

152 julho
julio
july
2021

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

IMPrensa DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA

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

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

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

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

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

André P. Assis (U. Brasília, Brasil)	José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)
Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España)
António Silva Cardoso (FEUP, Porto, Portugal)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Daniel Dias (U. Grenoble, France)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Cataluña, Barcelona, España)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, España)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Michèle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)	Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)	Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España)	Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Eurípedes Vargas (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)	Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)	Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)	Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)	Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Helder Chamíné (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)	Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)	Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España)	Tácio M.P. Campos (PUC, Rio de Janeiro, Brasil)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, USA)	Tarcísio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España)	Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	

 SPG A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnecc.pt http://www.spgeotecnica.pt	 ABMS Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
---	---	--

**Edição Especial Comemorativa dos 50 Anos da Revista
GEOTECNIA**

**Edición Especial Conmemorativa de los 50 Años de la Revista
GEOTECNIA**

*Special Issue Commemorating the 50th Anniversary of the
GEOTECNIA Journal*

Este número tem o apoio especial de:
 Este número cuenta com el apoyo especial de:
 This issue has the special support of:



e o apoio institucional de:
 y el apoyo institucional de:
 and the institutional support of:



05 Editorial

- 11 Barragens de enrocamento no Brasil: evolução, avanços e perspectivas**
Rockfill dams in Brazil: evolution, advances and perspectives
Alberto S. F. Sayão
Paulo Teixeira da Cruz
Leonardo de Almeida Ferreira
- 43 Manutenção e recuperação de túneis no Brasil**
Maintenance and rehabilitation of tunnels in Brazil
Anna Laura Nunes
Marcelo Gomes Rios Filho
- 87 Homogenización de barreras de arcilla para residuos nucleares**
Homogenization of bentonite barriers for nuclear waste
Antonio Gens
Ramon B. de Vasconcelos
Carlos E. Rodríguez
Jean Vaunat
María Victoria Villar
- 113 A geotecnia nos pavimentos e vias-férreas e prospetivas para a era digital**
Pavement and rail track geotechnics and prospects for the digital age
António Gomes Correia
José Neves
Eduardo Fortunato
Manuel Parente
- 143 30 anos de progresso em 3 laboratórios de geotecnia de universidades portuguesas: caracterização de solos não plásticos**
30 years of progress in 3 geotechnical labs of Portuguese universities: characterisation of non-plastic soils
António Viana da Fonseca
Jaime Santos
Paulo Coelho
- 187 Obras subterrâneas nos aproveitamentos hidroelétricos em Portugal**
Underground works in Portuguese hydropower schemes
Celso Lima
Carlos Esteves
Manuel Alberto Oliveira
Maria Eugénia Resende
Nadir Plasencia

ÍNDICE

CONTENTS

- 251 Tres décadas de evolución del análisis numérico de túneles. Una visión subjetiva a la luz de un caso real
Three decades of evolution of numerical analysis of tunnels. A personal view to the light of a real case
César Sagaseta Millán
Jorge Castro González
- 273 Dinámica de deslizamientos en rocas blandas arcillosas
Dynamics of landslides in argillaceous rocks
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda
Núria M. Pinyol Puigmartí
Alba Yerro Colom
- 307 50 anos de investigação sobre o comportamento estrutural de barragens de aterro
50 years of research on the structural behaviour of embankment dams
Emanuel Maranha das Neves
Laura Caldeira
- 337 Geossintéticos em Engenharia Geotécnica e Geoambiental: avanços e perspectivas
Geosynthetics in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: advances and prospects
Ennio Marques Palmeira
Maria das Graças Gardoni
Gregório Luis Silva Araújo
- 369 Comportamiento mecánico de pilotes geotérmicos. Estudios experimentales
Mechanical behaviour of energy piles. Experimental studies
Fernando Pardo de Santayana
Cristina de Santiago
María de Groot
- 405 Velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos
Strain rates effects in the prediction of geotechnical parameters
Fernando Schnaid
Ian Schumann Marques Martins
Bruno Guimarães Delgado
Edgar Odebrecht
- 435 Segurança de barragens de rejeitos no Brasil: avaliação dos acidentes recentes
Safety of tailings dams in Brazil: assessment of recent accidents
Joaquim Pimenta de Ávila
Marta Sawaya
Alberto S. F. Sayão
Leonardo A. Ferreira

ÍNDICE

CONTENTS

- 465 Valores representativos para su uso en las verificaciones de estados límite en el marco del futuro Eurocódigo 7
Representative values for use in the verification of limit states in the frame of the future Eurocode 7
Jose Estaire
Timo Schweckendiek
- 481 O desenvolvimento da mecânica das rochas e perspectivas de evolução da investigação e dos domínios de aplicação
The development of rock mechanics and evolution trends in research and applications
Luís Lamas
José Vieira de Lemos
- 509 Comportamento de solos estabilizados quimicamente e reforçados com fibras sob ações monotónicas e cíclicas
Behavior of chemically stabilized soils reinforced with fibers under monotonic and cyclic loading
Luis J. L. Lemos
António A. S. Correia
Paulo J. Venda Oliveira
- 531 Grandes escavações em meio urbano. Uma perspectiva sobre as soluções construtivas e os sistemas estruturais para o seu suporte
Large urban excavations. A view on construction solutions and structural systems for their support
Manuel Matos Fernandes
António Silva Cardoso
Nuno Guerra
- 555 Bases teóricas de la resistencia de juntas en macizos rocosos con leyes de flujo no asociado
Theoretical bases of joint strength in rock masses with non-associated flow laws
Rubén Galindo
Alcibiades Serrano
Claudio Olalla
- 585 Técnicas de aprendizaje automático para caracterización y perfilado del terreno. Aplicación práctica al CPTU
Applied machine learning and predictive modeling techniques for soil profiling. Practical CPTU application
Santiago Peña Fernández
Enrique Asanza Izquierdo

Com este número especial, assinalamos o 50º aniversário da revista GEOTECNIA. Embora a ideia inicial fosse tê-lo com a cerimónia correspondente agendada remotamente para o início de julho de 2021, decidimos transferi-la para mais tarde, para 20 e 21 de setembro, esperando tê-la em modo híbrido. De facto, esperando-se que a situação pandémica melhore, será mais atractivo ter alguns participantes presenciais, permitindo alguma socialização num evento tão importante para a nossa revista. Esta cerimónia contará com a presença de personalidades nacionais e internacionais e dos autores dos artigos, para além da atribuição dos prémios da revista GEOTECNIA.

