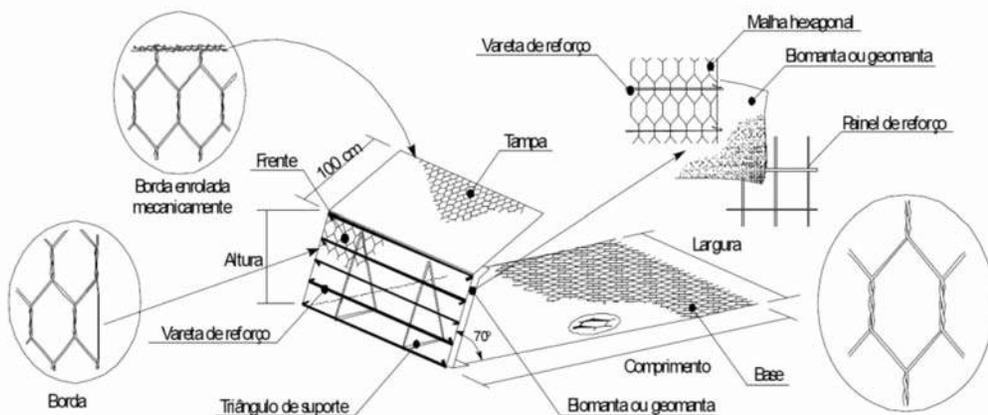


Fig. 24 – Elemento do sistema utilizado no reforço.

Na face inclinada é previsto um elemento para proteção dos fins de solo que pode ser uma biomanta ou geomanta, que são suportados por uma malha eletrosoldada de $\varnothing=8\text{mm}$ e abertura de 15x15 e triângulos internos com $\varnothing=10\text{mm}$.

4.3 – O projeto de estabilização

A Figura 25 mostra uma seção transversal do talude em solo reforçado. Para permitir a estabilização e inclinação previstas em projeto foram utilizados geogrelhas tecidas em poliéster revestidas em PVC com resistências de 200 e 120kN/m, respectivamente, do pé ao topo da seção, sendo seus espaçamentos verticais definidos de acordo com as análises de estabilidade.

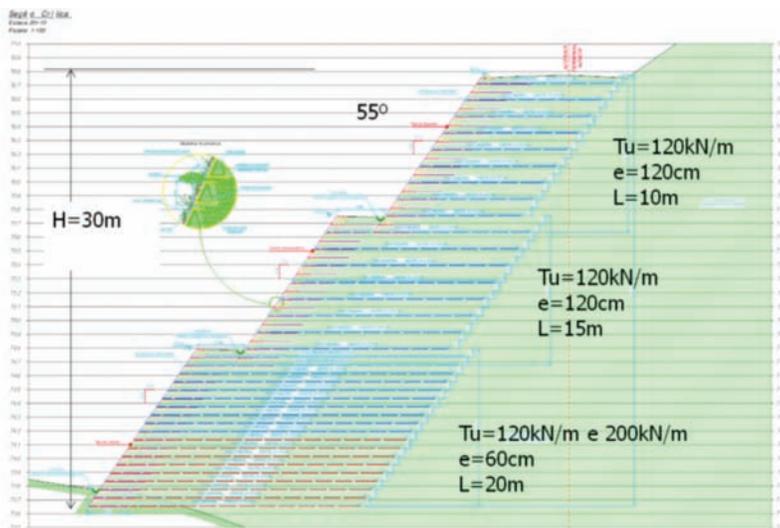


Fig. 25 – Seção crítica do aterro.

Após a contenção e estabilização foi previsto em projeto a conformação com os taludes e saias de aterro não reforçados nos extremos, prevendo uma transição natural, para que não ocorresse diferencial estético dos taludes, que deveriam ser gramados.

4.4 – Análises de estabilidade

Definida a solução a ser utilizada, faz-se necessário a avaliação da estabilidade do talude reforçado. Como a ESR possui inclinação menor que 70° com a horizontal, a estrutura passa a ter a classificação de talude reforçado, segundo BS8006-1/2010. Portanto, as análises realizadas foram de verificação global e verificação interna. Para a modelagem de cálculo foi considerado o método do equilíbrio limite, que realiza as análises de acordo com o critério rígido-plástico e ruptura de Mohr-Coulumb.

Nas modelagens foram consideradas sobrecargas de tráfego das aeronaves. O solo local é composto por alteração de metassiltito, conforme indicado pela Figura 26, que mostra o conjunto de resultados de ensaios de granulometria executados em amostras do local. Na Figura 27 estão apresentados os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CUsat.

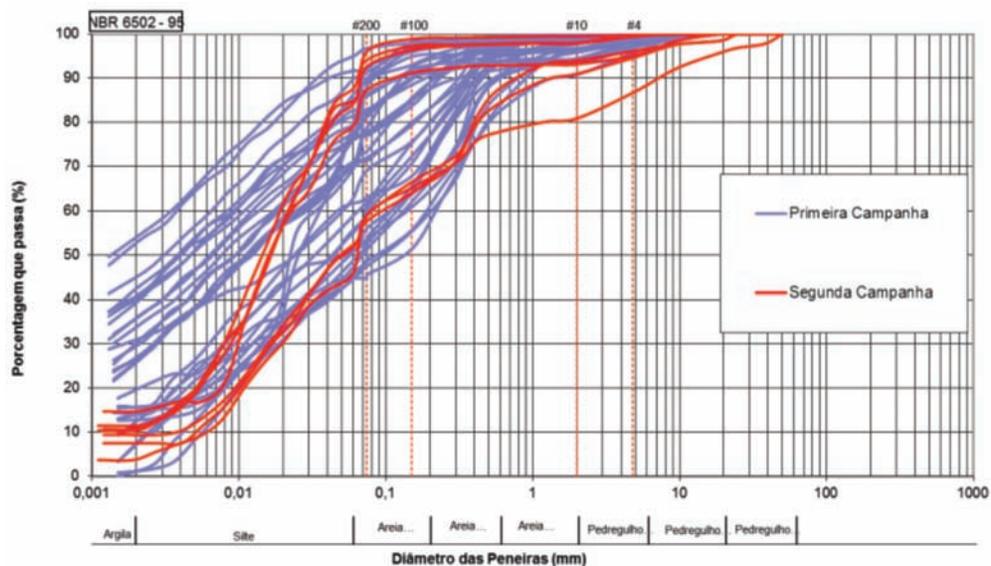


Fig. 26 – Curvas granulométricas do solo local.

Para a análise de estabilidade exemplificada na Figura 28 foi utilizado o método de Bishop simplificado.

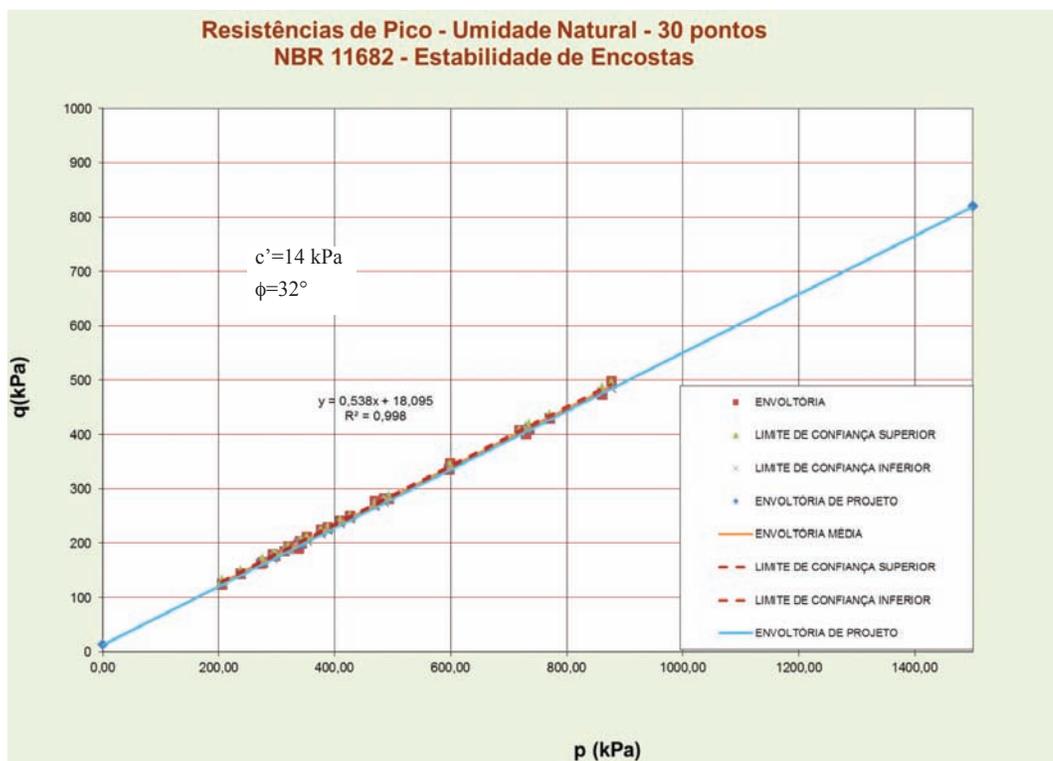


Fig. 27 – Envoltória de resistência e parâmetros obtidos.

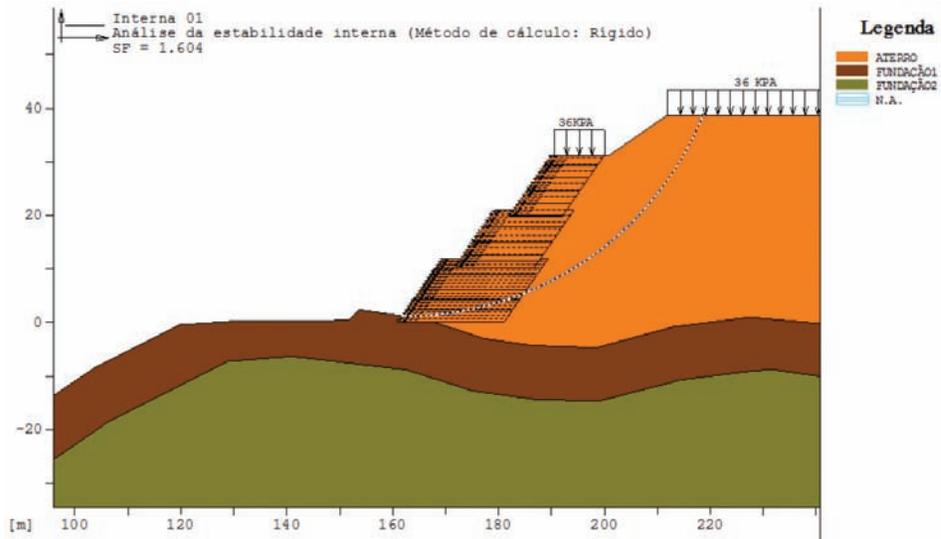


Fig. 28 – Análise de estabilidade.

4.5 – Instrumentação

Para acompanhar e avaliar a elevação do aterro e o desenvolvimento dos recalques e deformações das geogrelhas foram instalados os seguintes instrumentos: extensômetros nos reforços geossintéticos, medidores de recalque magnético, marcos de recalque superficial, piezômetros, inclinômetros e prismas de deslocamento. Neste artigo serão apresentados somente os resultados dos prismas de deslocamento, conforme Figura 29.

Os resultados da instrumentação mostram valores de deslocamentos verticais da ordem de 26cm e de deslocamentos horizontais da ordem de 13cm. Em geral, os deslocamentos apresentam tendência de estabilização após a conclusão do aterro, conforme apresentado no gráfico da Figura 29.

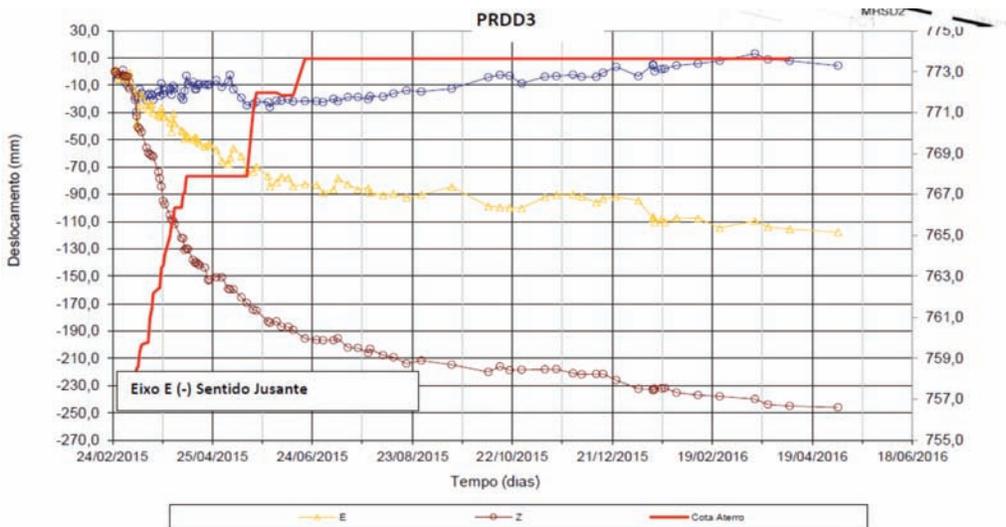


Fig. 29 – Deslocamentos medidos em um dos prismas de deslocamento.

Bathurst *et al.* (2010) apresenta os máximos deslocamentos admissíveis para contenções com diversos tipos de face como, por exemplo, para faces em tela de aço, conforme apresentado no Quadro 7. Os deslocamentos medidos no muro em análise são da mesma ordem de grandeza daqueles apresentados neste Quadro.

Quadro 7 – Quadro com alguns dos limites de deslocamento de face, de acordo com Bathurst *et al.* (2010).

Fonte	Tipo de Contenção	Deslocamento de Face
EN 14475 (2006)	Arame revestido e face em gabião	100 mm
PWRC (2000)	Todas as faces	300 mm

Os extensômetros instalados nas geogrelhas indicaram deformações bastante reduzidas, inferiores a 2%.

Os resultados apresentados pelas demais instrumentações também foram satisfatórios, indicando o bom desempenho da solução empregada. A Figura 30 apresenta uma foto geral da obra concluída.



Fig. 30 – Aterro reforçado com geossintéticos concluído.

5 – AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar seus agradecimentos às seguintes empresas e instituições que propiciaram o desenvolvimento destes trabalhos: ETEMP, CDHU, Yamamichi, CCR, Canhedo-Beppu, Engegraut, JHSF, ArcadisLogos, Contern, Maccaferri, EPUSP. O autor agradece à ABMS e SPG pelo convite para a apresentação do trabalho. O autor agradece também ao engenheiro Luciano Filipe Campos pela colaboração na elaboração deste texto.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramento, M. (1988) Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: fundamentos teóricos e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar. Dissertação de Mestrado, EPUSP.
- Aoki, N. (2008). Palestra “Dogma do Fator de Segurança”. SEFE VI, São Paulo, SP.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11.682, Estabilidade de Encostas.
- Bathurst, R.J., Miyata, Y. e Allen, T.M. (2010). Invited keynote paper, Facing displacements in geosynthetic reinforced soil walls. Earth Retention Conference 3 (ER2010), ASCE Geo-Institute, Washington.
- Briaud J.-L. (1992). The Pressuremeter, Taylor and Francis, London.
- British Standard. BS 8006-1 (2010): Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, London.
- CEN (2002) EN 1990 – Eurocode – Basis of structural design, Bruxelas.
- Engegraute (2016) Relatório de Tratamento de Solos – Tijuco Preto – 460/06/13.
- Hausmann, M. R. (1989) Engineering Principles of Ground Modification. McGraw-Hill College.
- Nicholson, P. G. (2014) Soil Improvement and Ground Modification Methods. Butterworth-Heinemann.
- Santos, A. R. (2004). A grande barreira da Serra do Mar: Da trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes, 1ª Edição, O Nome da Rosa, São Paulo.
- Wolle, C. M. (1988). Análise dos Escorregamentos Translacionais numa Região da Serra do Mar no Contexto de uma Classificação de Mecanismos de Instabilização de Encostas. Doutorado EPUSP.

DIMENSIONAMENTO DE BARRAGENS COM FENDAS (“SLIT DAMS”) PARA O CONTROLO DE FLUXOS DE DETRITOS EM BACIAS DE REGIME TORRENCIAL

Design of slit dams to control debris flows in torrential regime basins

Jorge Manuel Sousa Cruz*

RESUMO – O artigo aborda aspectos conceptuais e de dimensionamento de barragens com fendas (“slit dams”) para o controlo de fluxos de detritos grosseiros de material sólido em bacias hidrográficas de regime torrencial, como medida estrutural para a mitigação dos seus efeitos. A avaliação do risco associado a um determinado perigo pressupõe a identificação do problema e do sistema – alvo de atenção. Neste contexto e após a apresentação de casos históricos de torrentes como um fenómeno global, faz-se uma breve caracterização das bacias hidrográficas de regime torrencial e dos mecanismos de ruptura de vertentes e de transporte de material sólido que estão associados às torrentes. A identificação dos factores potenciadores e a caracterização dos parâmetros básicos dos fluxos de detritos, necessários ao dimensionamento das estruturas de controlo e retenção, são aqui apresentados segundo diferentes técnicas e metodologias. De entre várias medidas estruturais de combate a estes eventos, o trabalho foca-se nas barragens com fendas e no seu dimensionamento, e apresenta o caso da “aluvião” de 20 de Fevereiro de 2010 na ilha da Madeira como um evento excepcional onde estas soluções foram adoptadas.

SYNOPSIS – This paper presents conceptual and design issues of slit dams for the control of stony debris flow in torrential watersheds, as a structural mitigation measure. Risk assessment of a particular hazard requires the identification of both the problem and the system to protect. In this context, following the presentation of historical cases of debris flow as global phenomena, a brief characterization of torrential regime watersheds and the mechanisms of landslides, as well as associated solid material transport, are carried out. The identification of the enhancing factors, as well as the characterization of the basic parameters of debris flows, in order to design the control and retention structures, are discussed according to different techniques and methodologies. Among the several structural measures for torrent control, the article focuses on slit dams and their design, presenting the case of the “Aluvião” of 20 February 2010 in Madeira Island as an exceptional event where the presented solutions have been adopted.

PALAVRAS CHAVE – Barragens com fendas, Fluxo de detritos, Bacias hidrográficas de regime torrencial, aluvião, Madeira.

KEYWORDS – Slit dams, debris flows, torrential regime basins, “aluvião”, Madeira.

1 – INTRODUÇÃO

O controlo do risco associado a um determinado perigo visa, por definição, executar actividades e adoptar medidas planeadas, capazes de conter ou mitigar o risco existente e torná-lo tolerável. Essas medidas subordinam-se a um princípio estratégico fundamental que consiste na diminuição da perigosidade, assim como da vulnerabilidade das pessoas e bens potencialmente expostos.