Adicionalmente, com este número especial marcaremos uma nova fase de edição e divulgação da revista, que será publicada pela Imprensa da Universidade de Coimbra, o que permitirá a utilização da plataforma "Open Journal System" (OJS) e, sobretudo, o apoio na submissão das propostas de indexação às principais agências internacionais.

Como anunciado anteriormente, este volume, intitulado "Edição Especial Comemorativa dos 50 Anos da Revista GEOTECNIA", inclui artigos de distintos colegas convidados que gentilmente aceitaram o convite dos Editores. No final resultaram 19 artigos inéditos aqui reunidos, que são contribuições de personalidades das três sociedades/associações (SPG, ABMS e SEMSIG), distribuídas por países como se segue com base na nacionalidade do primeiro autor: 7 de Portugal, 5 do Brasil e 7 de Espanha. A sequência dos trabalhos foi decidida ser apresentada por ordem dos nomes dos autores. Pode-se observar que abrangem a caracterização de geomateriais, desde solos a rochas (Galindo et al, 2021, Schnaid et al., 2021, Viana da Fonseca et al, 2021), novos desenvolvimentos na mecânica das rochas (Lamas e Vieira de Lemos, 2021), geossintéticos (Palmeira et al, 2021), solos reforçados (Lemos et al., 2021), barreiras de bentonite para resíduos nucleares (Gens et al., 2021), barragens (Maranha das Neves e Caldeira, 2021, Pimenta de Ávila et al., 2021, Sayão et al, 2021), obras subterrâneas - centrais hidroeléctricas (Lima et al., 2021), escavações (Matos Fernandes et al., 2021), geotermia (Pardo de Santayana et al., 2021), geotecnia nos transportes (Gomes Correia et al., 2021), túneis (Nunes e Rios Filho, 2021, Sagaseta Millán e Castro González, 2021), deslizamentos (Alonso et al., 2021), "machine learning" (Peña Fernández e Asanza Izquierdo, 2021) e regulamentos (Estaire e Schweckendiek, 2021). Em muitos destes trabalhos, os autores mostram as suas competências académicas e profissionais e concluem com melhorias e desenvolvimentos futuros para o avanço do conhecimento sobre o tema abordado.

Acreditamos que a diversidade dos temas dos artigos, pelos autores, colegas e amigos muito estimados, torna esta "Edição Especial Comemorativa dos 50 Anos da Revista GEOTECNIA" como única no seu alcance e valor. Esperamos que a Comunidade Geotécnica de língua portuguesa e espanhola a considere útil e agradável, e também considere na próxima década desta revista uma das melhores escolhas para submeter e publicar trabalhos de alta qualidade sobre uma vasta gama de temas geotécnicos.

Finalmente agradecemos a colaboração especial dos colegas Ana Sieira, Anna Laura Nunes, Antonio Gens, César Sagaseta, Enrique Asanza, Jorge Almeida e Sousa, Luciano Moraes, Nuno Guerra, Paulo Maia, Paulo Pinto e Rubén Galindo, que, no pouco tempo disponível, garantiram a uniformidade editorial desta edição histórica. Um agradecimento especial ao nosso colega José Neves por ter colaborado gentilmente na conceção do logótipo do 50º aniversário utilizado na capa da revista, bem como aos nossos estimados amigos Nuno Guerra e Paulo Pinto pela sua dedicação na compilação de todos os artigos e edições detalhadas da presente publicação.

Con este número especial, celebramos el 50º aniversario de la revista GEOTECNIA. Aunque la idea inicial era editarlo en la fecha de la correspondiente ceremonia, programada inicialmente para principios de julio de 2021, decidimos posponer ésta al 20 y 21 de septiembre, esperando organizarla en formato mixto. De esta manera, esperando que la situación de la pandemia mejore, resultará más atractivo contar con algunos participantes presenciales, permitiendo cierta socialización en un evento que es tan importante para nuestra revista. A este acto asistirán personalidades nacionales e internacionales y los autores de los artículos, y se procederá a la entrega de los premios de la revista GEOTECNIA.

Adicionalmente, con este número especial marcaremos una nueva fase en la edición y difusión de la revista, que será publicada por Coimbra University Press, lo que permitirá el uso de la plataforma "Open Journal System" (OJS) y, sobre todo, el apoyo en la presentación de propuestas de indexación a las principales agencias internacionales.

Como se anunció anteriormente, este volumen titulado "Edición especial conmemorativa de los 50 años de la revista GEOTECNIA" incluye artículos de distinguidos colegas convidados que amablemente aceptaron la invitación de los Editores. Al final se consiguieron 19 artículos inéditos, que son contribuciones de personalidades de las tres sociedades / asociaciones (SPG, ABMS y SEMSIG), distribuidos por países de la siguiente manera, en función de la nacionalidad del primer autor: 7 de Portugal, 5 de Brasil y 7 de España. Se decidió presentar la secuencia de trabajos por orden del nombre de los autores. Se puede observar que cubren la caracterización de geomateriales, desde suelos a rocas (Galindo et al, 2021, Schnaid et al., 2021, Viana da Fonseca et al, 2021), nuevos desarrollos en mecánica de rocas (Lamas e Vieira de Lemos, 2021), geosintéticos (Palmeira et al, 2021), suelos reforzados (Lemos et al., 2021), barreras arcillosas para residuos nucleares (Gens et al., 2021), presas (Maranha das Neves e Caldeira, 2021, Pimenta de Ávila et al., 2021, Sayão et al, 2021), obras subterráneas - centrales hidroeléctricas (Lima et al., 2021), grandes excavaciones (Matos Fernandes et al., 2021), geotermia (Pardo de Santayana et al., 2021), geotecnia en el transporte (Gomes Correia et al., 2021), túneles (Nunes e Rios Filho, 2021, Sagaseta Millán e Castro González, 2021), deslizamientos (Alonso et al., 2021), aprendizaje automático (Peña Fernández e Asanza Izquierdo, 2021) y normativas (Estaire y Schweckendiek, 2021). En muchos de estos trabajos, los autores muestran sus competencias académicas y profesionales y concluyen con mejoras y desarrollos futuros para el avance del conocimiento sobre el tema abordado.

Creemos que la diversidad de los temas de los artículos, de los autores, colegas y muy estimados amigos, hace que esta "Edición Especial Conmemorativa de los 50 Años de la Revista GEOTECNIA" sea única en su alcance y valor. Esperamos que la Comunidad Geotécnica de lengua portuguesa y española la encuentre útil y agradable, y que considere también esta revista en la próxima década como una de las mejores opciones para enviar y publicar trabajos de alta calidad sobre una amplia gama de temas geotécnicos.

Finalmente, agradecemos la especial colaboración de Ana Sieira, Anna Laura Nunes, Antonio Gens, César Sagaseta, Enrique Asanza, Jorge Almeida e Sousa, Luciano Moraes, Nuno Guerra, Paulo Maia, Paulo Pinto y Rubén Galindo, quienes, en el poco tiempo disponible, aseguraron la uniformidad editorial de esta edición histórica. Un agradecimiento especial a nuestro colega José Neves por haber colaborado amablemente en el diseño del logotipo del 50º aniversario utilizado en la portada de la revista, así como a nuestros estimados amigos Nuno Guerra y Paulo Pinto por su dedicación en la compilación de todos los artículos y cuidada edición de esta publicación.

With this special issue, we mark the 50th anniversary of GEOTECNIA journal. Although the initial idea was to have it with the corresponding ceremony remotely scheduled for early July, we decided to postpone it to later, for September 20 and 21, hoping to have it in hybrid. Indeed, expecting the pandemic situation to improve, it will be more attractive to have some participants in person, allowing some socialisation at such an important event for our journal. This ceremony will be attended by national and international personalities and by the authors of the papers, in addition to the awarding of the GEOTECNIA journal prizes.

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

As previously announced, this volume entitled "Special Issue Commemorating the 50th Anniversary of the GEOTECNIA Journal" includes papers by distinguished colleagues who kindly accepted the invitation of the Editors. In the end resulted the 19 papers assembled herein, which are contributions of personalities from the three societies/associations (SPG, ABMS and SEMSIG), distributed by countries as follows based on the nationality of the first author: 7 from Portugal, 5 from Brazil and 7 from Spain. The sequence of the papers was decided to be presented in order of the names of the authors. It can be observed that they cover characterization of geomaterials, from soils to rocks (Galindo et al, 2021, Schnaid et al., 2021, Viana da Fonseca et al, 2021), new developments in rock mechanics (Lamas and Vieira de Lemos, 2021), geosynthetics (Palmeira et al, 2021), reinforced soils (Lemos et al., 2021), bentonite barriers for nuclear waste (Gens et al., 2021), dams (Maranha das Neves and Caldeira, 2021, Pimenta de Ávila et al., 2021, Sayão et al, 2021), underground works - hydroelectric plants (Lima et al, 2021), excavations (Matos Fernandes et al., 2021), geothermics (Pardo de Santayana et al., 2021), transportation geotechnics (Gomes Correia et al., 2021), tunnels (Nunes and Rios Filho, 2021, Sagaseta Millán and Castro González, 2021), landslides (Alonso et al., 2021), machine learning (Peña Fernández and Asanza Izquierdo, 2021) and regulations (Estaire and Schweckendiek, 2021). In many of these papers, the authors show their career skills and conclude with improvements and future developments for the advancement of knowledge on the subject addressed.

We believe that the diversity of the paper topics, by the highly esteemed authors, colleagues and friends renders this "Special Issue Commemorating the 50th Anniversary of the GEOTECNIA Journal" as unique in its scope and value. We hope the Portuguese and Spanish speaking Geotechnical Community will find it useful and enjoyable, and also consider in the coming decade this journal one of the best choices for submitting and publish high quality papers on a wide range of geotechnical topics.

Finally, we are grateful for the special collaboration of our colleagues Ana Sieira, Anna Laura Nunes, Antonio Gens, César Sagaseta, Enrique Asanza, Jorge Almeida e Sousa, Luciano Moraes, Nuno Guerra, Paulo Maia, Paulo Pinto and Rubén Galindo, who, in the short time available, ensured the editorial uniformity of this historical edition. A special thanks to our colleague José Neves for kindly collaborating in the design of the 50th anniversary logo used on the cover of the journal, as well as to our esteemed friends Nuno Guerra and Paulo Pinto for their dedication in compiling all the articles and detailed issues of this publication.