* Engenheiro Civil, LCW Consult S.A., Algés, Portugal, jorge.cruz@lcwconsult.com.

No caso das bacias hidrográficas de regime torrencial, as cheias que as caracterizam representam um perigo pela sua violência e efeitos inequívocos sobre os leitos e as vertentes e, ainda, sobre as pessoas e valores atingíveis, estando entre os desastres naturais como dos mais destrutivos. Estas soluções são da maior pertinência, particularmente nas regiões onde o ordenamento do território é desajustado ou inexistente, o que, aliado aos efeitos das variações climáticas e em particular do fenómeno El Niño a que hoje se assiste em várias partes do planeta, as torna ainda mais relevantes.

Este trabalho foca-se apenas nas medidas de protecção estrutural e no seu dimensionamento.

O caso do evento da ilha da Madeira de 20 de Fevereiro de 2010 é aqui tratado como um evento geo-hidrológico excepcional, apresentando-se nesse contexto algumas das obras realizadas como exemplo singular das medidas estruturais adoptadas. Naturalmente que não sendo possível eliminar completamente o risco apenas com medidas deste tipo, tornou-se, porém, necessário articulá-las com outras medidas do tipo não-estrutural e passivas, actuando de forma directa ou indirecta sobre os factores de risco.

2 – TORRENTES DE DETRITOS – UM FENÓMENO GLOBAL

As correntes de detritos, aqui identificadas com o termo equivalente de “torrente de detritos” ou apenas e simplificada de “torrente” são processos geodinâmicos que ocorrem na maior parte das vezes em bacias hidrográficas com forte declive e submetidas a cheias com enorme violência e associadas a episódios de pluviometria intensa e concentrada ou prolongada.

Os efeitos destas torrentes resultam, em geral, em perdas de vidas humanas e na destruição de casas, de propriedades e de infra-estruturas urbanas (ver Quadro 1 e Figuras 1 a 3). Para além dos prejuízos directos criados por estes fenómenos, existem custos indirectos relacionados com a inutilização e/ou o impedimento temporal da exploração das áreas afectadas.

Quadro 1 – Síntese de alguns dos eventos mais importantes conhecidos e documentados.

País/Localidade	Data	Breve descrição do evento	Nº de mortes	Danos	Montante prejuízos
Venezuela/ La Guaira/Naiguaita	1999	Desprendimento e arraste de blocos e árvores numa extensão de mais de 40Km (Figura 1)	10.000 a 30.000	8.000 casas e 700 apartamentos destruídos. 75.000 pessoas desalojadas	1,79 x10 ⁹ USD
Peru/Mayunmarca	1974	Fluxo de detritos com 109 m ³ e com 8km	450		
Nicarágua/Casita Volcano		Derrocadas e torrentes de massas com a passagem do furacão Mitch	2.000		
Suíça, França e Áustria (Figura 2)					
Itália/ Sarmo, Siano, Quindici e Bracigliano	1998 e 1999	Fluxos de detritos de milhões de metros cúbicos (Figura 3)			Avultados prejuízos materiais



Cone de dejecção dos depósitos de torrente na parte terminal da Quebrada Seca, em Cerro Grande (Jakob e Hungr, 2005).



Detritos depositados na cidade de Caraballeda, com mais de 6m de espessura (Wieczorek *et al.*, 2013)

Fig. 1 – Torrente de 14-16 Dez. 1999, no Estado de Vargas, Venezuela.

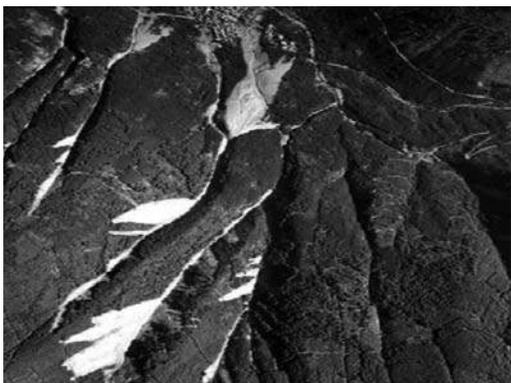


Torrente de Schmitzenbach, 1887, Salzburg, Áustria.



Estabilização de taludes deslizados e arrastados em 1898 em Filpittertobel, Voralberg, Áustria.

Fig. 2 – Torrentes e medidas de mitigação nos Alpes austríacos (Jakob e Hungr, 2005).



Vista a partir da parte superior (montante).



Vista de jusante.

Fig. 3 – Vistas aéreas das áreas de deslizamentos e de depósito de Siano e Quindici (Jakob e Hungr, 2005).

Em Portugal estes fenómenos têm maior preponderância nas ilhas insulares da Madeira e dos Açores, onde surgem com grande recorrência e intensidade (Quadro 2). Na ilha da Madeira estes eventos são correntemente designados por “aluvião”, de que muito recentemente nos lembramos da “aluvião de 20 de Fevereiro de 2010” que atingiu com particular intensidade alguns concelhos da vertente Sul da ilha. Neste evento perderam a vida 45 pessoas e seis foram dadas como desaparecidas, bem como foram registados elevados danos materiais e a destruição de infra-estruturas. Em 22 de Dezembro de 2009 e em 2 de Fevereiro de 2010 tinham já ocorrido fenómenos semelhantes, respectivamente nos concelhos de S. Vicente e de Santana, embora com menores consequências.

Quadro 2 – Síntese histórica das principais aluviões da ilha da Madeira (IST *et al.*, 2010c).

Data	Zona	Vítimas e danos
9 de Outubro de 1803	Funchal	800 - 1000 Vítimas
6 de Março de 1929	S. Vicente	40 Vítimas, 11 casas e 100 palheiros destruídos
30 de Dezembro de 1939	Madalena do Mar (principais danos)	4 Vítimas
21 de Setembro de 1972	Santo António	2 Vítimas
20 de Dezembro de 1977	Estreito de Câmara de Lobos	4 Vítimas e 45 desalojados
23 e 24 de Janeiro de 1979	Machico, Porto da Cruz, Camacha, Canhas, Calheta e Fajã do Penedo	14 Vítimas
29 de Outubro de 1993	Por toda a ilha da Madeira	4 Vítimas, 4 desaparecidas, 306 desalojados, 76 habitações afectadas e 27 feridos
5 e 6 de Março de 2001	Curral das Freiras e S. Vicente	4 Vítimas (turistas alemães) e 120 pessoas desalojadas
22 Dezembro de 2009	Madalena do Mar e S. Vicente	Destruição de vias de comunicação e habitações

3 – BACIAS HIDROGRÁFICAS DE REGIME TORRENCIAL

As bacias hidrográficas de regime torrencial identificam-se pela variação temporal dos escoamentos, marcada por aparições bruscas de grandes cheias, todas elas com enorme violência e arraste de materiais.

Estas bacias, em que ocorrem as designadas cheias repentinas (“flash floods”), tornam-se muito relevantes em ambiente urbano, pelo grande risco que induzem. Estas cheias estão associadas a fenómenos meteorológicos de origem convectiva e distinguem-se das demais cheias naturais, pelo curto intervalo de tempo que separa o fenómeno pluviométrico da cheia por ele originada: intervalos até 6 horas segundo alguns autores.

Estas cheias têm na generalidade as seguintes características:

- ocorrem em pequenas bacias hidrográficas com uma forma em planta (bacias semicirculares em “anfiteatro”) que diminui o tempo de concentração;
- são provocadas por fortes precipitações de curta duração;

- as linhas de água onde ocorrem têm fortes declives longitudinais do leito e, em consequência, os escoamentos gerados apresentam grandes velocidades, forte poder erosivo
- e capacidade de transporte elevada;
- devido à erosão que provocam, com o conseqüente aprofundamento do leito e margens, estas cheias podem provocar movimentos de vertente induzidos.

Pela sua rapidez, estas cheias dificultam a implementação de sistemas capazes de, atempada e eficazmente, alertarem para as ocorrências, tornando menos eficazes os planos de emergência. Por outro lado, devido à natureza repentina destas cheias e à violência característica do escoamentos que provocam, as medidas para minimização do risco, sobretudo as estruturais, tem uma eficácia limitada, podendo mesmo criar uma ilusão de segurança que não contribui para um correcto ordenamento dos vales. Por tal facto estas medidas têm de ser sempre acompanhadas por medidas não estruturais que envolvem a adaptação da postura humana para “acomodar” os riscos de cheia.

4 – PRODUÇÃO E TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.1 – Generalidades

A torrente enquanto poderoso agente de erosão resulta do encadeamento e sucessão temporal de mecanismos de instabilidade ou movimento de vertentes e de erosão, de transporte e de deposição de sedimentos, em que a água é o principal agente.

A bibliografia aborda por vezes a torrente e o movimento de vertente da mesma forma, sem que a identificação do mecanismo que caracteriza o movimento seja apresentada. Este aspecto faz toda a diferença na abordagem do processo para a sua caracterização e avaliação. Em termos práticos para aplicação em análises de risco é importante ter uma classificação dos tipos de movimento, baseada nas características do material constituinte, da massa mobilizada e na cinemática envolvida.

4.2 – O caso dos fluxos mistos de detritos (“debris flows”)

São várias as definições de movimentos de vertente, em resultado da enorme quantidade de combinações entre tipos de materiais e agentes deflagradores. Resulta deste facto que existem terminologias que por vezes se confundem para tipificar movimentos de vertente com características algo distintas. Em geral, na base das classificações estão critérios principais e secundários de caracterização relacionados com a litologia, tipo de mecanismo, cinemática, morfologia e extensão do movimento. Segundo Zêzere (2005), a tipologia de movimentos de vertente hoje aceite como mais correcta é a proposta por Diukau et al.(1996), que se baseia nas classificações de Varnes (1978) e WP/WLI (1993).

No sentido de sistematizar a classificação geral da tipologia dos processos geodinâmicos, Zêzere (2005) elaborou o Quadro 3 distinguindo-os pela abrangência das cinemáticas de cada processo.

Concentremo-nos, pois, no movimento de vertente do tipo escoada ou fluxo, que constitui o foco deste artigo, mais concretamente o fluxo misto de detritos, designado pela terminologia anglo-saxônica de “debris flow”.

De forma simplificada e abrangente, o fluxo de detritos é caracterizado por uma forma de movimento rápido de massas, em que uma combinação de solo de fraca consistência ou de baixa compacidade, rocha, ar e água se movimenta como um fluxo ao longo da vertente. Por definição,

Quadro 3 – Abrangência dos termos Movimento de Vertente, Movimento de Terreno e Movimento de Massa (Zêzere, 2005).

Termo	Abrangência
Movimento de vertente (Landslide)	Desabamento ou queda (fall) Balançamento ou tombamento (topple) Deslizamento (sliding) Expansão lateral (lateral spread) Escoada ou fluxo (flow)
Movimento de terreno	Movimento de vertente Subsidência (abatimento, assentamento) Expansão-retração em solos argilosos
Movimento de massa	Movimento de terreno Reptação (creeping) Solifluxão e associados ao gelo e à neve

inclui menos de 50% de finos e é normalmente causado por uma intensa e concentrada precipitação ou por derretimento rápido de neve. Este tipo de fluxo ocorre em geral em vertentes íngremes e é facilmente identificado pela sua morfologia na zona de deposição em forma de leque (“Fan”). Os incêndios, pela eliminação do coberto vegetal, constituem um dos factores externos que mais contribuem para a intensificação da susceptibilidade das vertentes a estes fenómenos.

No caso particular dos fluxos mistos de detritos, são várias as definições utilizadas por vários autores para os caracterizar. Isto deve-se por um lado, ao ponto de vista usado para o definir (mecânico, físico, ...) e à complexidade do movimento e por outro, ao facto de estes fluxos dependerem das múltiplas condições que determinam a resistência do terreno à erosão/instabilidade e aos muitos factores potenciadores do movimento.

Do mero ponto de vista físico e de uma forma utilizada por muitos autores, o fluxo de detritos identifica-se como sendo um escoamento misto em que a camada de transporte integra, em toda a sua profundidade, uma componente ou fase sólida constituída por elementos de grande dimensão, que podem ser da ordem de 80%, num estado saturado.

Estes movimentos distinguem-se dos demais pelas características especiais que os identificam com uma capacidade destrutiva elevada, com a mobilização de grandes e concentradas massas de solo, rocha e outros detritos associada às instabilidades de vertentes e a erosões, com o transporte dos detritos a grandes distâncias e com velocidades médias a elevadas em períodos curtos de tempo (Figura 4).



Fig. 4 – Imagens de “debris-flow”: fluxo canalizado e área de deposição - “Aluvião”
Ilha da Madeira (2010.02.20).

Enquanto escoamento, é a parte sólida que induz uma grande complexidade e perigosidade ao movimento e que o faz diferenciar, de modo muito significativo, de outras cheias.

Nestes fluxos a distribuição granulométrica é muito complexa, devido à grande diversidade de materiais envolvidos (água, blocos de rocha, troncos de árvores e detritos de uma forma geral) e cuja diversidade e quantidade de materiais dependem das fontes de detritos envolvidas. Além disso, caracterizam-se por apresentarem características reológicas fortemente ligadas aos seus componentes sólidos e ao seu teor de humidade.

De acordo com o predomínio das fracções granulométricas na matriz da massa mobilizada, assim existirão diferenças no comportamento reológico do fluxo de detritos: o predomínio de solos finos (argila e silte) e água origina um comportamento visco-elástico, enquanto o predomínio de areia e água origina um comportamento colisional-friccional.

Segundo Takahashi (2007), o mecanismo do fluxo de detritos permite que os sólidos sejam carregados devido à suspensão das partículas causada pela colisão entre as mesmas, caracterizando a mistura como densa. Enquanto os deslizamentos são dominados pelas forças entre as partículas sólidas, que seguem um comportamento por atrito adequado às condições concebidas pela equação de Coulomb, e os escoamentos líquidos regidos pelas forças hidráulicas, que seguem a lei de viscosidade de Newton, nos fluxos de detritos as duas componentes - forças dos sólidos e forças hidráulicas - actuam em conjunto.

A Figura 5 ilustra o perfil longitudinal típico de uma onda de fluxo de detritos, constituída por uma parte frontal mais saliente (“cabeça”) onde se aloja a maior percentagem dos elementos grosseiros, uma parte central constituída por material fino e detritos, e uma parte final (“cauda”), com maior percentagem de água do que de sedimentos, similar a um fluxo de lama de profundidade relativamente constante e com escoamento turbulento (Pierson, 1986, citado em Jakob e Hungr, 2005). Cada uma dessas ondas insere-se numa sucessão de ondas intermitentes ao longo do movimento translacional do fluxo.

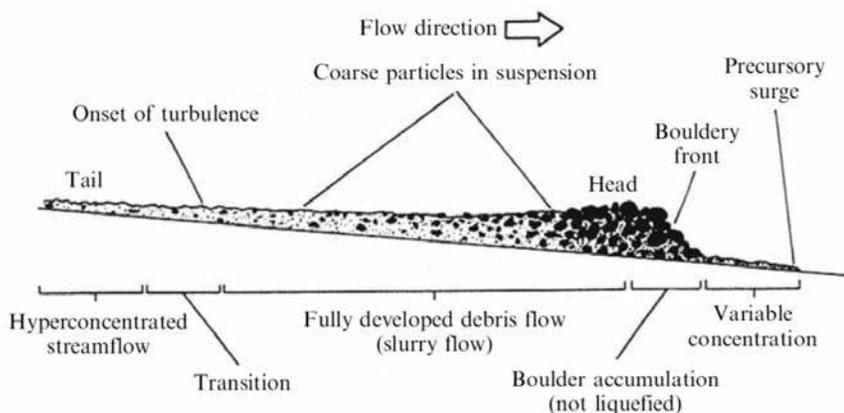


Fig. 5 – Diagrama de fluxo de detritos com frente granular (Pierson, 1986, citado em Jakob e Hungr, 2005).

Segundo Takahashi (2007), a parte frontal do fluxo apresenta uma velocidade constante durante o movimento, enquanto a parcela do fluxo referente à cauda apresenta um perfil decrescente de velocidade ao longo da seção transversal, sendo a maior velocidade junto à superfície e a menor junto ao leito do canal. Devido a este perfil de velocidade, as partículas que se encontram na superfície do fluxo tendem gradualmente a encaminhar-se para a parte frontal do movimento, depositando-se aí. Dependendo das características do fluxo de detritos, essas partículas são capazes de formar uma barreira e impedir a continuidade do movimento, ou então, essa barreira é galgada e o fluxo continua.

A fim de se caracterizar melhor o comportamento de um fluxo de detritos ao longo de toda sua duração, são identificadas três partes do evento, diferenciadas, sobretudo, pela topografia e pelas forças actuantes (Takahashi, 2007) (Figura 6):

- i) A bacia de recepção ou zona de iniciação onde se principia o movimento, geralmente localizado na parte alta das vertentes e onde cai grande parte da água das chuvas, ou nas partes laterais do canal de escoamento. A iniciação nestes processos requer a presença de água em quantidade suficiente para saturar o material e corresponde à transformação da energia potencial em energia cinética, capaz de mudar o tipo de movimento de deslocamento para fluxo. Os principais parâmetros a conhecer são: o índice pluviométrico da região e área da bacia; a inclinação da encosta e do canal; a geometria da encosta; o uso e ocupação/vegetação; os aspectos geológicos.

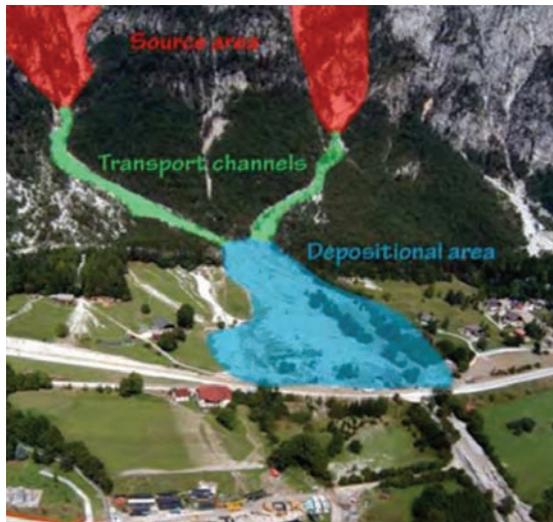


Fig. 6 – Identificação das partes principais de um fluxo de detritos: 1) Área de iniciação (vermelho); canal de transporte (verde); área de deposição (azul) (Calligaris e Zini, 2012).

- ii) O canal de escoamento ou de transporte, onde se desenvolve o movimento de fluxo, associado a processos de erosão e de carreamento de material recepcionado. Em geral, esta zona corresponde a locais com inclinação maior do que 15° (Hungar, 1995).
- iii) A área de deposição onde os detritos se depositam por anulação da energia cinética resultante da redução da declividade do terreno e da perda de confinamento. Existem dois tipos de deposição: deposição livre ou aberta e deposição canalizada. No primeiro caso, a formação do leque de deposição dá-se de acordo com a topografia, isto é, o fluxo forma o seu próprio caminho pela(s) encosta(s) antes de depositar o material nas zonas mais baixas. No segundo, o depósito tende a adoptar a forma do canal existente e, em geral, apresenta um elevado teor de sólidos, podendo chegar a uma concentração de sólidos de 80% e têm uma consistência equivalente de betão fresco. Daí, poderem transportar pedregulhos com alguns metros de diâmetro.

Tal como atrás referido, os fluxos de detritos podem ser classificados segundo vários critérios. O mais generalizado, corresponde à classificação de Jacob *et al.* (2005), que categoriza o evento em função da magnitude do movimento do fluxo, relacionando-a com o volume, com o caudal de pico, com a área afectada e ainda com as possíveis consequências (Quadro 4).

Quadro 4 – Classificação de magnitudes de fluxos de detritos segundo Jakob e Hungr (2005).

Classe	V Volume (m ³)	Q_b Caudal de pico (m ³ /s)	B_b Área afectada (m ²)	Consequências possíveis
1	$< 10^2$	< 5	$< 4 \times 10^2$	Danos muito localizados; possíveis mortes de trabalhadores florestais em pequenas linhas de água; danos em construções menores.
2	$10^2 - 10^3$	5-30	$4 \times 10^2 - 2 \times 10^3$	Soterramento de carros; destruição de pequenas construções de madeira; arranque de árvores; obstrução de passagens hidráulicas; descarrilamento de comboios.
3	$10^3 - 10^4$	30-200	$2 \times 10^3 - 9 \times 10^3$	Possível destruição de grandes edifícios; danos em pilares de pontes de betão; obstrução ou dano de auto-estradas e condutas.
4	$10^4 - 10^5$	200-1.500	$9 \times 10^3 - 4 \times 10^4$	Possível destruição de partes de aldeias, destruição de tramos de infra-estruturas, pontes, obstrução de riachos.
5	$10^5 - 10^6$	1.500-12.000	$4 \times 10^4 - 2 \times 10^5$	Possível destruição de partes de cidades e de florestas com 2km ² de área e obstrução de riachos e pequenos rios.
6	$10^5 - 10^6$	N/A	$> 2 \times 10^5$	Possível destruição de cidades; afectação de vales até várias dezenas de km ² de área, barramento de rios.
7	$10^6 - 10^7$	N/A	N/A	Possível destruição de grandes cidades; afectação de vales até várias dezenas de km ² de área; barramento de grandes rios.
8	$10^7 - 10^8$	N/A	N/A	Possível destruição de grandes cidades; inundação de grandes vales até uma centena de km ² de área; barramento de grandes rios.
9	$10^8 - 10^9$	N/A	N/A	Vasta e completa destruição de centenas de km ² de área.
10	$> 10^9$	N/A	N/A	Vasta e completa destruição de centenas de km ² de área.

Legenda: N/A – Fluxos de detritos granulares não observados para esta magnitude

5 – FACTORES POTENCIADORES E PARÂMETROS BÁSICOS CARACTERIZADORES DAS TORRENTES DE DETRITOS

5.1 – Factores Potenciadores

As torrentes desencadeiam-se e evoluem a partir de factores desencadeantes e condicionantes, de origem natural ou antrópica. É da combinação destes dois factores que resulta o movimento e que se estabelecem as características de uma torrente, nomeadamente a sua magnitude e probabilidade de ocorrência.

De entre os primeiros inclui-se o factor hidroclimático, considerando-se a precipitação como o “factor de ignição”. O efeito resulta na subida das pressões neutras que se desenvolvem ao longo de superfícies potenciais de ruptura, por vezes com subida do nível de água subterrânea e consequentemente com a perda de resistência. Em camadas superficiais peliculares, a saturação dos materiais, perante episódios de chuva intensa, é rapidamente atingida e deste modo, o desencadear

do movimento de vertente e da corrida de massa tornam-se céleres. Nos casos dos fluxos que envolvem deslizamentos profundos de massas, a celeridade está muito ligada ao estado de saturação do terreno. Em qualquer caso, a importância das precipitações antecedentes ao dia da ocorrência é comum às duas tipologias de movimento.

Starkel (1979), citado em Jakob e Hungr (2005), considera que a chuva crítica ou seja, aquela que provoca o início e a corrida de uma massa de vertente, é a combinação intensidade – duração, a que se liga a litologia do material, e que por isso, nem sempre se faz sentir do mesmo modo no desencadear dos movimentos de vertente (Figura 7).

Existem na literatura diversos métodos e conceitos para relacionar factores climáticos com ocorrências de movimentos de vertente. A Figura 8 compara algumas dessas correlações, com base em dados mundiais, através de curvas de limiares de intensidade pluviométrica associada à ocorrência de fluxos de detritos em função da duração da precipitação. Estas correlações podem tornar-se muito importantes para a previsão e gestão de risco, mas elas não se substituem a estudos de maior detalhe em cada uma das zonas ou regiões.

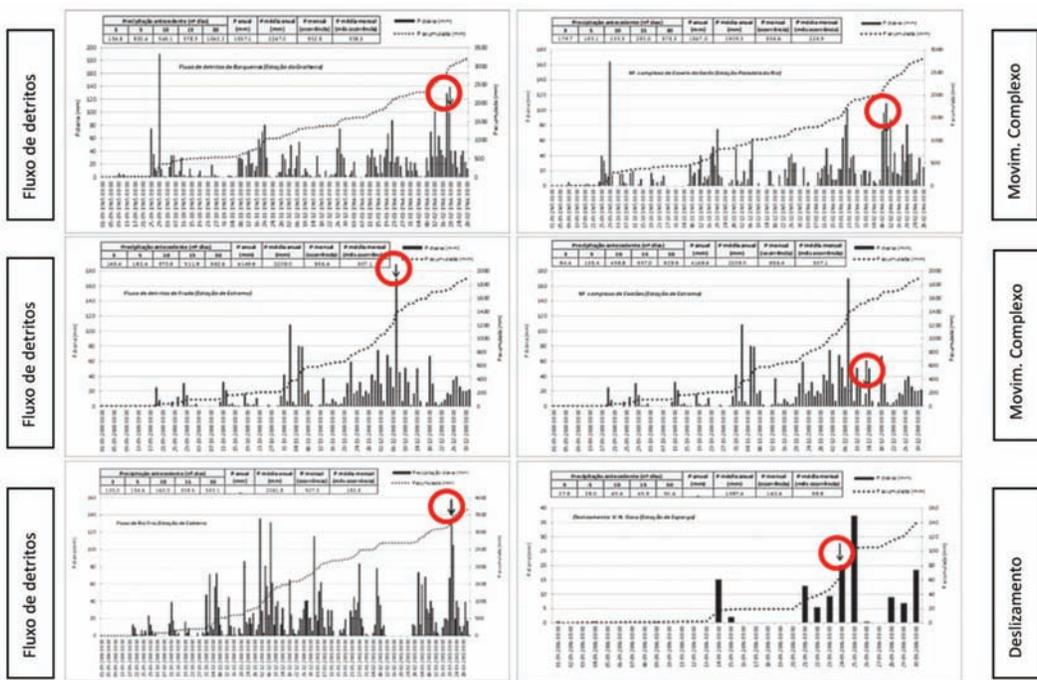


Fig. 7 – Valores de precipitação diária e precipitação acumulada associados a movimentos de vertentes de tipologia distinta (Soares e Bateira, 2013).

Tal como indicado em vários estudos (Zêzere, 2005; Soares e Bateira, 2013), a influência da pluviosidade sobre os movimentos de vertente não é linear, considerando-se que episódios de precipitação com características distintas ao nível da quantidade, intensidade e duração condicionam a tipologia dos movimentos, sendo, por isso, necessário separar a intensidade de precipitação do mecanismo de vertente dados os diferentes mecanismos físicos a que se liga cada uma das instabilidades com os limiares de intensidade de precipitação antecedente crítica e intensidade de precipitação.

Para além destes factores, outros são tipicamente desencadeantes, designadamente, os processos erosivos do leito e margens causados por precipitações concentradas e intensas, o colapso

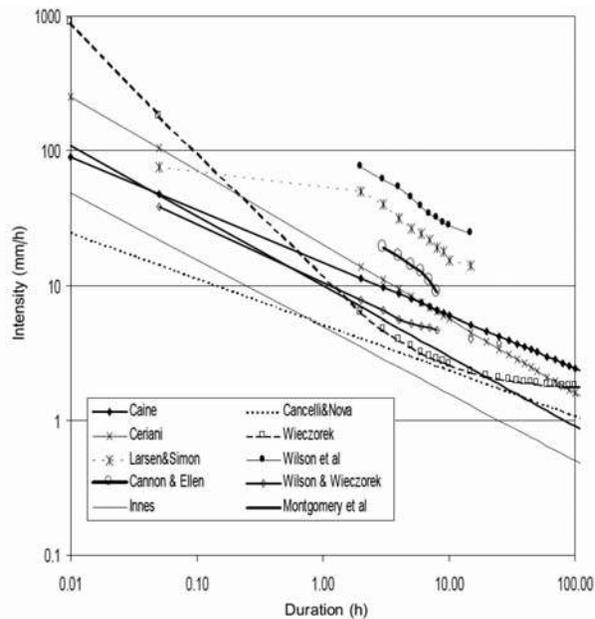


Fig. 8 – Limiares globais de intensidade de precipitação vs. duração na ocorrência de fluxos de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

de barragens de retenção de sólidos nas mesmas circunstâncias de precipitação intensa, e ainda o impacto de uma massa sobre uma outra constituída por materiais saturados e menos resistentes na base, gerando aí tensões neutras elevadas (Figura 9).

Dos factores condicionantes do movimento, ou seja, aqueles que criam condições para que o movimento ocorra, para além da natureza geológica e geomorfológica, destacam-se as condições climáticas extremas, as situações de pré-deslizamento de massas com a instalação das resistências residuais, o coberto vegetal, a drenagem e os factores de ordem antrópica.

Destes, a litologia assume um papel importante, pois o tipo de mecanismo de movimento de vertente varia de acordo com o tipo. A ocorrência de formações superficiais, tais como depósitos de vertente, depósitos coluvionares, solos residuais, todos eles em geral com características de baixa resistência, torna o movimento mais susceptível, pois, ao facilitar condições de infiltração, circulação e armazenamento da água no solo, promove a sua perda de resistência. No caso de formações pouco permeáveis ocorrerem à superfície, com baixa capacidade de infiltração e com a possibilidade de acumulação de água a montante das mesmas, criando peso e pressão, esse aumento do peso e da pressão neutra no interior das formações, promove, igualmente, a sua perda de resistência, desencadeando a ruptura.

Do mesmo modo, a tectónica é responsável pelas redes de fracturação dos maciços rochosos, as quais facilitam a infiltração da água no seu interior.

Os factores de ordem geomorfológica incluem a geometria das vertentes, designadamente a forma e a extensão e sobretudo o declive, que se assume como basilar para a ocorrência de fluxos, e ainda, o encaixe e a morfologia dos vales.

O coberto vegetal é outro factor de grande importância, que pode ser analisado em duas perspectivas: a positiva e a menos positiva. A contribuição positiva relaciona-se com o aumento da resistência à escorrência e por conseguinte, à erosão e ainda, com o reforço do terreno superficial pela acção das suas raízes; a contribuição menos positiva, deve-se ao facto de em ambiente físico

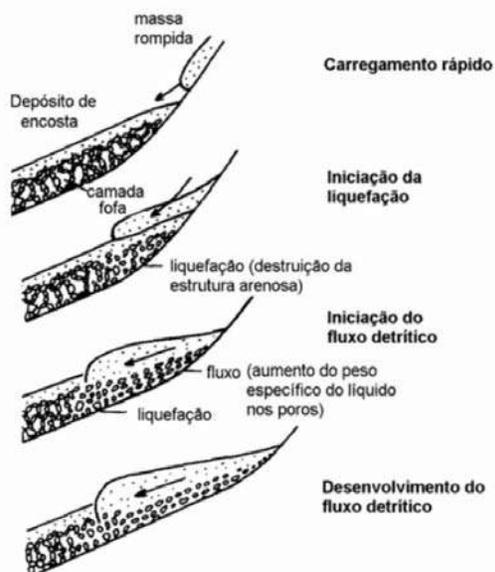


Fig. 9 – Mecanismo de iniciação de “debris-flow” por impacto (Sassa, 1985 em Avelar *et al.*, 2006).

rochoso as raízes penetrarem nas fracturas dos maciços e desencadearem quedas de blocos, proporcionando ainda a acumulação de água nessas discontinuidades.

Os encaixes da rede de drenagem são um outro factor, pelo seu carácter convergente, ao promover a confluência do escoamento para um mesmo ponto, saturando o terreno. As áreas com encaixes vigorosos da rede de drenagem, apresentam uma elevada probabilidade de ocorrência de movimentos de vertente. Também em vales estreitos, a torrencialidade das águas é forte, o que leva à sua instabilização por perda de sustentação na base.

Os factores de ordem antrópica que podem desencadear movimentos de vertente e de criar condições para que corridas de massas possam ocorrer, são inúmeras. A acção destruidora do Homem tem um papel cada vez mais importante no desencadear destes fenómenos, pelo aumento da sua intensidade e frequência. As acções antrópicas mais comuns e incompreensíveis são a ocupação de leitos de inundação ou a ocupação de áreas litorais por construções, por vezes, sem regulamentação nem qualquer rigor.

5.2 – Parâmetros básicos dos fluxos de detritos

5.2.1 – Métodos de previsão

As análises de risco e a definição das medidas mitigadoras e de protecção contra a perigosidade dos fluxos de detritos, pressupõe o conhecimento dos parâmetros básicos que caracterizam o fenómeno e o mecanismo do seu desenvolvimento.

A perigosidade de um fluxo de detritos traduz-se pela combinação da probabilidade de ocorrência com a magnitude do evento, em que os parâmetros básicos para caracterizarem essa intensidade são: o volume total do fluxo, a velocidade do fluxo, o caudal máximo de pico, a distância total percorrida e a área de deposição (Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr, 2005).

Para a previsão dos movimentos de massa e a avaliação de cada um destes parâmetros, existem na bibliografia correlações empíricas, modelos analíticos e numéricos.

Os métodos empíricos são os de maior facilidade de utilização e talvez por isso, os mais divulgados. Pelo empirismo subjacente a estes métodos, estabelecido a partir de observações, eles apresentam limitações.

Os métodos analíticos e numéricos de resolução mais complexa, envolvendo análises probabilísticas e recorrendo a modelos de resolução por diferenças finitas ou numéricos, são tidos como os de maior confiança quando suportados por uma fidedigna base de dados. Os modelos analíticos apoiam-se nas leis da física e da dinâmica dos sólidos e fluidos, utilizando para isso a analogia do bloco deslizante por equilíbrio limite, enquanto os numéricos se baseiam na teoria da dinâmica dos meios contínuos.

De entre estes, são vários os programas actualmente disponíveis no mercado para análises de risco relacionadas com os movimentos de massa, incluindo os movimentos de vertente. Destes e ligados aos fluxos de detritos, destacam-se: Dan-W (Dynamic ANalysis of Landslides, de O. Hungr Geotechnical Research Inc.), desenvolvido por Hungr (1995), RAMMS 3D (RAPid Mass Movement Simulation de WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2010), ERN-Landslides e ERN-Flood (de Capra- Probabilistic Risk Assessment Initiative).

Apesar das limitações dos métodos empíricos na previsão e na análise da propagação destes movimentos, pela sua complexidade e variabilidade, eles têm sido, apesar de tudo, uma ferramenta de grande utilidade, inclusive na validação dos modelos analíticos e numéricos.

Pela maior facilidade de utilização dos métodos empíricos, descrevem-se apenas e a seguir as correlações actualmente mais divulgadas na avaliação dos parâmetros básicos e que servem para as análises de risco dos fluxos de detritos.

5.2.2 – Correlações empíricas

O erro associado ao uso generalizado destas correlações é grande e por isso, a sua utilização apenas deve ser feita de forma muito criteriosa, distinguindo-se, em primeiro lugar, a importância de cada um daqueles parâmetros na avaliação da situação ou do dimensionamento em análise.

Segundo Rickenmann (1999), citado em Jakob e Hungr (2005), o volume potencial de massa mobilizada (V) constitui um dos parâmetros mais importantes nas análises de risco e no dimensionamento das estruturas. Por definição, o volume de um fluxo corresponde ao material transportado até à área de depósito numa única onda (Vt) e neste processo de movimento, há vários modos de fluxo ou vagas e fases ou parcelas de mobilização-deposição, designadamente: o material deslocado a partir dos movimentos de vertente (Vi); o material erodido do canal ou da vertente (Ve); e o material depositado (Vd). Este último não é normalmente considerado para o cálculo do volume total do fluxo:

$$V_t = \sum V_i + \sum V_e - \sum V_d \quad (1)$$

Do ponto de vista do potencial destrutivo, o volume de uma corrida relaciona-se com diversos factores e pode ser estimado, de forma empírica, através de correlações com outros parâmetros observados, designadamente o caudal de pico, o coeficiente de atrito equivalente (H/L) e de que as seguintes expressões de Rickenmann (1999), citado em Jakob e Hungr (2005) são exemplo (Figura 10):

$$V = \left(\frac{L}{1,19H^{0,83}} \right)^{1/0,16} \quad (2)$$

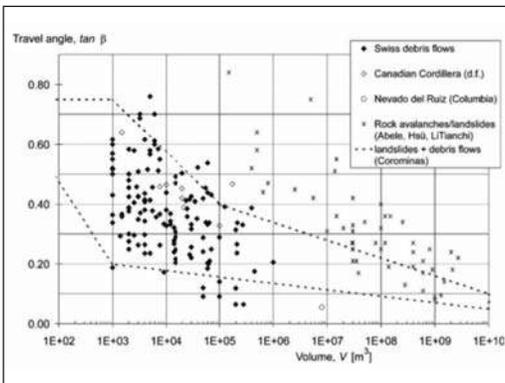
$$V = \left(\frac{Qp}{0,1} \right)^{1/0,83} \quad (3)$$

em que, V representa o volume de fluxo de detritos (m³), L a distância total percorrida (m) e H o desnível entre a cota de saída do movimento e a cota final da deposição (m). A primeira destas

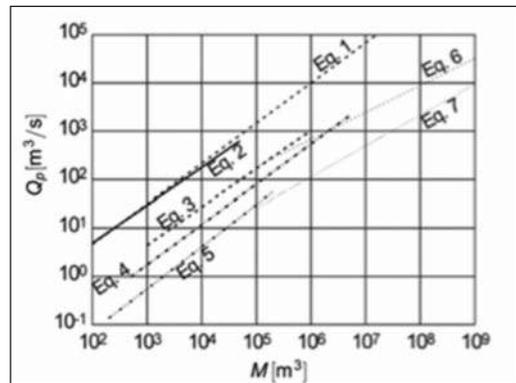
expressões (2) foi estabelecida com base em observações de fluxos feitas nos Alpes suíços, enquanto a segunda (3) não define exactamente um local.