EDITOR

António Gomes Correia,
Universidade do Minho, Portugal

EDITORES ASSOCIADOS/ ASSOCIATE EDITORS

Alberto Sayão,
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil

Fernando Pardo de Santayana,
CEDEX, Madrid, España

Referências / Referencias / References

- Alonso, E.; Pinyol Puigmartí, N. M.; Yerro Colom, A. (2021). *Dynamics of landslides in argillaceous rocks*. Geotecnia 152, pp. 273-305, in Spanish.
- Estaire, J.; Schweckendiek, T. (2021). *Representative values for use in the verification of limit states in the frame of the future Eurocode 7*. Geotecnia 152, pp. 465-480, in Spanish.
- Galindo, R.; Serrano, A.; Olalla, C. (2021). *Theoretical bases of joint strength in rock masses with non-associated flow laws*. Geotecnia 152, pp. 555-583, in Spanish.
- Gens, A.; Vasconcelos, R. B.; Rodríguez, C. E.; Vaunat, J.; Villar, M. V. (2021). *Homogenization of bentonite barriers for nuclear waste*. Geotecnia 152, pp. 87-111, in Spanish.
- Gomes Correia, A., Neves, J.; Fortunato, E.; Parente, M. (2021). *Pavement and rail track geotechnics and prospects for the digital age*. Geotecnia 152, pp. 113-141, in Portuguese.
- Lamas, L.; Vieira de Lemos, J. (2021). *The development of rock mechanics and evolution trends in research and applications*. Geotecnia 152, pp. 481-508, in Portuguese.
- Lemos, L. J. L., Correia, A. A. S.; Venda Oliveira, P. J. (2021). *Behavior of chemically stabilized soils reinforced with fibers under monotonic and cyclic loading*. Geotecnia 152, pp. 509-529, in Portuguese.
- Lima, C.; Esteves, C.; Oliveira, M. A.; Resende, M. E.; Plasencia, N. (2021). *Underground works in Portuguese hydropower schemes*. Geotecnia 152, pp. 187-249, in Portuguese.
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2021). *50 years of research on the structural behaviour of embankment dams*. Geotecnia 152, pp. 307-336, in Portuguese.
- Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Guerra, N. (2021). *Large urban excavations. A view on construction solutions and structural systems for their support*. Geotecnia 152, pp. 531-554, in Portuguese.
- Nunes, A. L.; Rios Filho, M. G. (2021). *Maintenance and Rehabilitation of Tunnels in Brazil*. Geotecnia 152, pp. 43-85, in Portuguese.
- Palmeira, E. M.; Gardoni, M. G.; Araújo, G. L. S. (2021). *Geosynthetics in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: advances and prospects*. Geotecnia 152, pp. 337-368, in Portuguese.
- Pardo de Santayana, F.; Santiago, C.; Groot, M. (2021). *Mechanical behaviour of energy piles. Experimental studies*. Geotecnia 152, pp. 369-403, in Spanish.
- Peña Fernández, S.; Asanza Izquierdo, E. (2021). *Applied machine learning and predictive modeling techniques for soil profiling. Practical CPTU application*. Geotecnia 152, pp. 585-615, in Spanish.
- Pimenta de Ávila, J.; Sawaya, M.; Sayão, A. S. F.; Ferreira, L. A. (2021). *Safety of tailings dams in Brazil: assessment of recent accidents*. Geotecnia 152, pp. 435-464, in Portuguese.

- Sagaseta Millán, C.; Castro González, J. (2021). *Three decades of evolution of numerical analysis of tunnels. A personal view to the light of a real case*. Geotecnia 152, pp. 251-272, in Spanish.
- Sayão, A. S. F.; Cruz, P. T.; Ferreira, L. A. (2021). *Rockfill dams in Brazil: evolution, advances and perspectives*. Geotecnia 152, pp. 11-41, in Portuguese.
- Schnaid, F.; Martins, I. S. M.; Delgado, B. G.; Odebrecht, E. (2021). *Strain rates effects in the prediction of geotechnical parameters*. Geotecnia 152, pp. 405-434, in Portuguese.
- Viana da Fonseca, A.; Santos, J.; Coelho, P. (2021). *30 years of progress in 3 geotechnical labs of Portuguese universities: characterisation of non-plastic soils*. Geotecnia 152, pp. 143-185, in Portuguese.

BARRAGENS DE ENROCAMENTO NO BRASIL: EVOLUÇÃO, AVANÇOS E PERSPECTIVAS

Rockfill Dams in Brazil: Evolution, Advances and Perspectives

Alberto S. F. Sayão^a, Paulo Teixeira da Cruz^b, Leonardo de Almeida Ferreira^c

^a Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil.

^b Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Brasil.

^c PUC-Rio e Ministério do Desenvolvimento Regional, Brasil.

RESUMO – O barramento de rios para uso nas cidades próximas tem sido usual desde a Antiguidade. No Brasil há registros de barragens no Nordeste desde o século XVI. O presente artigo apresenta uma breve revisão histórica de importantes barragens brasileiras de enrocamento construídas no século XX, para geração hidroelétrica, com ênfase nos avanços e desafios no projeto e construção. Ao final, são apresentadas as principais conclusões, e as vantagens e limitações do uso recente técnica de núcleo asfáltico no Brasil, além das perspectivas da engenharia de barragens de enrocamento no Brasil e no mundo para a próxima década.

ABSTRACT – Damming of rivers for water supply to riverside populations has been common practice for centuries. In Brazil, there are records of dams in the Northeast since the 16th century. This paper presents a brief review of important Brazilian rockfill dams for hydroelectric generation, built in the 20th century, with focus on the advances and challenges in design and construction. The final part presents the main conclusions and the advantages and limitations of the recent use of the asphalt core technique in Brazil, in addition to the perspectives of rockfill dam engineering in Brazil and worldwide for the next decade.

Palavras Chave – Barragens no Brasil, Enrocamento, Núcleo asfáltico, Usinas Hidrelétricas.

Keywords – Dams in Brazil, Rockfill, Asphalt Core, Hydroelectric Power Plants.

1 – INTRODUÇÃO - A ENGENHARIA BRASILEIRA DE BARRAGENS

Em 1961, com a demanda crescente de energia elétrica no país, a CEMIG (Centrais Elétricas de Minas Gerais), decidiu fazer um levantamento do potencial existente nas bacias hidrográficas do Estado. Faltavam, entretanto, os recursos financeiros e o apoio técnico para um empreendimento deste porte e a CEMIG buscava financiamento com o BIRD (Banco Interamericano para Reconstrução e Desenvolvimento).

Em novembro de 1962 foram concluídos os entendimentos, embasados por um contrato com a *Canambra Engineering Consultants Ltda*, um consórcio de duas empresas consultoras canadenses e uma americana, para o inventário dos recursos hídricos no Estado de Minas Gerais, com foco na geração hidroelétrica, irrigação e abastecimento. A equipe da Canambra-CEMIG era composta por 8 engenheiros consultores norte-americanos e mais de 100 engenheiros, técnicos e geólogos brasileiros. Em 4 anos foram percorridos mais de 10 mil km nas bacias dos principais rios de Minas Gerais. Foram mais de 135.000 km² de estudos aerofotogramétricos, com helicópteros e aeronaves de pequeno porte.

E-mails: sayao@puc-rio.br (A. Sayão), ptcruz@terra.com.br (P. Cruz), leonardo.ferreira@mdr.gov.br (L. Ferreira)

O relatório final da Canambra foi concluído em 1966, e seria importante para otimizar os novos investimentos em usinas de energia elétrica. O governo brasileiro interessou-se pela iniciativa da CEMIG e, em 1963, ampliou os estudos à Região Sudeste, com um contrato entre FURNAS e Canambra. Depois, a Canambra seria novamente contratada para estudar o potencial energético nas regiões Norte, Nordeste e Sul.

A partir dos anos 1980, os inventários seriam revisados, pois os condicionantes ambientais ganhavam espaço nos estudos. Projetos com grandes reservatórios e áreas inundadas foram alterados para um maior número de usinas com reservatórios menores. Com isso, os empreendimentos passaram a ser ambientalmente viáveis, porém menos eficientes.

Nas décadas de 1950 a 1980, as obras dos grandes projetos hidroelétricos marcaram a época áurea da Engenharia brasileira de barragens, porque conseguiram reunir profissionais com experiência prática e excelente formação acadêmica. Estas grandes obras deram destaque ao Brasil como um país construtor de usinas hidrelétricas produtivas e seguras. Grandes barragens como Furnas (Figura 1) e outras, mencionadas no item 3, tiveram fases de construção marcadas por um clima de informalidade e colaboração, com reuniões frequentes no campo, com a participação de projetistas, consultores, empreiteiros, fiscais e o concessionário. Assim, o projeto resultava do esforço conjunto de todos. Nessas reuniões informais, eram definidos os materiais do núcleo, transições, filtros e espaldares das barragens, tipo da rocha nos enrocamentos e camadas de *rip-rap*. Existia um projeto conceitual predefinido, mas a sua adaptação e eventuais alterações ocorriam no local da obra.

Estas usinas faziam parte de um plano de infraestrutura de âmbito nacional, embora algumas obras fossem implantadas por empresas hidrelétricas estaduais. Havia verbas para investigação, consultoria, tratamentos da fundação e revisões do projeto. Naquela época áurea (anos 1960 a 1980), os desenhos “*as built*” da barragem, ao final da obra, não eram exigidos. Os desenhos e seções de projeto eram ajustados aos materiais de construção disponíveis no campo. Com o tempo, houve alterações significativas nos procedimentos de projeto e construção:

1. Formalismo do projeto e da obra, com a presença de representantes de cada instituição. Com isso, as reuniões de obra perderam a informalidade e passaram a seguir uma agenda pré-definida. Este fato, porém, não interferiu na qualidade dos projetos, cujos ajustes aos materiais de construção e às condições locais da fundação e continuaram a ser feitos;

2. Como mencionado, a partir da década de 1980, restrições ambientais tornariam inviáveis as obras de grandes hidrelétricas. Por exemplo, a Usina de Belo Monte, originalmente prevista com um grande reservatório, passou a ser uma usina a fio d’água, de produtividade baixa, para reduzir o

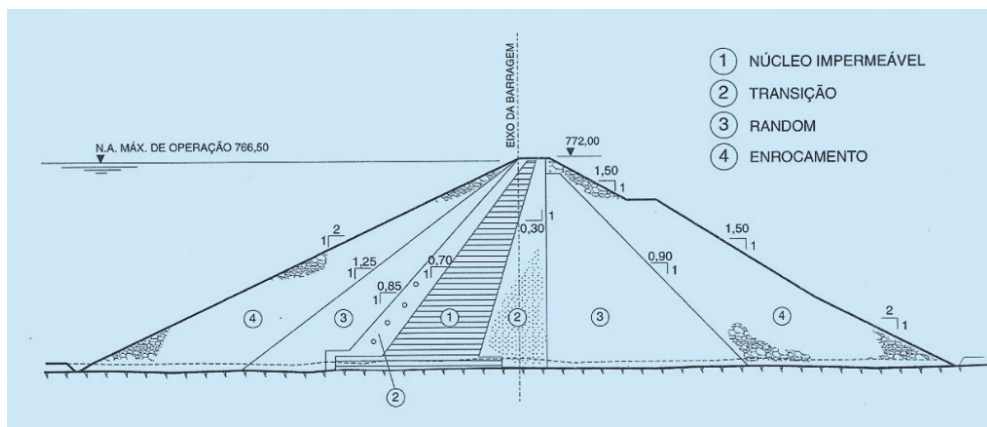


Fig. 1 – Barragem de Furnas. Seção transversal de enrocamento com núcleo argiloso.

alagamento de áreas de floresta e terras indígenas, com um reservatório incapaz de regular as vazões do Rio Xingu;

3. Com o fim das grandes obras, os empreendimentos de irrigação e abastecimento passaram a ser construídos com diques e barragens menores, em projetos contratados com prioridade para o menor preço. Com isso, as investigações de campo e laboratório foram reduzidas ao mínimo necessário. As obras passaram a ser construídas com fiscalização também definida pelo menor preço, e sem a presença dos projetistas.

Em alguns casos, a empresa contratada para supervisionar a obra da barragem consegue incluir na equipe um engenheiro que participou do projeto, para fazer os ajustes às condições locais da fundação, pouco conhecidas, devido à redução das investigações. Não é raro as barragens serem construídas com desenhos preliminares do projeto básico, incorretamente aceito como projeto executivo. Em decorrência dessa nova realidade, quando as obras entram em operação, pode surgir a necessidade de um tratamento da fundação, sempre mais difícil e oneroso com a obra já concluída. Houve, portanto, um claro retrocesso na Engenharia Brasileira de Barragens nos últimos 30 anos.