As recomendações para a estimativa deste parâmetro vão no sentido de utilizar duas ou mais correlações em paralelo. Sendo possível, recomenda-se de preferência a utilização de mapas ou cartas de épocas distintas e fazer avaliações através de técnicas de fotogrametria.

Relativamente à velocidade (v), esta revela-se um dos parâmetros de maior dificuldade para a sua avaliação, devido à variabilidade do movimento em cada secção em função das características dos fluxos e da geomorfologia. Nesse sentido, a avaliação é feita, por vezes, através de expressões estabelecidas a partir de correlações de parâmetros deduzidas em laboratório, utilizando misturas hiperconcentradas para a modelação dos escoamentos mistos (Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr 2005).



a) Declive do movimento ($\tan \beta$) vs. volume de fluxo de detritos (V).



b) Resumo de correlações caudal de pico (Q_p) vs. volume (M).

Fig. 10 – Correlações volume de fluxo de detritos vs. $\tan \beta$, Q_p (Jakob e Hungr, 2005).

De entre as muitas expressões para correlacionar empiricamente a velocidade de um fluxo com outros parâmetros, o Quadro 5 reproduz algumas das mais divulgadas.

Quadro 5 – Correlações para estimativa da velocidade do fluxo de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

Equação	Autor
$v = (gr_c \cos \Theta \tan \alpha)^{0.5}$	Chow (1959)
$v = (2g\Delta h)^{0.5}$	Chow (1959)
$v = (1.21g\Delta h)$	Wigmosta (1983)
$v = (\gamma S / K \mu) H^2$	Hungr et al. (1984)
$v = 2.1 Q^{0.33} S^{0.33}$	Rickenmann (1999)
$v = (\gamma S / K \mu_b) H^2 F$	Jordan (1994)

v é a velocidade de fluxo dos detritos, r é o raio de curvatura do canal, α é o gradiente do canal, Θ é o gradiente da sobrelevação, Δh é a altura de subida, g é a constante de aceleração de massa, μ é a viscosidade dinâmica do fluxo de detritos, μ_b é a viscosidade de Bingham, S é a inclinação do canal, γ é o peso volumico, H é a espessura do fluxo e K é um factor de forma para várias formas de canal.

Motta (2014), em Nunes e Sayão (2014), apresenta ainda uma relação com o volume de fluxos para uma estimativa dos limites superior e inferior da velocidade máxima:

$$0,15 V^{-0.25} < v_{m\acute{a}x} < 120,99 V^{-0.20} \quad (4)$$

Mas o mais corrente é o cálculo da velocidade a partir da formulação dos escoamentos de caudais líquidos, considerando uma sobrelevação resultante do impacto em estruturas em que é assumido que a energia cinética da frente em movimento se converte em energia potencial (Jakob e Hungr, 2005), ou ainda, considerando o aumento do caudal devido à incorporação de material sólido (“sediment bulking”) em função da concentração volumétrica dos detritos.

Quanto ao caudal máximo de pico de um fluxo de detritos ($Q_{m\acute{a}x}$), ele define-se como sendo o produto da área máxima da secção transversal do fluxo ($A_{m\acute{a}x}$) pela velocidade na fracção de tempo t (v_t) em que o fluxo percorre a secção:

$$Q_{m\acute{a}x} = A_{m\acute{a}x} v_t \quad (5)$$

É conhecida a dificuldade que existe em grande parte das regiões, em dispor-se de medições destes fluxos. Este facto impede a determinação dos valores dos caudais de referência para o dimensionamento, apoiado em termos da recorrência do evento ou do risco associado.

Por esta razão, e para além das medições que é possível fazer a partir de instrumentação, o caudal máximo de pico é correntemente estimado por métodos indirectos, designadamente por métodos empíricos e métodos numéricos.

Através dos métodos empíricos, os caudais de fluxos de detritos podem relacionar-se com o volume, como já analisado acima, e com as características da bacia hidrográfica. A primeira destas relações conhecida é de Mizuyama *et al.* (1992), citado em Jakob e Hungr (2005), e foi seguida por outros autores (Jakob e Bovis, 1996; Rickenmann, 1999, citado em Jakob e Hungr, 2005) (Quadro 6; Figura 10b).

O uso de relações de outro tipo, em que Takahashi (1978, 1991, citado em Jakob e Hungr, 2005) foi pioneiro, tais como:

$$Q = \frac{C^*}{(C^* - C)Q_w} \quad (6)$$

em que, C^* é a concentração máxima do fluxo, C a concentração média e Q_w – caudal líquido máximo de pico, tem vindo a ser feito, e.g. em Taiwan (Jan *et al.*, 2003, citado em Jakob e Hungr, 2005). Porém, é importante observar que o caudal máximo de pico de um fluxo é fortemente dependente do mecanismo de início do movimento, da quantidade de detritos mobilizados e, por sua vez, depositados na sua trajectória, e ainda da morfologia do canal. Nenhuma destas variáveis está incluída na expressão anterior e por isso, o seu uso pode parecer irrealista, mesmo que a concentração do fluxo seja conhecida. Esta é uma das razões pela qual o caudal de pico é mais frequentemente correlacionado com o volume, onde aqueles aspectos estão inseridos.

A distância total percorrida (L) é representada pela projecção horizontal da trajectória do fluxo, desde a origem do movimento e o ponto máximo do material depositado.

Também para este parâmetro, são várias as propostas existentes na bibliografia, grande parte das vezes estabelecidas para zonas específicas, onde a observação tem sido mais frequente. A Figura 10a traduz várias dessas observações e estabelece relações e a Figura 11 traduz diagramas de dispersão.

No que respeita à área de deposição, é corrente admitir que a deposição dos detritos de fluxos começa para inclinações da trajectória com ângulos da ordem ou inferiores a 10° . No entanto, para

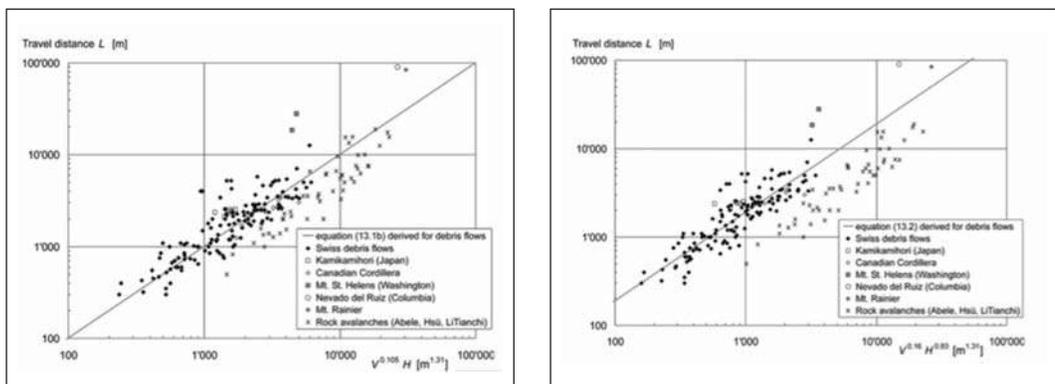
Quadro 6 – Correlações para estimativa do caudal máximo de pico de um fluxo de detritos (Jakob e Hungr, 2005).

Equação	Autor
$Q_p = 0.135V^{0.78}$ (fluxos de detritos com blocos)	Mizuyama <i>et al.</i> (1992)
$Q_p = 0.019V^{0.79}$ (fluxos de detritos lamacentos)	Mizuyama <i>et al.</i> (1992)
$Q_p = 0.006V^{0.83}$ (fluxos de detritos vulcânicos)	Jitousono <i>et al.</i> (1996)
$Q_p = 0.04V^{0.90}$ (fluxos de detritos com blocos)	Bovis e Jakob (1999)
$Q_p = 0.003V^{1.01}$ (fluxos de detritos vulcânicos)	Bovis e Jakob (1999)
$Q_p = 0.293V^{0.56}$	Costa (1988)
$Q_p = 0.016V_w^{0.64}$	Costa (1988)
$Q_p = 0.1V^{0.83}$	Rickenmann (1999)

V é o volume do fluxo dos detritos, V_w é o volume de água no tardoz da barragem natural.

fluxos de pequeno volume e trajetórias não confinadas, o ângulo do declive de deposição crítica pode ser mais alto, podendo dar-se apenas para ângulos da ordem de 27° (Rickenmann e Zimmermann, 1993, citado em Jakob e Hungr, 2005) ou mesmo 35° (Fannin e Wise, 2001, citado em Jakob e Hungr, 2005). Mas, a inclinação crítica também depende das características do fluxo de detritos (Scott *et al.*, 1992; Jordan, 1994, citado em Jakob e Hungr, 2005).

A partir de considerações geométricas, concluiu-se que o comprimento da área de deposição (L_f) depende, em certa medida, do volume da massa movimentada. Isto é parcialmente suportado por dados sobre os fluxos de detritos e avalanches de pedra cobrindo várias ordens de magnitude (Rickenmann, 1999). No entanto, para qualquer relação empírica testada, a dispersão é muito grande entre os valores previstos e observados em locais diferentes.



$L=1,03V^{0.16}H$ (Corominas, 1996); $r^2=0,76$

$L=1,9V^{0.16}H^{0.83}$ (Rickenmann, 1999); $r^2=0,75$

Fig. 11 – Diagramas de dispersão L [m] vs. VH [$m^{1.31}$] (Jakob e Hungr, 2005).

Iverson *et al.* (1998), citado em Jakob e Hungr (2005), estabeleceram correlações empíricas entre as áreas da secção transversal e planimétrica dos depósitos de fluxos de detritos de vulcões (“lahars”) em função do volume mobilizado. Comparando aquelas correlações com observações de fluxos não vulcânicos, chegou-se à conclusão do desvio sistemático das tendências definidas pelas

novas observações, explicadas pelo facto de os fluxos de detritos granulares serem, em geral, menos fluidos e assim, formarem depósitos mais espessos do que a maioria dos “lahars”. Uma conclusão semelhante é feita por Crosta *et al.* (2003), citado em Jakob e Hungr (2005), que estabeleceram a seguinte relação, baseada em 116 fluxos de detritos granulares nos Alpes para volumes V (m^3) entre $10m^3$ e $100.000m^3$:

$$B = 6,2 V^{2/3} \quad (7)$$

em que B (m^2) é a área de depósito medida em planimetria, com um coeficiente de correlação $r^2=0,97$.

6 – MEDIDAS DE PROTECÇÃO CONTRA AS TORRENTES

6.1 – Prevenção do risco

Como quadro conceptual de avaliação do risco, o modelo básico compreende a integração de três grupos de factores, a saber (IST *et al.*, 2010b):

- P - Perigosidade do evento ou do processo em consideração, o qual é caracterizado pela probabilidade ou frequência de ocorrência de cenários com determinadas características ou intensidades;
- E - Exposição de bens ou valores ao impacto do processo perigoso em consideração e que se encontram em zonas de propagação desse processo;
- V - Vulnerabilidade dos bens expostos que caracteriza a susceptibilidade dos mesmos ao impacto do processo ou o grau de dano ou de perda semelhante.

A gestão do risco tem por finalidade executar actividades coordenadas de forma a controlar ou diminuir (mitigar) o risco existente e a torná-lo tolerável. Estas actividades materializam-se em medidas de mitigação que actuam de forma indirecta ou directa nos grupos de factores referidos.

6.2 – Medidas mitigadoras do risco

6.2.1 – Considerações gerais

Atendendo a que não é possível eliminar completamente o risco de um perigo, a gestão do risco exige, no mínimo e por definição, a promoção de um conjunto de medidas mitigadoras subordinadas a princípios integradores e orientadores, tendo em conta as características intrínsecas do perigo.

Neste caso das torrentes, as características do processo físico do movimento de massa, os condicionamentos físicos e sociais da bacia hidrográfica e a organização de acções adequadas de gestão integrada do risco são os principais factores a ter em conta. Neste contexto, as medidas mitigadoras do risco subordinam-se ao princípio estratégico fundamental, que consiste em diminuir a perigosidade dos fluxos de detritos, assim como a exposição e a vulnerabilidade de pessoas e bens potencialmente expostos.

As medidas de protecção podem ser consideradas do tipo estrutural e activas quando são constituídas por soluções e intervenções de engenharia que introduzem sistemas de protecção especiais (naturais ou artificiais) com uma intervenção activa nos processos de iniciação, transporte

ou deposição do material sólido mais perigoso. Estas soluções alteram a magnitude, a intensidade ou a frequência dos escoamentos nas zonas sensíveis expostas que urge proteger, dessa forma diminuindo o valor expectável dos danos ou consequências (IST *et al.*, 2010b).

Outras medidas de protecção são do tipo não-estrutural e passivas, atendendo a que não interferem directamente com o processo físico das torrentes, mas alteram a distribuição espacial dos bens, eliminando a exposição e/ou respectiva vulnerabilidade, através da informação e do conhecimento.

Como medidas do tipo estrutural, é possível identificar uma vasta lista de medidas a serem escrutinadas em função das características e da frequência dos fluxos e de cada um dos locais a proteger. Estas medidas podem distinguir-se, consoante o objectivo ou função estrutural, em:

- i) medidas de retenção de material sólido na origem, ou seja, no início do processo do movimento;
- ii) medidas de mitigação do transporte dos detritos, actuando ao nível do escoamento, criando mecanismos ou estruturas para a interceptação, o desvio ou deposição de material sólido, através de estruturas de deflexão lateral, de retenção e/ou de deposição;
- iii) medidas de mitigação da vulnerabilidade das áreas expostas, designadamente de pessoas e bens, através da construção de estruturas de protecção de conjuntos habitacionais, da remoção de habitações que se encontrem em situação de risco intolerável, da consolidação de taludes rodoviários, etc.

Como medidas do tipo não-estrutural e passivas, destacam-se:

- iv) a monitorização dos fluxos de detritos e dos factores hidroclimáticos, incluindo o tratamento consistente da informação por forma a poder estabelecer-se correlações fiáveis entre aqueles factores;
- v) o controlo da exposição ao risco, implicando a realocização e a criação de locais alternativos para a ocupação humana e para a localização de actividades económicas, sociais ou culturais, no quadro de planos de ordenamento do território, a elaboração de cartas de zonamento da susceptibilidade e do risco;
- vi) a implementação de planos de emergência e de sistemas de previsão e aviso;
- vii) a formação e a informação ao público.

Centremos a atenção sobre as duas primeiras medidas do tipo estrutural - (i) e (ii) - para a mitigação do risco. A primeira visa diminuir o volume total de material sólido capaz de ser produzido e, como tal, devem ser promovidas intervenções nas áreas das cabeceiras, nas encostas e nos leitos das ribeiras, envolvendo os seguintes exemplos de tipos de medidas:

- a promoção de um coberto vegetal adequado, em áreas que se revelem carenciadas, para potenciar uma melhor estabilização de taludes face a situações de elevada intensidade de precipitação e saturação no solo;
- a utilização de técnicas de bio-engenharia através da introdução de espécies vegetais seleccionadas, ao longo de pequenas linhas de água ou de ravinas, que sejam resilientes a escoamentos intensos e susceptíveis de atenuar a capacidade erosiva dos mesmos;
- a implementação de sistemas de drenagem eficazes, em zonas críticas de encostas, de forma a evitar concentrações locais de escoamentos superficiais, propiciadoras de ravinamentos ou de movimentos de massa;

- a modelação do terreno para estabilização preventiva de encostas ou manutenção activa de zonas com terraços já existentes, no caso de ser possível e justificável;
- a construção de pequenas barreiras ou travessões nas linhas de águas secundárias.

A segunda – (ii) - visa interferir no processo de transporte e de deposição, alterando a magnitude e a frequência do movimento, através da construção de estruturas de controlo do movimento de detritos. Apresentam-se seguidamente algumas das soluções teóricas mais utilizadas para o controlo dos fluxos de detritos e a identificação dos parâmetros básicos necessários ao seu dimensionamento.

6.2.2 – Estruturas para o controlo dos fluxos de detritos

São várias as soluções estruturais que se podem utilizar para o controlo dos fluxos de detritos, de forma simples ou combinada, consoante a geomorfologia do local e a intensidade (magnitude e frequência) do fluxo.

Apresentam-se aqui algumas dessas estruturas de maior aplicação actualmente (Figura 12).

- a) Atenuadores (“baffles”) – Figura 12A: Trata-se de estruturas colocadas na trajectória do movimento e que atenuam ou impedem o fluxo. São consideradas estruturas de sacrifício, uma vez que, depois da ocorrência do movimento, têm que ser substituídas ou reconstruídas. O dimensionamento destas estruturas exige o conhecimento do volume do fluxo, trajectória preferencial, distância total percorrida e forças de impacto.
- b) Barreiras metálicas flexíveis – Figura 12B: As barreiras ou redes metálicas flexíveis têm uma utilização muito vulgar pela facilidade e rapidez de montagem, embora tenham volume reduzido de retenção. A função destas estruturas é a de barrar os elementos grosseiros do fluxo, amortecendo o impacto com dissipação de energia por deslocamento elastoplástico da rede, garantindo a robustez suficiente. O dimensionamento destas peças exige o conhecimento da trajectória do fluxo, o volume de detritos, o caudal de pico e o cálculo das forças de impacto na estrutura.
- c) Estruturas longitudinais – Figuras 12C1 e C2: As estruturas longitudinais apresentam-se em planta em geral com direcção paralela à trajectória do movimento ou próxima, por forma a orientar o movimento de fluxos e a proteger as margens e encostas. Estas estruturas agrupam-se fundamentalmente em três tipos: muros laterais, muros ou bermas de deflexão e barreiras terminais. Os muros laterais (Figura 12C1), podem ser de alvenaria argamassada, de betão em perfil gravítico ou em consola, ancorados ou não e, ainda, de enrocamento arrumado mecanicamente. A eficiência destes muros resulta da combinação dos parâmetros necessários ao seu dimensionamento e que se relacionam com o caudal de pico, a velocidade e a espessura do fluxo. Os muros de deflexão (Figura 12C2), distinguem-se dos muros laterais pela sua função de direccionarem a trajectória do fluxo para uma zona ou área específica e ainda para corrigirem o ângulo de impacto em algumas das estruturas presentes no seu movimento. O dimensionamento destas peças estruturais exige a avaliação do volume do fluxo de detritos, do caudal de pico, e da velocidade e espessura do fluxo para o cálculo das forças de impacto.
- d) Estruturas transversais (“check dams”), travessões – Figura 12D: Este tipo de solução consiste na construção de peças transversais ao movimento e que têm como principal

objectivo reduzir o gradiente e por conseguinte a velocidade do movimento, minimizando, deste modo, os fenómenos de erosão do leito e das margens do canal. Para que a sua função seja cumprida, devem ser construídas em série ao longo da linha de água, permitindo deste modo, contribuir ainda para a retenção de parte do material sólido. Estas soluções têm a vantagem de não exigirem grandes trabalhos de manutenção e de retirada do material depositado, sendo que o excesso de detritos é removido pelo próprio fluxo de água após o evento. Os parâmetros necessários ao dimensionamento destas estruturas são a trajectória do fluxo, o caudal de pico, e o cálculo das forças de impacto na estrutura. No projecto é importante considerar:

- o descarregador em posição alinhada com o perfil do canal e com uma geometria próxima do perfil do escoamento;
- os muros (abas) com altura superior em cerca de 10% ao nível de deposição estimado;
- a estrutura convenientemente fundada, tanto nos encontros como no leito, devendo aqui situar-se abaixo do nível de erosão estimado.

O espaçamento entre os travessões depende do gradiente do canal, da altura da estrutura e do ângulo de deposição dos detritos.

- e) Barragens com fendas ou vazadas – Figuras 12E a 12G: As barragens de detritos constituem-se como estruturas cuja função é barrar temporariamente, total ou parcialmente, o material sólido. Até finais dos anos 1960 as barragens construídas eram completamente fechadas. Mais tarde algumas começaram a surgir com barbacãs ou drenos no corpo da barragem, para alívio das pressões e escoamento da água de saturação até que posteriormente, fendas e ranhuras surgiram no corpo da estrutura para permitirem a passagem do caudal líquido e dos detritos de média e pequena dimensão, barrando os de maior dimensão. Desta forma aumentava-se a capacidade de deposição dos blocos com maior perigosidade e garantiam-se condições ambientais favoráveis ao ecossistema.

Actualmente, as boas práticas da arte recomendam, particularmente e sempre que possível, para as situações de risco de fluxos de blocos e de grande intensidade, soluções deste tipo - barragens com fendas ou vazadas (Figura 12E). Estas estruturas em perfil gravítico, em geral com alturas máximas limitadas a 15m, são construídas em betão, alvenaria argamassada e gabiões (Figura 13).

Ainda dentro desta família das estruturas vazadas rígidas, citam-se igualmente as barreiras tubulares constituídas por tubos metálicos dispostos maioritariamente na vertical. Os tubos, capazes de reterem blocos com pesos acima de 10 ton são de grande diâmetro, entre 0,50m a 1,0m, e ficam ligados a uma base em betão encastrada na fundação (Figuras 12F e G).

Há quem classifique este tipo de estruturas numa primeira ordem de importância na defesa e mitigação dos fluxos grosseiros e hiperconcentrados, mas há, também, quem as considere como obras complementares aos outros sistemas de controlo, sobretudo por razões ambientais e de economia, protegendo-os de serem bloqueados pelos detritos de maior dimensão e volume.

Os parâmetros de projecto a serem considerados são o volume do fluxo de detritos, a trajectória preferencial, a granulometria dos detritos, o ângulo de depósito provável e as forças de impacto.



A) Atenuadores (Nga *et al.*, 2014).



B) Barreiras metálicas flexíveis (Mizuyama, 2008).



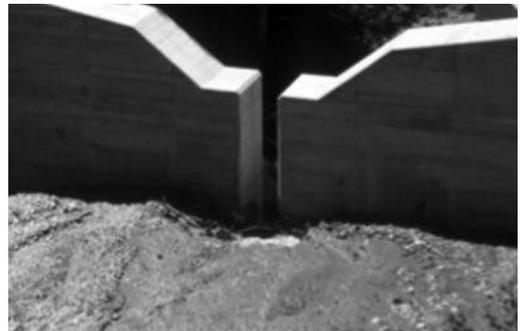
C1) Estruturas longitudinais - Muros laterais (Jakob e Hungr, 2005).



C2) Estruturas longitudinais - Muros ou bermas de deflexão (Jakob e Hungr, 2005).



D) Estruturas transversais ou travessões ("Check dams") (Jakob e Hungr, 2005).



E) Barragens vazadas ou com fendas (Jakob e Hungr, 2005).



F) Barreiras tubulares (Jakob e Hungr, 2005).



G) Barreira mista alvenaria – tubos (Jakob e Hungr, 2005).

Fig. 12 – Tipos de estruturas para controlo dos fluxos de detritos

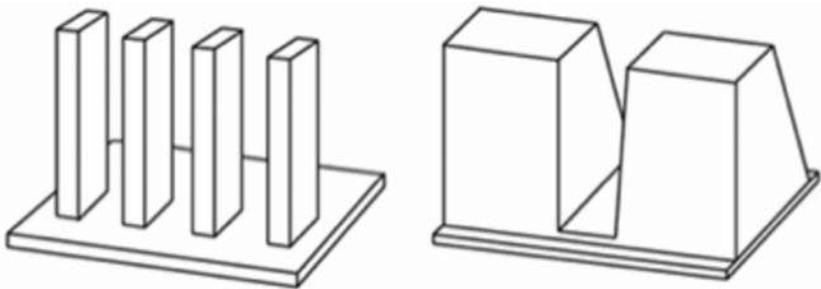


Fig. 13 – Configurações típicas de barragens com fenda(s) (Lien, 2003).

7 – BARRAGENS COM FENDAS. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

7.1 – Considerações preliminares

Particularmente na Europa e no Japão, as barreiras contra os fluxos de detritos constituem a primeira linha de defesa. De entre as muitas variantes existentes para o controlo dos fluxos de detritos grosseiros, as barragens com fendas têm-se revelado das mais eficazes na redução do risco, particularmente no caso dos detritos rochosos de grande dimensão. Perante várias escalas de fluxos, esta eficácia aumenta quando construídas em série, dada a limitação da capacidade de encaixe de uma única estrutura. Porém, para ser possível manter a eficácia de protecção deste tipo de estruturas torna-se necessário garantir que o material retido é removido periodicamente para que a capacidade de retenção se mantenha disponível, o que exige a existência de condições de acesso aos locais de implantação destas infra-estruturas.

O dimensionamento destas estruturas liga-se, naturalmente, ao tipo de solução e ao tipo de movimento de massa. Mas não existe uma via universal para a realização desta acção, a qual está fortemente dependente dos meios possíveis e dos dados existentes para a realização do estudo, nem sempre disponíveis.

Neste artigo aborda-se a metodologia proposta por Lien (2003) para o dimensionamento geral de barragens com fendas sujeitas a fluxos de detritos grosseiros canalizados, em consequência de torrentes associadas a chuvadas intensas de curta duração, e a movimentos de vertente e à erosão.

7.2 – Eficiência de uma barragem com fendas. Dimensionamento geral

A concepção de qualquer tipo de estruturas de protecção contra torrentes, inicia-se pela caracterização da perigosidade do evento ou do processo em consideração (Figura 14) e da exposição dos bens ou valores ao impacto do fenómeno. Desta caracterização resulta a escolha do tipo de solução, a selecção dos locais para a implantação das estruturas e o seu dimensionamento.

Este processo de concepção e de dimensionamento envolve as seguintes etapas principais:

- a) caracterização das condições naturais das bacias hidrográficas, nomeadamente da geologia, hidrogeologia, geotecnia, sismicidade da zona, coberto vegetal e ainda da pluviometria de curta e longa duração e escoamentos;
- b) caracterização da ocupação dos espaços e identificação das zonas vulneráveis ao risco;
- c) caracterização da dinâmica de vertentes e da erosão, em termos do(s) tipo(s) de mecanismo(s) e da sua frequência;

- d) caracterização da magnitude e da mobilidade do fluxo, designadamente do volume, da trajectória e velocidade, apoiada nos parâmetros básicos (Figura 14);
- e) avaliação da eficiência da solução perante o risco;
cálculo da interacção dinâmica do fluxo com a estrutura.

Os critérios de selecção dos locais para a implantação das obras, sustentam-se nas primeiras quatro etapas.

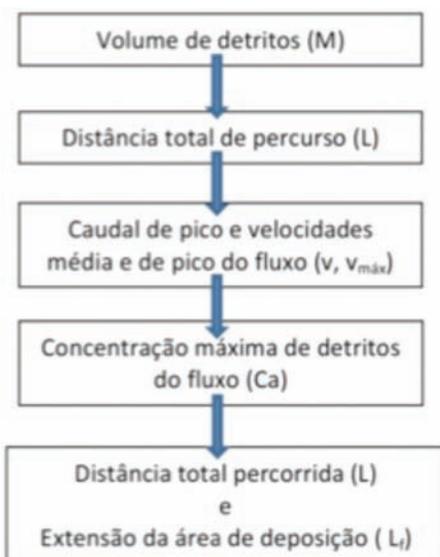


Fig. 14 – Fluxograma para a caracterização dos fluxos de detritos através dos parâmetros básicos calculados a partir das correlações empíricas.

Definidos os locais e a magnitude do fluxo, a eficiência de uma barragem com fendas mede-se pela capacidade que as estruturas apresentam para reter os detritos mais grosseiros e que maior perigosidade colocam a jusante, deixando passar os mais finos. Isto envolve a avaliação dos parâmetros básicos, atrás apresentados e abrange conceitos de relações de eficiência.

São três as principais relações de eficiência consideradas neste quadro do controlo dos fluxos de detritos grosseiros por barragens com fendas e que ditam o dimensionamento destas estruturas:

- i) Índice de vazão de sedimentos (P)

$$P = \frac{V_{sb}}{V_{sa}} \quad (8)$$

em que V_{sb} e V_{sa} são respectivamente os volumes de sedimentos transportados pelo fluxo depois e antes de atravessar a barragem.

- ii) Índice de concentração de sedimentos (R)

$$R = \frac{C_b}{C_a} \quad (9)$$

em que C_b e C_a são respectivamente as concentrações de detritos transportados pelo fluxo depois e antes de atravessar a barragem.

Como condição necessária, este parâmetro deve ser inferior ao admissível (R_a), dado por:

$$R_a = \frac{1}{(s+1)C_a} \quad (10)$$

em que $s = \rho_s/\rho$, sendo ρ_s a densidade dos elementos sólidos, e ρ a densidade da mistura.

De acordo com a lei de conservação de massa de um fluxo de detritos, a relação entre os parâmetros adimensionais P e R , pode exprimir-se por (Lien, 2003):

$$P = \lambda \frac{R(1-C_a)}{1-R C_a} \quad (11)$$

em que λ é a relação entre o volume de água do fluxo de saída e o volume de água que aflui ao local da estrutura ($\lambda \approx 1$).

A concentração de sedimentos antes da passagem pela barragem (C_a) pode ser estimada de acordo com a relação de Takahashi (1991), citado em Lien (2003), por:

$$C_a = \frac{\rho \tan\theta}{(\rho_s - \rho)(\tan\phi - \tan\theta)} \quad (12)$$

onde, $\tan\theta$ é a inclinação do leito e $\tan\phi$ o coeficiente de atrito.

iii) Taxa de retenção de sedimentos (S_T)

$$S_T = \frac{V_{sa} - V_{sb}}{V_m} \quad (0 < S_T \leq 1) \quad (13)$$

em que V_m é o volume máximo capaz de ser retido a montante pela barragem, que para uma determinada altura de barragem é passível de medição através dos levantamentos topográficos.

Incorporando a equação (8) na equação (13), obtém-se:

$$S_T = (1 - P) \frac{V_{sa}}{V_m} \quad (14)$$

em que V_{sa}/V_m é definida como a magnitude relativa do fluxo de detritos.

As equações (11) e (14) mostram que a taxa de retenção S_T depende da concentração de sedimentos antes da sua passagem pela barragem (C_a). Mas, a eficiência de uma barragem com fendas depende naturalmente da geometria dada à estrutura, designadamente à sua altura, ao espaçamento entre postes ou largura das aberturas (Σb), bem como da largura do leito ou canal de chegada imediatamente a montante da barragem (B) (Ikea e Uehara, 1980, citado em Lien, 2003). Mizuyama *et al.* (1995), citado em Lien (2003), provaram que a concentração em detritos do fluxo que atravessa a barragem não é influenciada pela velocidade de chegada do fluxo. Deste modo, a retenção de sedimentos pode ser obtida através de relações entre quatro variáveis:

$$S_T = f\left(\frac{b}{D_r}, \frac{\Sigma b}{B}, \frac{V_{sa}}{V_m}, C_a\right) \quad (15)$$

em que $\frac{b}{D_r}$ é a abertura relativa da fenda, sendo D_r o diâmetro dos detritos correspondente a r% em peso total dos elementos menores do que ele, e $\frac{\Sigma b}{B}$ a relação de espaçamentos ou densidade das fendas. A relação $\frac{\Sigma b}{B}$ deve situar-se entre 0,2 e 0,6.

Lien (2003) propõe a seguinte equação, testada em modelos físicos de laboratório, para o cálculo desta taxa, válida para $b/D_{m\acute{a}x} = 0,90 \sim 5,60$ (sendo $D_{m\acute{a}x}$ é o diâmetro máximo das partículas do debris flow), $\Sigma b/B = 0,45 \sim 0,85$ e $V_{sa}/V_m = 0,40 \sim 5,0$:

$$S_T = \frac{4,39 \left(\frac{V_{sa}}{V_m}\right)^{0,506} \left(1 - \frac{\Sigma b}{B}\right) C_a^{0,808}}{\left(\frac{b}{D_{m\acute{a}x}}\right)^{0,207}} \quad (16)$$

Esta relação indica que a taxa de retenção S_T aumenta com a diminuição da abertura relativa da fenda, assim como com o aumento da magnitude relativa e concentração do fluxo afluyente. Para que se possa considerar que uma barragem com fendas assegura com eficiência o controlo de fluxos de detritos, é necessário que este parâmetro seja igual ou ligeiramente inferior a 1 (Lien, 2003).

Relativamente à altura total da barragem (H), esta deva possuir uma folga $H_f = 2D_{m\acute{a}x}$ relativamente à altura dos postes (H).

Tal como atrás referido, a eficiência destas estruturas aumenta quando construídas em série. Esta estratégia deve ser adoptada sempre que a concentração em detritos dos vários fluxos (V_{sd}) é maior do que a capacidade de retenção de uma única barragem (V_m), i.e. $V_{sd} \gg V_m$.

A localização em série é ainda ditada pelas condições topográficas e geomorfológicas, devendo a primeira barragem de montante e seguintes estarem localizadas na cauda dos sedimentos retidos na barragem imediatamente a jusante.

7.3 – Análises de estabilidade e dimensionamento estrutural

7.3.1 – As barragens, os Eurocódigos e a prática europeia

Os Eurocódigos estruturais (EN 1990 a EN 1999) representam um conjunto de normas europeias destinadas a propor um quadro conjunto para a concepção estrutural de edifícios e obras de construção civil, cobrindo os aspectos geotécnicos, as situações sísmicas, a construção e as estruturas provisórias.

No que se relaciona com as barragens e em particular com as de betão e de terra de grande volume, as Normas não são explícitas nas prescrições a aplicar no dimensionamento. Do ponto de vista do projecto geotécnico e à luz da NP EN 1997-1 (2010), as barragens enquadram-se na Categoria Geotécnica 3, para as quais regras alternativas ou complementares àquela Norma podem ser usadas.

As barragens com fendas com perfil gravidade são estruturas maciças em betão, geométrica e estruturalmente semelhantes às barragens gravidade fechadas e assim, os procedimentos de dimensionamento a seguir devem ser idênticos, com as adaptações resultantes da abordagem diferente às situações de carregamento e às condições de segurança.

No contexto meramente nacional, as Normas de Projecto de Barragens (Portaria nº 846-93 de 10/09) e o Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei 344/2007 de 15/10) são seguidos nas partes que se consideram aplicáveis.

Num formato geral e como prescrições mais relevantes a seguir no dimensionamento destas obras, referem-se as NP EN 1990:2009, NP EN 1992-1-1:2010, NP EN 1997-1:2010 e NP EN 1998-1:2010, complementadas, do ponto de vista das acções com as formulações constantes do

GEO Report nº 104. Por outro lado e visando uma harmonização das práticas europeias, a metodologia aqui referida segue de perto as recomendações de um dos grupos de trabalho do “Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR)” que mais se tem debruçado sobre esta matéria do dimensionamento das barragens.

7.3.2 – Estabilidade e dimensionamento estrutural

A estabilidade das barragens com fendas é verificada através da condição de estado-limite pelo método dos coeficientes parciais, ou seja, pela verificação de que para as situações de projecto nenhum dos estados-limites último de resistência e de utilização a verificar é excedido:

$$E_d \leq R_d; C_d \quad (17)$$

em que, E_d é o valor de cálculo do efeito de acções, R_d é o valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma acção e C_d é o valor de cálculo do critério relevante de aptidão para a utilização.

No caso das barragens gravidade, o CFBR (2012) não faz distinção entre os estados -limites último (ELU) e de utilização (ELS). Não obstante este aspecto, que é meramente formal, ele acaba por estar reflectido nos critérios de combinação das acções associados às situações de projecto. Pela natureza das acções variáveis, a principal diferença está no facto de não se fazer uso dos coeficientes de combinação Ψ_i das acções variáveis e no seu lugar considerar o valor das acções do evento que, neste caso, é passível de quantificação.

Para cada uma das situações de projecto, as acções e as combinações a considerar são as constantes do Quadro 7.

O cálculo das pressões devidas à acção accidental da pressão dinâmica do fluxo de detritos (P_{fd}), adopta a proposta constante de GEO Report Nº 104, em que:

$$P_{fd} = 3 \times \rho_d \times u_{df} \quad [kN/m^2] \quad (18)$$

onde ρ_d é a densidade do fluxo de detritos, e u_{df} a velocidade de escoamento do fluxo.