2 – RESUMO HISTÓRICO

Desde a antiguidade, o homem tem construído estruturas para barramento de rios em locais selecionados estrategicamente, com a finalidade principal de reservar água. A barragem mais antiga de que se tem notícia foi *Sadd El Kafara*, no Egito, construída por volta do ano 2.500 A.C., provavelmente para irrigação, abastecimento e controle de cheias na bacia do Rio Nilo. As ruínas da Barragem *El Kafara* foram descobertas em escavações (Figura 2) do arqueólogo alemão Georg Schweinfurth, no século XIX (1885), a uns 30 km ao sul da capital Cairo (Structurae, 2021).

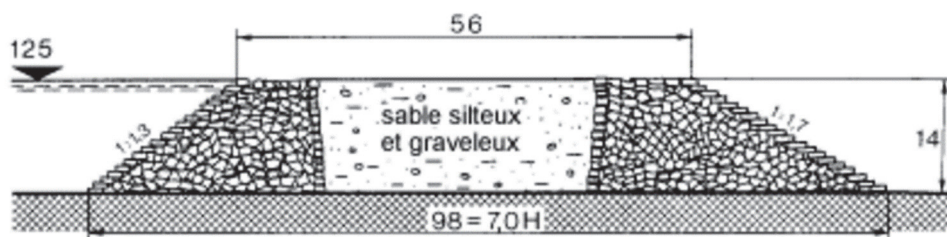
Os estudos indicam que a barragem tinha 4 m de altura, 110 m de comprimento, e 56 m de largura na crista, com volume total de 100 mil m³. Segundo Jansen (1988), a construção da barragem deve ter durado mais de 10 anos, até a obra ser destruída de forma brusca, por erosão interna (*piping*) ou transbordamento, ainda durante a construção, pois não há evidências de ter existido um reservatório. É interessante notar que, com o baixo grau de evolução da engenharia naqueles tempos, as dimensões da barragem eram exageradas, se comparadas aos padrões atuais.

Apesar disso, El Kafara já apresentava características usuais de barragens modernas: um maciço zonado, com espaldares resistentes de enrocamento (blocos de rocha talhados com arestas de 30 cm) e um núcleo central de solo fino, menos permeável. O colapso da barragem deve ter sido catastrófico, pois os egípcios ficariam oito séculos sem construir outras barragens de terra. Nos tempos modernos, as primeiras barragens de enrocamento foram construídas na Califórnia (década de 1850), para prover de água os garimpos e minerações na árida região oeste americana (Cruz e Sayão, 2014).

No Brasil, a engenharia de barragens começou com a Barragem do Cedro (em alvenaria de pedras), ainda no final do século 19, a mando do Imperador Pedro II, para mitigar os efeitos das secas frequentes no sertão cearense (Miguez, 2009). Construída de 1890 a 1906, a 160 km da capital Fortaleza, a importância histórica da obra e a beleza natural da região, conhecida como Monumento Natural dos Monólitos de Quixadá, com o monólito de granito da Pedra da Galinha Choca, seriam reconhecidas pelo tombamento no IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional), em 1977, e a indicação em 2015 para receber o título de Patrimônio Mundial da Unesco (Organização das Nações Unidas para Educação, Ciência e Cultura), após obras de recuperação e iluminação (Figura 3).



(a) Enrocamento na face de jusante.



(b) Seção transversal

Fig. 2 – Barragem El Kafara



Fig. 3 – Barragem do Cedro. Visão noturna, após obras de recuperação.

3 – BARRAGENS DE ENROCAMENTO NO BRASIL

Neste item, serão comentadas algumas das principais barragens de enrocamento de diferentes tipos construídas no Brasil, ao longo do século 20.

3.1 – Boqueirão de Piranhas

A primeira barragem de enrocamento no Brasil seria construída somente nos anos 1930. Localmente conhecida por Açude do Boqueirão de Piranhas, os estudos iniciais foram feitos pela firma americana *Dwight Robinson*, em 1921 e 1922. Após alguns anos de atraso, a obra seria iniciada em 1932 no Alto Rio Piranhas, região ocidental do Estado da Paraíba, sob a chefia de Moacyr Monteiro Ávidos, engenheiro da Inspetoria de Obras Contra as Secas (IFOCS). Infelizmente, ele que viria a falecer poucas semanas depois, vitimado por uma grave epidemia de tifo no canteiro de obras.

Ao ser inaugurado em 1936, o Açude Piranhas seria oficialmente nomeado como Barragem Eng. Ávidos, em homenagem ao referido engenheiro. A barragem, com 360 m de extensão e 44 m de altura, destaca-se por exibir uma seção zonada (Figura 4a), com uma cortina central de concreto, apoiada em gnaiss são, para marcar a separação física entre os espaldares de argila compactada (a montante) e de enrocamento (a jusante).

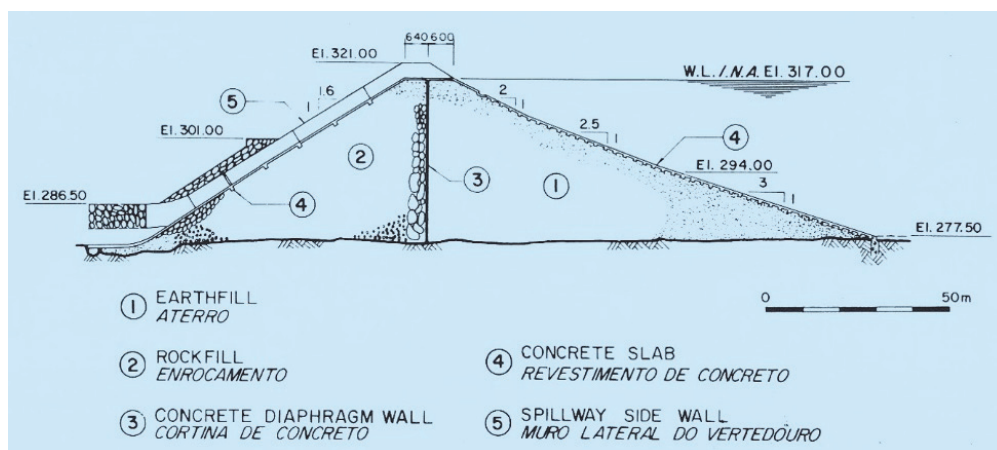
O projeto era norteado pelo conceito de minimizar a entrada de água na aba montante e, a partir do eixo, facilitar a saída controlada da água na aba jusante. Nota-se ainda o uso de placas de concreto para revestir as faces de montante (Figura 4b) e de jusante (Figura 4c), no local onde foi instalado o vertedouro de soleira livre (Figura 4d), ou sangradouro, como se diz no Nordeste do Brasil. Piranhas foi a única barragem deste tipo no mundo a durar mais de 30 anos (DNOCS, 1982).

Em 1972, a barragem seria reformada pelo DNOCS (Departamento Nacional de Obras Contra as Secas), devido a recalques e abertura de trincas no concreto do vertedouro causados por uma cheia no rio Piranhas anos antes. Um novo vertedouro foi construído na ombreira direita, com o apoio técnico do USBR (*Bureau of Reclamation*), do governo americano. Do ponto de vista histórico, Boqueirão de Piranhas destaca-se também por ter sido a primeira barragem brasileira a utilizar rolos pé-de-carneiro (Figura 4e), surgido nos EUA, em 1904, para promover uma compactação uniforme do solo argiloso. Nos anos 2010, o Açude Eng. Ávidos seria incluído no extremo do Eixo Norte da obra da transposição do Rio São Francisco, que deve solucionar o problema crônico das estiagens frequentes no Sertão Nordestino (Ferreira e Sayão, 2020).

Na década de 1940, a evolução das barragens no Brasil seria paralisada, devido à 2ª Guerra Mundial. Ainda assim, o juiz cearense José Linhares, no breve período em que exerceu a Presidência, após a deposição de Getúlio Vargas em 1945, transformaria a IFOCS (Inspetoria Federal de Obras Contra as Secas) no DNOCS (Departamento Nacional de Obras Contra as Secas), com recursos escassos e para obras de açudes (CBDB, 2011).

3.2 – Furnas

No final dos anos 1950, o Brasil viria a conhecer um processo intenso de desenvolvimento, com o Plano de Metas, proposto pelo Presidente Juscelino Kubitschek em 1956. O plano prometia ao país um progresso acelerado, sob o lema “Cinquenta anos em cinco”, com ênfase nas áreas de indústria, transportes e energia. A ameaça de um colapso energético, porém, ainda rondava o país que, em 1960, dispunha de apenas 3.700 MW de capacidade total instalada em hidrelétricas (CBDB, 2011). Em pouco tempo, o Brasil estaria ocupado por canteiros de obras importantes, como a construção de Brasília, no Planalto Central, e de grandes barragens em usinas hidrelétricas na Região Sudeste, com destaque para Furnas, que, pelas dimensões até então inéditas, seria considerada o marco inicial da maturidade da engenharia brasileira de barragens.



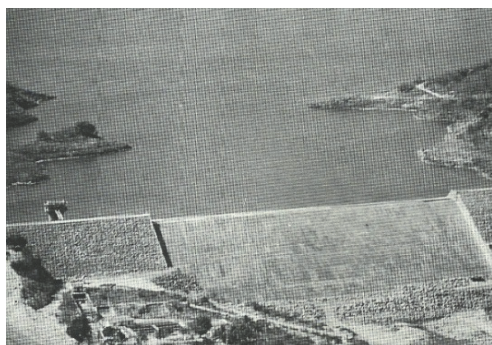
(a) Seção transversal



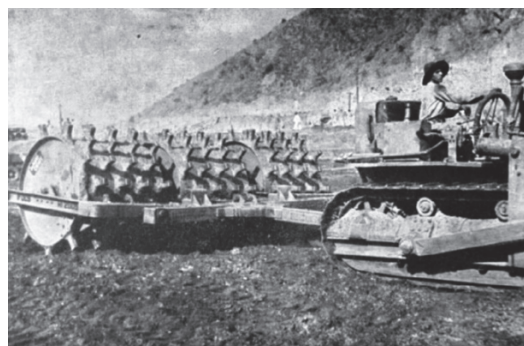
(b) Placas de concreto na face montante



(c) Placas de concreto no sangradouro



(d) Revestimento de concreto na face jusante (vertedouro)



(e) Rolos pé-de-carneiro, compactação do maciço argiloso

Fig. 4 – Barragem Eng. Ávidos (Ex - Açude Piranhas).

Pela primeira vez no Brasil, uma barragem de terra teria altura superior a 100 m e um vertedouro com capacidade para 13.000 m³/s. A usina de Furnas, com potência de 1.200 MW seria uma obra ousada, um grande desafio técnico para a época. Ainda em 1958, eram iniciadas as obras de desvio do Rio Grande com dois túneis na ombreira esquerda (Figura 5). As dificuldades enfrentadas na obra dos túneis de desvio são detalhadas por Miguez (2009). Dois anos depois, começava a construção

da barragem de enrocamento com núcleo de argila e transições arenosas, cuja seção foi mostrada anteriormente na Figura 1. O núcleo alargado na base visava ampliar o contato impermeável com a rocha de fundação. O grande volume de escavações obrigatórias em rocha sã (quartzos e xistos) viabilizou a obra de enrocamento com 127 m de altura.



Fig. 5 – Barragem de Furnas. Construção do túnel de desvio.

O presidente Kubitschek inaugurou Brasília em abril de 1960, e concluiu seu mandato em janeiro de 1961, com a economia em expansão e muitas obras em andamento. A década de 1960 foi caracterizada pela nacionalização das técnicas de projeto e construção de grandes obras de enrocamento no Brasil. Nos anos 1950, firmas internacionais fizeram os projetos de grandes barragens, como Furnas, Foz do Arelha e Itaipu.