Ainda de acordo com a mesma proposta, e relativamente ao cálculo da força de impacto dos blocos, ela é feita a partir da equação de Hertz enunciada no mesmo documento:

$$F = \lambda \left(\frac{5m_b v_b^2}{4\lambda} \right)^{\frac{3}{5}} \quad [kN] \quad (19)$$

onde $\lambda = \frac{4r_b^{1/2}}{3[(1-\mu_b^2)/E_b + (1-\mu_B^2)/E_B]}$, m_b é a massa do bloco com diâmetro D e peso volúmico γ (kN/m^3), v_b a velocidade do bloco (m/s), r_b o raio do bloco (m), μ_b o coeficiente de Poisson do bloco, E_b o módulo de elasticidade do bloco (106 kN/m^2), μ_B o coeficiente de Poisson do betão e E_B o módulo de elasticidade do betão (10^6 kN/m^2).

As condições de estado-limite a considerar nas situações de projecto mais desfavoráveis ou condicionantes da segurança, são:

- Estados – limites últimos (ELU);
- Resistência ao esforço transverso (corpo da barragem, interface barragem-fundação e fundação);
- Resistência à compressão [corpo da barragem ($\sigma_N < f_{ck}$) e interface barragem-fundação];
- Capacidade de carga de fundação (de acordo com EC7): GEO/STR- Abord. Cál. 2, para as Situações Transitórias (situação de pós-fluxo de detritos, cheia rara de projecto, sismo base de projecto- SBP e gelo) e Acidentais (ocorrência de fluxo de detritos e sismo máximo de projecto-SMP).

- Erosão no pé de jusante da estrutura, para a situação Acidental (ocorrência de fluxo de detritos).
- Estados limites de utilização (ELS)
- Limite de tensões de tracção no paramento de montante ou na fundação ($\sigma_N > -f_{tk}/\gamma_{MFT}$), para a Situação Persistente (Normal de Exploração);
 - Abertura de fissuras no paramento de montante ou fundação ($fiss. < w_k$), para a Situação Transitória (gelo, situação de pós-fluxo de detritos).

As verificações de estabilidade global, tradicionalmente realizadas pelo método dos coeficientes globais relativamente ao deslizamento e derrubamento, acabam por estar integradas nas verificações da resistência ao esforço transverso no interface barragem-fundação, e à compressão no interface e na fundação.

Quanto aos coeficientes parciais relativos às propriedades dos materiais e à resistência, o Quadro 8 reproduz os valores a adoptar para cada um dos estados-limites e a respectiva combinação de acções.

Quadro 7 – Situações de projecto, acções e combinação de acções.

Situações de projecto				
	Persistente (Normal de Exploração)	Transitória (Rara)	Acidental/Fluxo de detritos	Acidental/Sísmica
	Situação de pré-fluxo	Ação do gelo/situação pós-fluxo/Cheia/SBP	Ocorrência de fluxo de detritos	Ocorrência de Sismo Máximo de Projecto (SMP)
Acções	<p>Permanentes (G_i): – Peso próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água);</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água); – Ação do gelo (Q_4); – Peso mat. assoreado (Q_5), impulso do material assoreado (Q_6), peso água (Q_7), impulso hidrostático (Q_8) e sub-pressões (Q_9) para uma situação pós-fluxo de detritos; – Peso água (Q_{10}), impulsos hidrostáticos (Q_{11}) e sub-pressões (Q_{12}) para uma situação de cheia rara sem fluxo de detritos. – Sismo base de projecto (Q_{SBP})</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso Próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso mat. assoreado (Q_{13}), impulsos do material assoreado (Q_{14}), peso água (Q_{15}), impulso hidrostático (Q_{16}) e sub-pressões (Q_{17}), anterior a uma vaga de fluxo de detritos.</p> <p>Acidentais / Fluxo de detritos (A_i): – Impacto de blocos (A_1), peso (A_2) e impulsos hidrodinâmicos (A_3) do fluxo de detritos para: – 1ª vaga; – vagas seguintes até à cota da soleira de galgamento; – vaga com galgamento da estrutura.</p>	<p>Permanentes (G_i): – Peso Próprio da estrutura (G_0); – Peso (G_1) e impulsos de aterros considerados como permanentes (G_2); – Outras acções de carácter permanente (G_3): e.g. pré-esforço.....</p> <p>Variáveis (Q_i): – Peso (Q_1), impulsos hidrostáticos (Q_2) e sub-pressões (Q_3) para situações normais de exploração (e.g. água)</p> <p>Acidentais / Sísmica (A_i): – Sismo de projeto (A_{SMP})</p>

Quadro 7 (Cont.) – Situações de projecto, acções e combinação de acções.

Situações de projecto				
	Persistente (Normal de Exploração)	Transitória (Rara)	Acidental/Fluxo de detritos	Acidental/Sísmica
	Situação de pré-fluxo	Ação do gelo/situação pós-fluxo/Cheia/SBP	Ocorrência de fluxo de detritos	Ocorrência de Sismo Máximo de Projecto (SMP)
Combinação de acções	Combinação Quase Permanente Exploração pré-fluxo $E_{-}(qp,1)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}\}$	Combinações Transitórias (Raras) Ação do gelo $E_{-}(rara,1)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+Q_{4,qp}\}$ Exploração imediatamente após fluxo $E_{-}(rara,2)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{5,qp}+Q_{6,qp}+Q_{7,qp}+Q_{8,qp}+Q_{9,qp}\}$ Cheia de Projecto $E_{-}(rara,3)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{10,qp}+Q_{11,qp}+Q_{12,qp}\}$ Sismo SBP $E_{-}(rara,4)=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+Q_{SBP}\}$	Combinações acidentais (Extremas) Evento Fluxo detritos $E_{EE,1^a}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+A_{1,1^a}+A_{2,1^a}+A_{3,1^a}\}$ $E_{EE,2^a}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{13,1^a}+Q_{14,1^a}+Q_{15,1^a}+Q_{16,1^a}+Q_{17,1^a}+A_{1,2^a}+A_{2,2^a}+A_{3,2^a}\}$ $E_{EE,galg}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{13,n}+Q_{14,n}+Q_{15,n}+Q_{16,n}+Q_{17,n}+A_{1,galg}+A_{2,galg}+A_{3,galg}\}$	Combinação acidental (Extrema) Sismo de Projeto (SMP) $E_{EE,SMP}=E\{G_{0,K}+G_{1,K}+G_{2,K}+G_{3,K}+Q_{1,qp}+Q_{2,qp}+Q_{3,qp}+A_{SMP}\}$

Quadro 8 – Coeficientes parciais para verificação da segurança relativamente às condições de ELU e ELS.

	Comb. Quase-Permanente			Comb. Transitória (Rara)			Comb. Acidental (Extrema)		
	A	M	R	A	M	R	A	M	R
ELU									
– Resist. Esf. transverso/deslizam.	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=3$ $\gamma_{M,tamo}=1,5$ $\gamma_{M,Cu}=3$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=2$ $\gamma_{M,tamo}=1,2$ $\gamma_{M,Cu}=2$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$ $\gamma_A=1$	$\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$	$\gamma_R=1$
– Resist. Compressão (<fck/ γ_{M})	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=3$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=2$	$\gamma_R=1$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,c}=1$	$\gamma_R=1$
– Capacid. Carga Fundação (EC7):GEO/STR-Abord. Cál. 2	(A1) $\gamma_{G_i}=1-1,35$ $\gamma_{Q_i}=0-1,5$	(M1) $\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$ $\gamma_{M,Rcu}=1$	(R2) $\gamma_R=1,4$	(A1) $\gamma_{G_i}=1-1,35$ $\gamma_{Q_i}=0-1,5$	(M1) $\gamma_{M,c}=1$ $\gamma_{M,tamo}=1$ $\gamma_{M,Cu}=1$ $\gamma_{M,Rcu}=1$	(R2) $\gamma_R=1,4$	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$ $\gamma_A=1$	$\gamma_{M,c}=1,1$ $\gamma_{M,tamo}=1,1$ $\gamma_{M,Cu}=1,15$ $\gamma_{M,Rcu}=1,15$	$\gamma_R=1$
ELS									
– Limite de tensões de tracção ($\sigma'_N > -f_{Rk}/\gamma_{M}$)	$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_{M,t}=3$	$\gamma_R=0-1$						
– Abertura de fissuras (fiss.<w _k)				$\gamma_{G_i}=1$ $\gamma_{Q_i}=0-1$	$\gamma_M=1$	$\gamma_R=1$			

Legenda:

γ_{G_i} – coeficiente parcial relativo à acção permanente G_i

γ_{Q_i} – coeficiente parcial relativo à acção variável Q_i

$\gamma_{M,j}$ – coeficiente parcial relativo à propriedade j do material M

$\gamma_{R,d}$ – coeficiente parcial de minoração da resistência, devido à incerteza do modelo

8 – O CASO DA “ALUVIÃO” DE 20 DE FEVEREIRO DE 2010 NA ILHA DA MADEIRA

8.1 – Descrição

O evento de 20 de Fevereiro de 2010, identificado como uma “aluvião” excepcional, iniciou-se na sequência de um prolongado período chuvoso, motivado pela passagem de várias depressões com superfícies frontais associadas.

A excepcionalidade do temporal reflectiu-se não só no valor total da precipitação diária ocorrida naquele dia, tendo-se registado no posto Funchal-Observatório, um valor de 146,9mm (valor mais alto registado em 24h desde 1920), mas sobretudo na concentração horária. De acordo com os registos, 80% da precipitação diária ocorreu no intervalo de seis horas (8h às 14h), sempre com intensidade acima de 10mm/h. Em particular, no Areeiro, o segundo cume mais alto da ilha e localizado na cabeceira das ribeiras do Funchal, onde o valor de precipitação diário foi de 333,8mm, verificou-se a ocorrência de cinco horas consecutivas com uma precipitação superior a 30 mm/h (Fragoso *et al.*, 2012; IST *et al.*, 2010c). No caso desta estação, a precipitação diária registada corresponde a um período de retorno da ordem dos 90 anos. Em contraste, o valor diário registado no Observatório do Funchal (146,9mm) corresponde a um período de retorno estimado de 290 anos, ou seja, um evento ainda menos frequente.

Para além das elevadas precipitações concentradas num curto espaço de tempo registadas naquele dia, concorreram ainda para a ocorrência das cheias de 20/2 os vários episódios de intensa precipitação que precederam este episódio (22/12/2009 e 02/02/2010) e que terão contribuído para a saturação dos terrenos e para o desencadeamento de milhares de deslizamentos de terras (Fragoso *et al.*, 2012). Paralelamente, contam-se entre os factores responsáveis pelo ocorrido, as especificidades de natureza fisiográfica e geomorfológica das bacias hidrográficas do Funchal e a subida do nível do mar naquela manhã.

As consequências desta “aluvião” resultou na morte de 45 pessoas, seis desaparecidos, 600 desalojados e 250 feridos, para além da destruição de infra-estruturas e habitações tanto nas zonas altas dos concelhos do Funchal, como no concelho da Ribeira Brava, e na parte baixa destas cidades. O arrastar de grandes blocos, de árvores e outros detritos, associados à enorme energia do escoamento, provocou obstruções nos leitos das ribeiras do Funchal que transbordaram com grande violência, arrastando carros e destruindo casas e outras infra-estruturas. A contribuição do transporte sólido de grandes blocos de rocha foi, pois, determinante para a dimensão e violência do fenómeno (Figura 15).

8.2 – Obras de correcção torrencial na Ribeira de Santa Luzia

8.2.1 – Enquadramento e caracterização geral da ribeira

A bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia, com uma área aproximada de 14.2km², desenvolve-se em toda a sua extensão na vertente sul da ilha da Madeira, no concelho do Funchal, entre as cotas 1785 NGM e a cota 0 NGM, e confina a Este com a Ribeira João Gomes e a Oeste com a Ribeira de S. João (Figura 16).

Esta ribeira talhou o seu leito, ao longo dos 11.2km de extensão, em maciços rochosos de resistência diferenciada, conferindo-lhe vales abertos e encaixados, com perfil em V, predominantemente no curso superior, e mais abertos em forma de U no curso médio e médio superior. A verticalidade das vertentes está associada ao predomínio de escoadas sãs e resistentes à erosão.

No curso superior, entre as cotas aproximadas de 1600 NGM e 800 NGM, o perfil longitudinal do leito da ribeira está segmentado em três trechos separados por dois degraus na rocha. Neste



a) Escoamento em cheia com elevadas velocidades.



b) Depósitos carregados.



c) Leito de cheia com ocupação.



d) Destruição de casas.

Fig. 15 – Aluvião de 20 de Fevereiro de 2010, na ilha da Madeira.

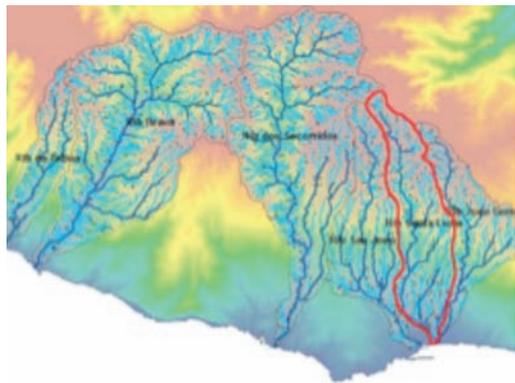


Fig. 16 – Enquadramento da bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia (à esquerda) e rede de drenagem das seis principais bacias hidrográficas das zonas do Funchal e de Câmara de Lobos (à direita) (IST *et al.*, 2010a).

curso, a ribeira desenvolve-se com fortes inclinações do leito (da ordem dos 20%) e os tributários em zonas de vertente com inclinações em geral superiores a 50% (Figura 17).

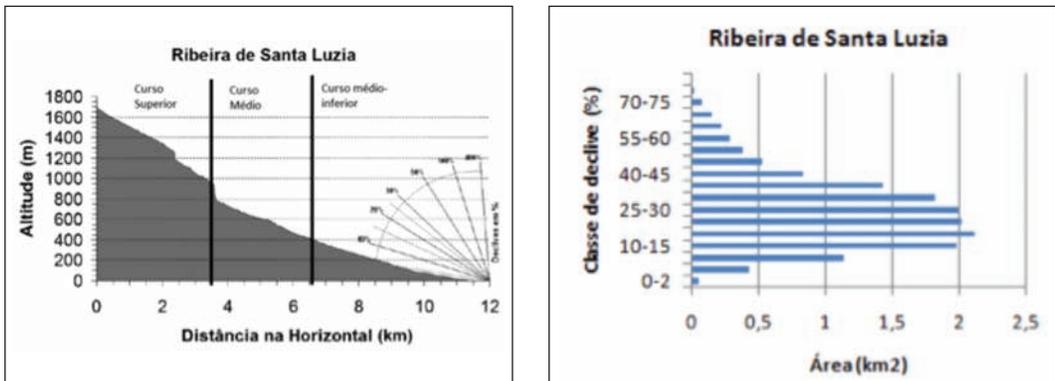


Fig. 17 – Perfil longitudinal do leito principal da Ribeira de Santa Luzia, à esquerda (adaptado de Silva *et al.*, 2010) e histograma dos valores de declive da bacia hidrográfica, à direita (IST *et al.*, 2010c).

As formações da bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia enquadram-se, em predominância, nas formações pertencentes aos Complexos Vulcânicos $\beta 2$ e $\beta 3$, segundo a Carta Geológica da Madeira na escala 1:50.000, folha B (Zbyszewski *et al.*, 1975), formados a partir do Miocénico. Estas formações rochosas são constituídas por escoadas lávicas basálticas e materiais brechóides, geralmente interstratificados e intercalados com tufos vulcânicos.

Para além destas formações, são de destacar na área em estudo, os depósitos de vertente, os depósitos aluvionares e de terraço.

Os depósitos de vertente correspondem a acumulações por gravidade, resultantes de movimentos de massa de vertente que ocorrem ao longo dos vales fluviais e se depositam no sopé das vertentes. Estes apresentam uma constituição heterogénea com abundante percentagem de material grosseiro e, em geral, são extensos e possantes.

As “aluviões” acumuladas no leito da ribeira são igualmente heterogéneas e muito grosseiras exibindo dimensões heterométricas, com abundantes blocos, que podem atingir um diâmetro superior a 2m.

Com menor expressão na geologia dominante da bacia mas importantes pela sua contribuição para as “aluviões”, distinguem-se os terraços cascalhentos, envoltos numa matriz arenosa e arenosiltosa, suspensos a cotas pouco superiores às do leito da ribeira.

8.2.2 – Barragens com fendas em série

A concepção geral das estruturas de retenção de material sólido na Rib^a de Sta Luzia resultou das análises e das visitas de reconhecimento, durante as quais se avaliaram potenciais locais com interesse estratégico para a sua implantação, em função dos condicionamentos físicos naturais e da exposição e vulnerabilidade das pessoas e bens.

Desde logo se reconheceu que a localização das obras deveria ser no terço superior da ribeira atendendo a que é aí que ocorrem os grandes movimentos de vertente envolvendo massas de grande dimensão e assim, intersectar próximo da origem o material sólido antes da sua mobilização ao longo do canal de ribeira.

De entre as soluções possíveis e face à magnitude das “aluviões”, à fisiografia e geomorfologia da ribeira e às questões de natureza ambiental, a solução de barragens com fendas foi desde logo considerada como potencialmente a mais adequada. Outras soluções, como a construção de

estruturas leves do tipo redes metálicas em linhas de água tributárias, foram analisadas para serem construídas como estruturas complementares, mas, desde cedo, foram abandonadas em virtude da sua reduzida capacidade de retenção em linhas de água tributárias com forte pendor e em vales muito encaixados (exigindo a construção de um número muito elevado de estruturas deste tipo com uma relação custo-benefício pouco favorável) aliada à dificuldade de acesso para a posterior remoção do material retido.

A análise dos aspectos técnicos e económicos determinou, em definitivo, a construção de quatro açudes em cascata, repartidos ao longo de 1,1 km de extensão no curso médio-superior do leito da ribeira: Açude A4, ao km 7+409; Açude A3, ao km 7+150; Açude A2 ao km 6+700, Açude A1, ao km 6+456 (Figura 18).

A caracterização dos parâmetros principais para o cálculo da eficiência de cada um dos açudes, designadamente o volume de detritos, foi estimada por um grupo de trabalho designado para definir a metodologia e os princípios orientadores do estudo (IST *et al.*, 2010a;2010b), sendo os restantes estimados não só pelas correlações empíricas como ainda por cálculos hidráulicos.

Neste contexto, a definição do número e da altura dos açudes teve em conta a necessidade do armazenamento de material sólido afluyente a esses locais, durante a ocorrência de um evento de igual magnitude ao evento de 20 de Fevereiro e que como tal, foi considerado o evento de referência para o dimensionamento de projecto.

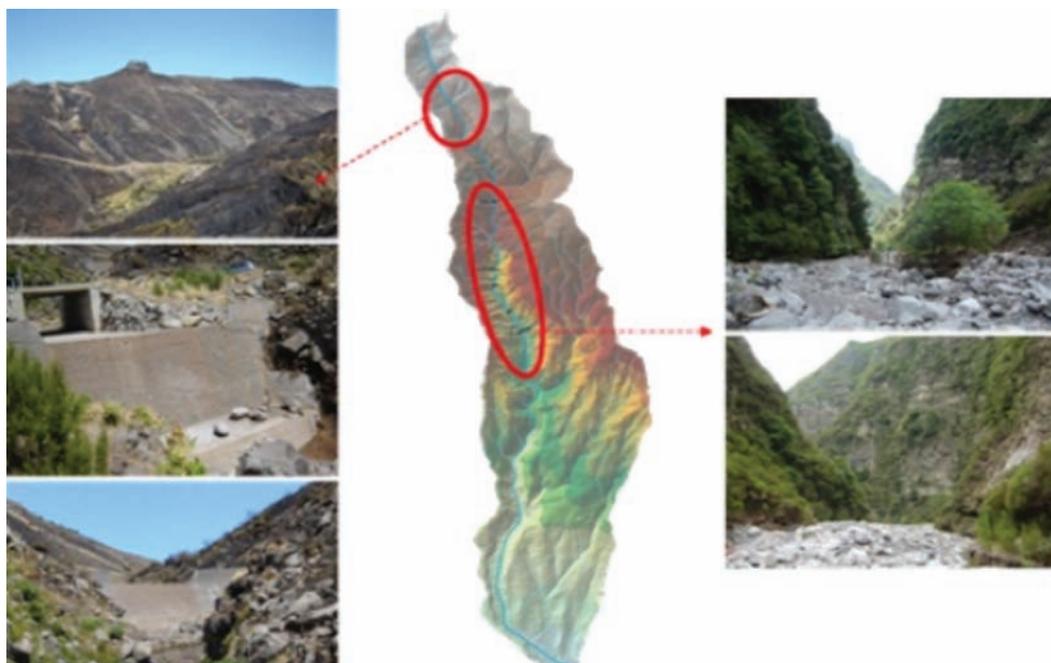


Fig. 18 – Identificação de locais para a construção das estruturas de retenção de material sólido.

O caudal líquido considerado para o dimensionamento foi de 200 m³/s, próximo do valor estimado no evento, que foi classificado com um período de retorno da ordem de 100 anos. O aumento de caudal devido ao transporte sólido (“sediment bulking”) foi calculado através da seguinte fórmula, em função da concentração volumétrica dos sedimentos (C_v):

$$B_F = \frac{1}{(1-C_v)} \quad (20)$$

Considerado que foi neste caso valores de C_v de 30 a 40%, o valor do caudal líquido foi majorado de 1,43 a 1,66, por forma a integrar a componente sólida.

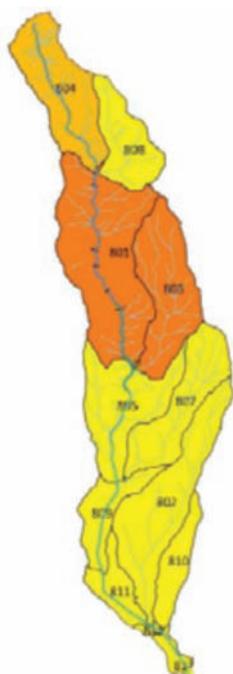
Para a definição das características da onda considerou-se a concentração de material sólido, calculada segundo a formulação proposta por Takashi (1991), tendo em conta o peso específico da água, dos sedimentos e a inclinação do leito da ribeira no troço a montante dos açudes, tendo-se considerado um valor mínimo de 30%.

As características do escoamento (altura e velocidade) no momento do impacto com o açude foram obtidas considerando do mesmo modo a inclinação natural do leito no troço a montante dos açudes e a largura da secção nessa zona.

Os volumes máximos de material sólido produzido em deslizamentos e considerados no dimensionamento foram classificados por IST *et al.* (2010c) em classes no evento de referência de 20/02 - classes 1, 2 e 3, e quantificados para as diferentes sub-bacias hidrográficas da ribeira e secções preconizadas (Quadro 9 e Figura 19).

Quadro 9 – Classificação pericial dos polígonos das cicatrizes das bacias do Funchal (IST *et al.*, 2010c)

Classes	Descrição
1	Cicatrizes novas (não são visíveis nos ortofotomapas antigos), bem demarcadas com profundidade aparente, perceptível através de zonas de sombra.
2	Cicatrizes antigas em que a totalidade do seu contorno já existia nos ortofotomapas antigos. Algumas indiciam reactivação recente.
3	Cicatrizes novas, com profundidade pouco marcada nas imagens (sem mostrar zonas de sombra). A maioria aparenta ser mais superficial do que as da classe 1.



Ref	Área de deslizamentos	Volume mínimo (0,6m)	Volume máximo (1,5m)
801	26.472	15.883	39.708
802	663	398	995
803	34.960	20.976	52.439
804	19.511	11.707	29.267
805	3.498	2.099	5.247
807	2.920	1.752	4.380
808	2.799	1.680	4.199
809	45	28	69
810	0	0	0
811	0	0	0
812	0	0	0
813	0	0	0

Fig. 19 – Volumes de deslizamento estimados por sub-bacia na Ribeira de Santa Luzia, considerando o levantamento das áreas de deslizamento pertencentes às classes 1, 2 e 3 (IST *et al.*, 2010c).

A geometria e a solução encontrada para estas estruturas de retenção de material sólido, consistiu em barragens com fendas em betão com fibras metálicas, incorporando como descarga de caudais e para além das fendas, uma secção central no topo da barragem.

Estas estruturas integram pilares de grande inércia em betão, com geometria trapezoidal modificada, distribuídos ao longo do troço central do vale, com afastamentos progressivamente menores das barragens de montante para jusante, sendo de 2,0m nas estruturas A4 e A3, de 1,6m na estrutura A2 e de 1,0m na barragem A1. A espessura de cada pilar é de 1.75m e a altura de 10m.

Nas Figuras 20 e 21 apresenta-se a definição geométrica e estrutural de uma das barragens.

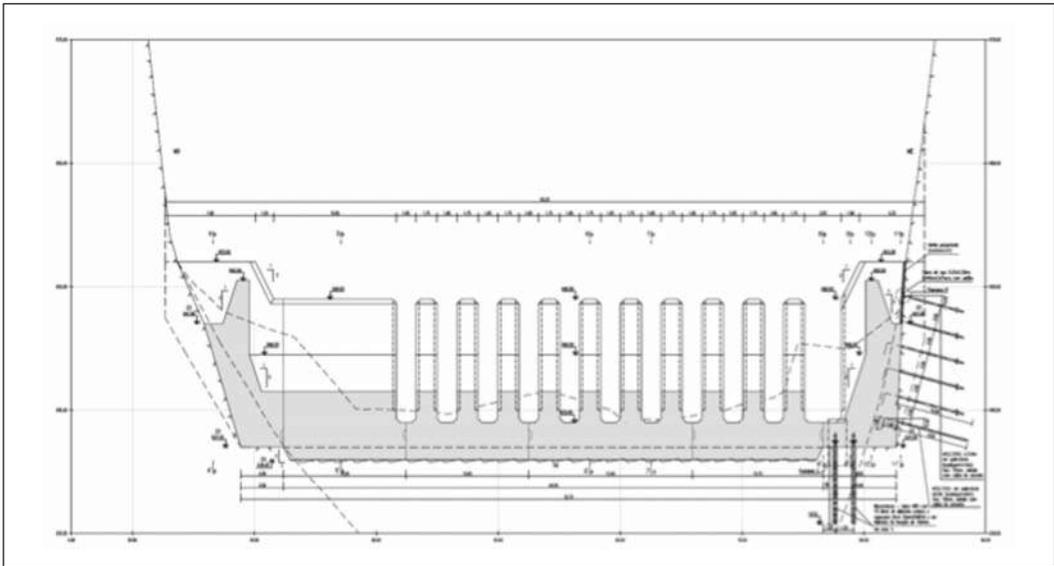


Fig. 20 – Perfil longitudinal do açude pela zona dos pilares.

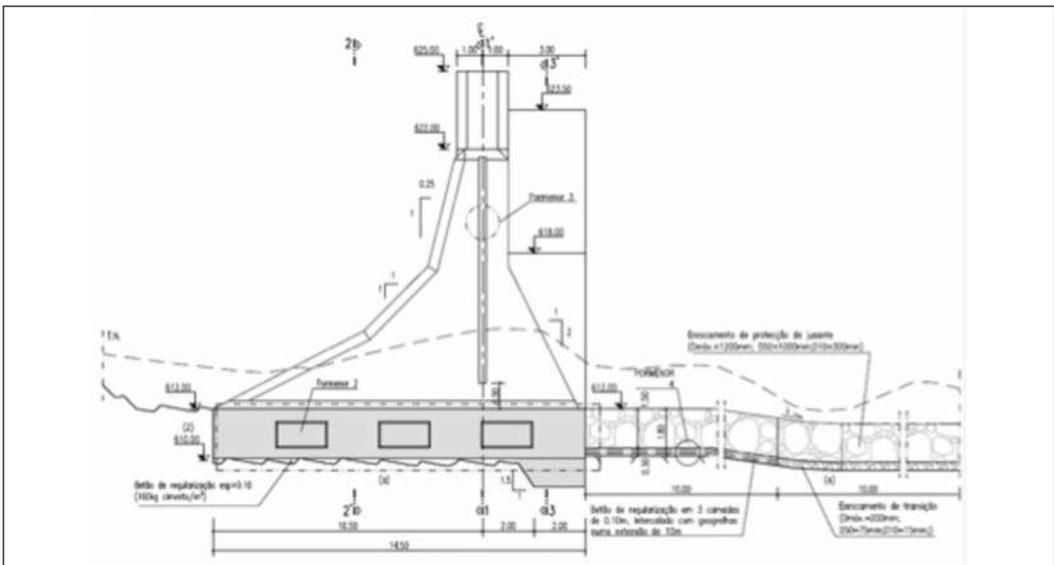


Fig. 21 – Perfil transversal do açude pela zona dos pilares.

8.2.3 – Capacidade e eficiência da retenção de detritos. Análise de estabilidade e dimensionamento estrutural

Definidos os parâmetros que caracterizam a “aluvião” de dimensionamento do projecto, procedeu-se à avaliação das variáveis necessárias ao cálculo, designadamente, a altura da estrutura de retenção, a capacidade de retenção da bacia criada a montante e o espaçamento das aberturas, de acordo com a formulação proposta por Lien (2003) para açudes do tipo.

De acordo com as análises granulométricas da fracção grosseira efectuadas às aluviões na zona das barragens, a dimensão máxima dos blocos cifra-se, em termos médios, em 1,5m.

A configuração preconizada para estas estruturas consiste em alturas de retenção de 10m nas barragens A4 a A1, com relações de espaçamento $\Sigma b/B$ variáveis entre 0.55 e 0.40, em função da morfologia do vale.

O espaçamento das aberturas entre pilares, b , considerado foi de duas vezes o diâmetro máximo dos blocos contidos no fluxo – $b/D_{\text{máx}} = 2$.

A eficiência otimizada de retenção de volume sólido para esta configuração de barragens em cascata foi, de acordo com a referida formulação, da ordem de 60%. Dos cerca de 79.200m³ de material sólido afluentes a estas obras, estimou-se que 32.500m³ de sedimentos transitam para jusante no escoamento misto e que 46.700m³ ficam retidos.

Cada uma destas barragens garante a passagem para jusante dos caudais de dimensionamento, através de uma secção de descarga controlada, concentrando e restituindo os caudais no leito da ribeira, com elementos dissipadores e de protecção das margens.

O Quadro 10 resume as principais características das barragens estudadas e a Figura 22 esquematiza o balanço de volumes de material sólido circulante.

Quadro 10 – Características das barragens com fendas decorrentes da abordagem de cálculo proposta por Lien (2003).

Barragem	Cota	H pilares	V _{sedim}	V _m	V _{passa}	V _{as}	S _T	1-P	D _{máx}	Abertura	nº aberturas	Espessura dos pilares
		(m)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)			(m)	(m)	(m)	
A4	746,0	10	55650	11135	45320	55650	0,93	0,19	1,00	2,0	11,0	1,75
A3	708,0	10	12900	11160	47400	58220	0,97	0,19	1,00	2,0	10,0	1,75
A2	649,0	10	2415	24120	33070	49815	0,69	0,34	0,80	1,6	11,0	1,75
A1	622,0	10	8240	21800	31000	41310	0,47	0,25	0,50	1,0	16,0	1,75
TOTAL			79205	68215	31000		0,71	0,61				

Legenda:

V_{sedim} – volume de material de vertente que aflui a montante ou nos troços entre-barragens;

V_m – capacidade máxima de retenção da barragem;

V_{passa} – volume de material sólido que passa para jusante da barragem;

V_{as} – volume total de material sólido que aflui à barragem;

S_T – Taxa de retenção de sedimentos;

P – Índice de vazão de sedimentos.

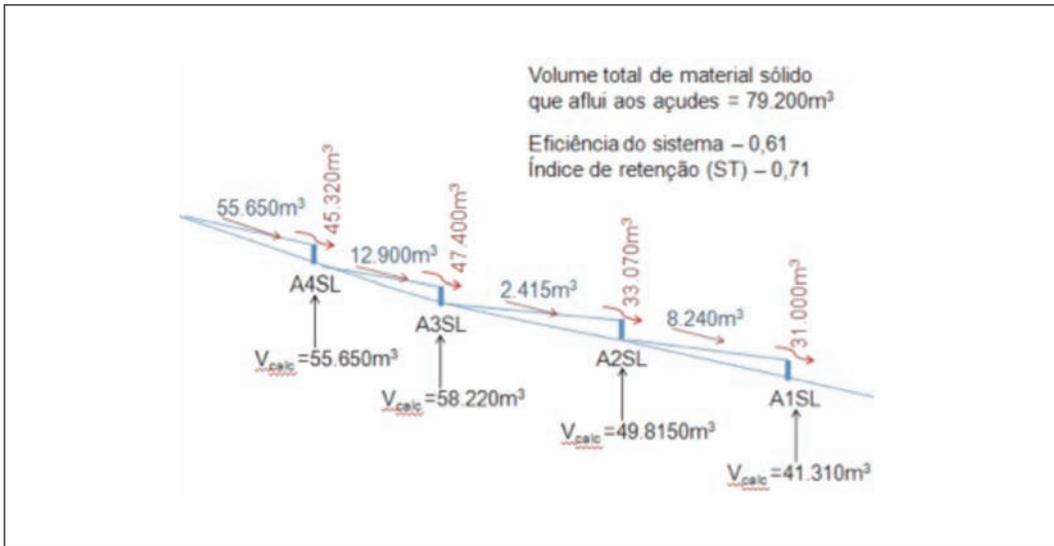


Fig. 22 – Balanço de volumes de detritos, segundo a abordagem de Lien (2003).

A verificação da segurança e o dimensionamento foram realizados para condições de carregamento estático e sísmico, procedendo-se à análise de estabilidade global da estrutura e à análise estrutural dos diversos elementos resistentes que constituem a barragem.

As ações permanentes (peso próprio, impulsos do terreno e peso do material considerado permanente), ações variáveis (impulsos hidrostáticos, subpressões, peso e impulsos pós-“debris flow” e sismo base de projecto) e ações acidentais (ocorrência de “debris flow” e sismo máximo de projecto) estão ilustradas na Figura 23.

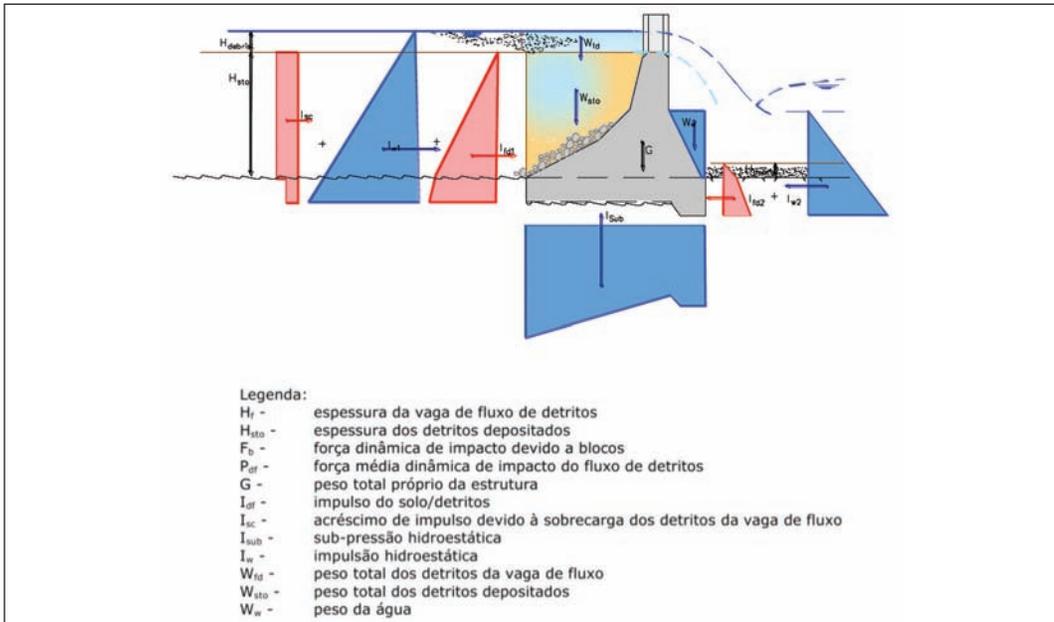


Fig. 23 – Ações consideradas no dimensionamento (diagrama sem escala).

Nestas análises e verificações previram-se cenários de carregamento mediante combinações de acções que seguiram as disposições da NP EN 1997-1 (2010) e que faz uso dos coeficientes de segurança parciais para as situações de dimensionamento estrutural (STR), geotécnico (GEO) e de utilização.

Em termos da análise de estabilidade global ao deslizamento e ao derrubamento, o projecto procedeu igualmente a verificações em termos dos factores de segurança globais, impondo valores mínimos conforme preconizado pelo CFBR - Calcul des barrages-poids (2006).

O dimensionamento estrutural reportou-se à análise da resistência dos pilares de retenção de material sólido à flexão e ao esforço transversal, na direcção perpendicular e paralela ao escoamento. Para tal, seguiram-se as recomendações do CFBR - Calcul des barrages-poids (2006) e o REBAP.

8.2.4 – Solução construída

Na Figura 24 apresenta-se uma vista geral para montante e jusante de uma das barragens construídas, com a obra a cargo da AFAVIAS, S.A., e inaugurada pelo Governo Regional da Madeira em Setembro de 2012.



Fig. 24 – Vista de montante (à esquerda) e de jusante (à direita) dos açudes construídos na Ribeira de Santa Luzia.

9 – CONCLUSÕES

Os fluxos de detritos estão entre os desastres naturais como dos mais destrutivos que afectam as encostas, a vida humana e as infra-estruturas.

A complexidade destes movimentos e a variabilidade do fenómeno de local para local, torna difícil estabelecer fórmulas ou modelos universais, mesmo por tipologia de evento, que permitam reproduzir os fenómenos reais e a sua previsão e deste modo, estimar as suas consequências.

No caso português, várias investigações têm vindo a ser feitas nos últimos anos na área dos movimentos de vertentes, mas é reconhecida a clara insuficiência na aplicação desse conhecimento para a minimização do risco associado e muito particularmente, no caso das torrentes. A problemática do controlo e da mitigação dos efeitos destes fenómenos em Portugal merece, assim, um esforço de investigação aplicada, apesar do conhecimento e da experiência acumulada já adquirida não só no país, mas sobretudo em outros países.

A estruturação do modelo de controlo deste tipo particular de cheias nem sempre é a mesma, o que exige para o seu estudo a conjugação de diferentes e novos conhecimentos. Como panorama global, o conhecimento que hoje existe acerca destes eventos está longe de estar consolidado.

Neste aspecto, os avanços no conhecimento e na previsão do comportamento dos movimentos de massa conseguidos nos últimos anos, ligam-se sobretudo à maior capacidade computacional de que hoje se dispõe e à experiência adquirida com sistemas de previsão e monitorização destes eventos, os quais têm permitido implementar sistemas mais adaptados de protecção e de mitigação do risco. É nesta direcção que a investigação deve continuar, implementando mecanismos de observação, experimentação e modelação.

No caso dos fluxos de detritos grosseiros, as barreiras são, em muitas situações, a medida prática imediata para a minimização do risco ligado ao transporte dos detritos com elevada quantidade de movimento e à vulnerabilidade de pessoas e bens potencialmente expostos.

Actualmente há a tendência para que os métodos de dimensionamento se baseiem em modelos teóricos rigorosos, apoiados em parâmetros básicos não devidamente validados para cada situação. Resulta desta realidade que o dimensionamento destas estruturas pode resultar na ineficiência da protecção e eventualmente na falha de segurança estrutural, com graves consequências. Neste contexto, o dimensionamento de uma barreira deve estar suportado por uma informação de qualidade dos condicionamentos naturais dos locais e dos registos de base necessários a esse dimensionamento, e sempre que possível, com redundância na avaliação.

Este trabalho apresenta uma das metodologias de actuação para a minimização do risco associado a estes eventos naturais, na óptica da identificação dos factores potenciadores e dos parâmetros básicos que caracterizam os fluxos de detritos e que são necessários para o dimensionamento das estruturas de protecção, face à magnitude e à perigosidade do evento.

No que respeita às verificações de estabilidade e dimensionamento estrutural, os Eurocódigos estruturais (EN 1990 a EN 1999) definem um quadro conjunto para a concepção estrutural de edifícios e obras de construção civil, cobrindo os aspectos geotécnicos, as situações sísmicas, a construção e as estruturas provisórias, não sendo explícitas nas prescrições a aplicar às barragens. Neste contexto, o trabalho apresenta ainda uma proposta de abordagem à análise de estabilidade e de dimensionamento estrutural das barragens com fendas, apoiada naquelas Normas e em recomendações da especialidade de outros países e aplicadas a barragens.

Assim, atendendo a que não é possível eliminar completamente o risco, é de todo aconselhável promover um conjunto de medidas de protecção subordinadas a princípios integradores e orientadores, tendo em conta as características intrínsecas do processo físico das torrentes, os condicionamentos físicos e sociais da ocupação das bacias em causa e a organização de acções adequadas de gestão integrada do risco. Estas situações remetem-nos para a importância de uma regulamentação europeia para a concepção estrutural deste tipo de obras de defesa e da adopção de medidas de planeamento e de monitorização destes fenómenos.

O trabalho termina com a apresentação de um caso de aplicação desta metodologia e das normas utilizadas para o dimensionamento das barragens com fendas na Ribeira de Santa Luzia, na Ilha da Madeira, a qual é frequentemente sujeita a episódios de torrentes, de que a “aluvião” de 20 de Fevereiro de 2010 foi mais um caso com consequências devastadoras.

10 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Secretaria Regional do Equipamento Social (SRES) do Governo da Região Autónoma da Ilha da Madeira, a confiança depositada na LCW Consult para a realização do estudo das obras de Regularização da Ribeira de Santa Luzia, onde havia que aplicar técnicas pouco

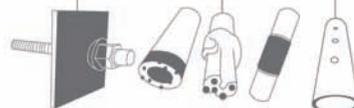
experimentadas em Portugal ligadas à fenomenologia das torrentes e à problemática da minimização do risco associado. Agradece ao Grupo de Estudo pluridisciplinar designado pela SRES na sequência da “aluvião” de 20 de Fevereiro e constituído pelo IST-UMa-LREM, pelas orientações e princípios metodológicos a seguir no projecto, e ainda aos engenheiros Sónia Figueiredo e Marco Neves da LCW, pela importante ajuda no trabalho de pesquisa.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avelar, A.S.; Lacerda, W.A.; Netto, A.L.C. (2006). *Mecanismos de iniação de fluxos detriticos no maciço da Tijuca, Rio de Janeiro (RJ): O caso da Encosta do Soberbo*. Revista Brasileira de Geomorfologia, ano 7, n.º1.
- Calligaris, C.; Zini, L. (2012). *Debris Flow Phenomena: A Short Overview?*. Earth Sciences, pp.71-90.
- Capra -*Probabilistic Risk Assessment Initiative*. Software em: <https://ecapra.org/software>
- CFBR - Comité Français des Barrages et Réservoirs (2006) *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – Propositions et Recommandations*, Groupe de Travail « calcul des barrages-poids », 62 p.
- CFBR - Comité Français des Barrages et Réservoirs (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids – Groupe de Travail « Justification des barrages-poids »*, pp. 1-92.
- Decreto–Lei 344/2007 de 15/10 – *Regulamento de Segurança de Barragens*.
- Fragoso, M.; Trigo, R.M.; Pinto, J.G.; Lopes, S.; Lopes, A.; Ulbrich, S.; Magro, C. (2012). *The 20 February 2010 Madeira flash-floods: synoptic analysis and extreme rainfall assessment*. Natural Hazard and earth system sciences, 12, 715-730.
- GEO Report, N° 104, (2000). *Review of Natural Terrain Landslide Debris-Resisting Barrier Design*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Government of Hong Kong Special Administrative Region, 91 p.
- Hungr, O. (1995). *A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches*. Canadian Geotechnical Journal, 32(4), pp.610-623.
- IST; UMa; LREC (2010a). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Plano Metodológico*.
- IST; UMa; LREC (2010b). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Princípios Orientadores de Protecção Contra as Aluviões (versão preliminar)*.
- IST; UMa; LREC (2010c). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira. Relatório de Síntese*.
- Jakob, M.; Hungr, O. (2005). *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena*. Springer-Praxis Publishing, UK, pp. 1-795.
- IRASMOS (2008a) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP2_D21_20080502.pdf. Acedido em 10/maio/2016.
- IRASMOS (2008b) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP2_D22_20080520.pdf. Acedido em 10/maio/2016.
- IRASMOS (2008c) em: http://iramos.slf.ch/pdf/WP3_D31_final.pdf. Acedido em 10/maio/2016.

- Lien, H.P. (2003). *Design of Slit Dams for Controlling Stony Debris Flows*. International Journal of Sediment Research, Vol.18, Nº1, pp74-87.
- LCW (2010). *Projecto de Reconstrução e Regularização da Ribeira de Santa Luzia. Projecto de execução. Construção dos açudes A1 a A4 e da Ponte dos Tornos*.
- Mizuyama, T. (2008). *Structural Countermeasures for Debris Flow Disasters*. International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.1, n.º2.
- Nga, C.W.W.; Choi, C.E.; Kwan, J.S.H.; Koo, R.C.H.; Shiu, H.Y.K.; Ho, K.K.S. (2014). *Effects of baffle transverse blockage on landslide debris impedance*. Procedia Earth and Planetary Science, 9, 3-13.
- NP EN 1990 (2009). *Bases para o projecto de estruturas*, CEN.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Projecto de estruturas de betão. Parte1-1-Regras gerais e regras para edifícios*, CEN.
- NP EN 1997-1 (2010). *Projecto geotécnico. Parte 1 – Regras gerais*, CEN.
- NP EN 1998 (2010). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios; Parte 5 – Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*, CEN.
- Nunes, A.L., Sayão A. (2014). *Debris Flow e Técnicas de Mitigação e Convivência*. 14^ª Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã.
- Portaria Nº 846-93 de 10/09 - *Normas de Projecto de Barragens*.
- Silva, J.B.P., Almeida, F.E., Gomes, C.S.F. (2010). *Aprender com a Natureza. Enxurradas e Inundações na Madeira*. Suplemento Mais do Diário de Notícias da Madeira de 28 de Março de 2010.
- Soares, L., Bateira, C. (2013). *Movimentos de Massa em Vertentes no Norte de Portugal*. (In “Riscos Naturais, Antrópicos e Mistos. Livro de Homenagem ao Professor Doutor Fernando Rebelo”, pp. 367-383).
- Takahashi, T. (2007). *Debris Flow. Mechanics, Prediction and Countmeasures*. Taylor & Francis Group, Leiden, 448p.
- Wieczorek, G.F., Larsen, M.C., Eaton, L.S., Morgan, B.A., Blair, J.L. (2013). *Debris-flow and flooding hazards associated with the December 1999 storm in coastal Venezuela and strategies for mitigation*: Open File Report 01-0144, USGS-U.S Geological Survey.
- WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF (2010). – *RAMMS 3D software*.
- Zêzere J.L. (2005). *Dinâmica de Vertentes e Riscos Geomorfológicos*. Programa. Centro de Estudos Geográficos. Área de Geografia, Física e Ambiente. Relatório nº 41.
- Zbyszewski, G., Ferreira, O. V., Medeiros, A. C., Aires Barros, L., Silva, L. C., Munhá, J. & Barriga, F. (1975). *Notícia explicativa das folhas “A” e “B” da ilha da Madeira*. Carta Geológica de Portugal na escala 1:50000. Serviços Geológicos de Portugal.

**Much more support
to your business.**



Incotep - Anchoring Systems

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

Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars and Micropiles
- Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods (Port and Dike Construction)

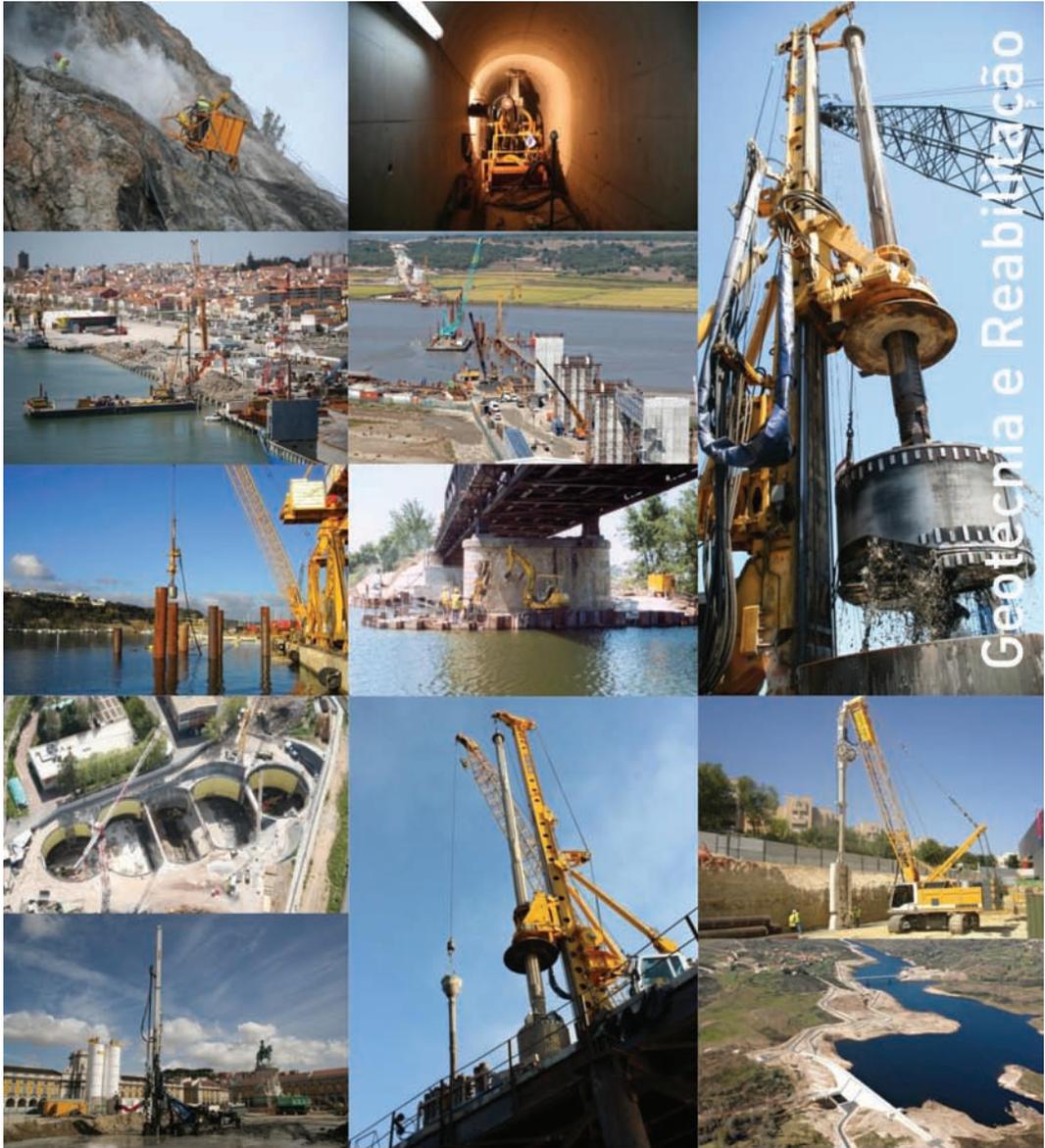
- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others

**www.incotep.com.br
+55 11 2413-2000**

INCOTEP
Sistemas de Ancoragem



A company Açotubo Group



Geotécnica e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

- Sede
Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.: (+351) 217 912 300
Fax: (+351) 217 941 120/21/26
- Argélia
Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: (+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66
- Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834
- Angola
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834
- Brasil
Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704
- Moçambique
Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: (+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

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



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

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

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

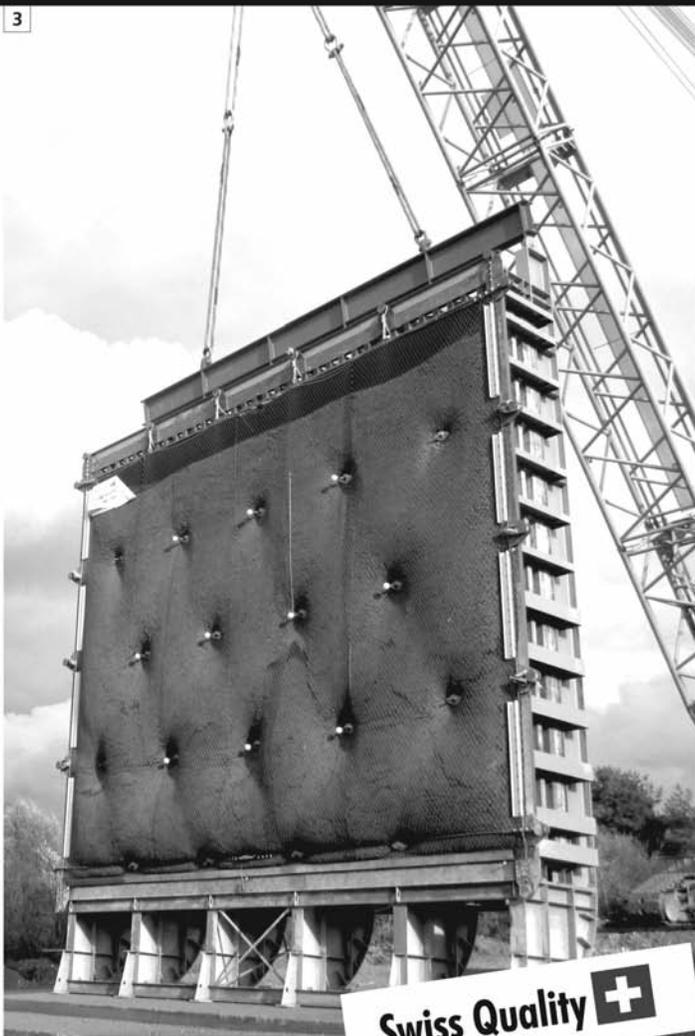
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



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



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



Swiss Quality 

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

O MAIS RÁPIDO E EFETIVO TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

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

INSTRUMENTATION

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

SAMPLING

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

ENVIRONMENTAL

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

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

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

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

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



www.geofix.com.br



Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

15

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

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

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

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



HUESKER

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



COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 219 125 000 (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

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

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI
Engineering a better solution



TPF

PLANEGE CENOR

www.tpfplanege.pt www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

TPF PLANEGE CENOR

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | EMIRADOS ÁRABES UNIDOS
MACAU | MOÇAMBIQUE | ROMÉLIA | TIMOR LESTE | TURQUIA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt

PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

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

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

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

MICROESTACA ARCOS®:

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



Desde 1969

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

ARCOS 44
engenharia de solos **anos**



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

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

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

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

- 3 **Editorial**
António Gomes Correia
- 7 **Desenvolvimento da Geotecnia. Algumas perspetivas específicas (2)**
António Silva Cardoso
- 37 **Segurança e confiabilidade em estruturas de contenção: estudo de caso**
Rinaldo Garcia Ramirez, Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis
- Artigos das Conferências dos 15º Congresso Nacional de Geotecnia
e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia**
- 61 **Integração de modelos geológico-geotécnicos e dados de instrumentação:
um caso desafiador de reforço de maciço na Serra do Mar brasileira**
*Alessander C. Morales Kormann, Liamara Paglia Sestrem, Thaís Perez Lazarim,
Larissa de Brum Passini, Sergio Setsuo Asakawa*
- 85 **Melhoria e reforço de maciços: aspectos teóricos e casos de obra**
Mauricio Abramento
- 111 **Dimensionamento de barragens com fendas (“slit dams”) para o controlo de fluxos
de detritos em bacias de regime torrencial**
Jorge Manuel Sousa Cruz