A engenharia brasileira capacitou-se e passaria a planejar os aproveitamentos hidroelétricos nas regiões Sul e Sudeste. Os grandes projetos seriam elaborados por firmas nacionais, tais como Geotécnica, Engevix, Hidroservice, Promon e Themag, nos rios Grande, Iguaçu, Tietê, e outros, que seriam transformados em “escadas” de represas sucessivas. Neste contexto, a CESP (Centrais Elétricas de São Paulo), criada em 1966, passaria a construir grandes barragens, como Chavantes e Ilha Solteira. Em novembro de 1964, com os túneis de desvio fechados e a barragem concluída, iniciava-se o enchimento de um dos maiores reservatórios do Brasil, com área de 1.440km², que envolveria milhares de propriedades em 34 municípios de Minas Gerais, e exigiria intensas negociações para viabilizar a obra.

Apesar dos problemas técnicos e jurídicos, os fatores relevantes para a definição do local da usina foram a proximidade geográfica das maiores cidades do país (São Paulo, Rio de Janeiro e Belo Horizonte), a geologia favorável, com um cânion longo e profundo, a abundância de chuvas, e a disponibilidade de materiais de construção variados na região. A construção da UHE Furnas exigiria uma concentração incomum de equipamentos de porte, com 200 caminhões, 44 tratores e 17 escavadeiras. A usina seria inaugurada em 1965, pelo Presidente Castelo Branco, com apenas seis turbinas a gerar 900 MW na fase na fase inicial de operação (Figura 6).



Fig. 6 – Barragem de Furnas. Fase inicial de geração com seis unidades.

Na década de 1970, mais duas máquinas completariam o sistema gerador, com 1.216 MW de capacidade total instalada. Oito dutos de adução em aço, com 6,5 m de diâmetro, fornecem água para as turbinas. Além de produzir energia, a represa de Furnas permite regularizar a vazão dos rios Grande e Paraná e, assim, estabilizar a energia gerada nas usinas a jusante. Com Furnas, o Brasil entrou para o rol das grandes potências em Engenharia de Barragens.

3.3 – Poço da Cruz

Antes de Furnas, nas décadas de 1930 a 1950, a Barragem de Poço da Cruz foi construída no Rio Moxotó, Sertão de Pernambuco, um projeto do antigo IFOCS (atual DNOCS), para irrigação, abastecimento e piscicultura. Uma pequena central hidrelétrica com 2 turbinas Francis seria

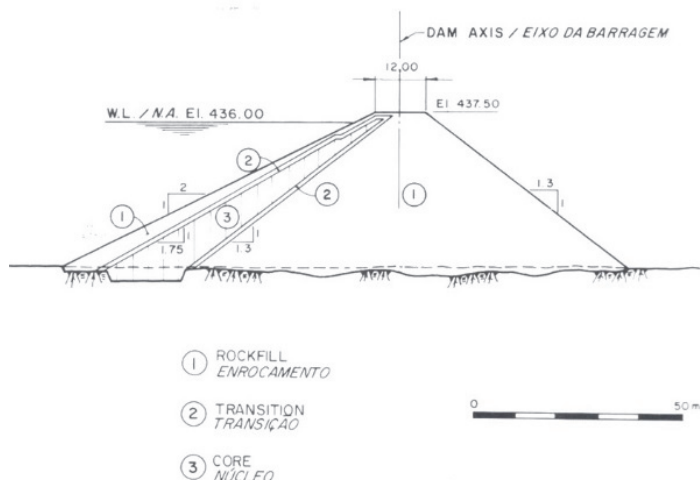


Fig. 7 – Barragem de Poço da Cruz. Seção transversal.

instalada e desativada pouco tempo depois. A barragem, com comprimento de 162 m e altura de 43 m e seção zonada de enrocamento, tem características singulares com núcleo delgado, inclinado para montante (Figura 7).

A obra foi iniciada em 1937 e concluída em 1957, sendo inaugurada pelo Presidente Juscelino Kubitschek. A barragem seria depois renomeada como Açude Público Eng. Francisco Saboia, em homenagem ao ex-Diretor Geral do DNOCS. Em 2014, a barragem seria submetida a obras de alteamento e recuperação, para que o reservatório passasse a integrar o Eixo Leste da transposição do Rio São Francisco (Ferreira e Sayão, 2020).

3.4 – Foz do Areia

Os anos 1980 começaram com muitas obras importantes de Engenharia na Região Sudeste, a maioria iniciada na década anterior, com destaque para Itaipu Binacional (Sória, 2012) e uma série de usinas hidrelétricas, com grandes barragens no Rio Iguaçu, no Paraná. Do ponto de vista histórico, deve-se citar a Usina de Foz do Areia, com capacidade instalada de 2.511 MW, cujo contrato para os estudos de engenharia foi firmado pela COPEL (Companhia Paranaense de Energia Elétrica), com o consórcio MKE-KEIC (*Milder Kaiser Engenharia e Kaiser Engineers International Corporation*) no final de 1973.

Em agosto de 1974, estava definido o local para implantação da usina, no município de Pinhão, a 240 km de Curitiba e 5 km após a foz do Rio Areia. As obras civis foram iniciadas em outubro de 1976 pela CBPO, empresa do Grupo Odebrecht. Segundo Rosi (1983), na época da construção, Foz do Areia era a maior barragem do mundo, em enrocamento com face de concreto, devido à altura (160 m), extensão de crista (828 m), e volume total (14.000.000 m³). Além da barragem, o projeto incluía dois túneis de desvio, seis condutos forçados escavados em rocha, uma casa de força do tipo semi-abrigada, na ombreira direita, e um vertedouro de superfície, em concreto armado controlado por comportas, na ombreira esquerda.

As características geológicas e topográficas do local, típicas da Região Sul do Brasil, foram decisivas para o detalhamento do Projeto Foz do Areia. O cronograma e o custo da obra foram os fatores determinantes na definição do projeto. Com o alto teor de umidade natural do solo argiloso local e as dificuldades de compactação desse material em condições de chuvas frequentes, a barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC) foi uma opção mais fácil e econômica do que a alternativa usual de barragem de enrocamento com núcleo argiloso (Mello, 1975).

Foz do Areia seria então a primeira barragem brasileira do tipo BEFC e o projeto hidroelétrico mais importante do Rio Iguaçu, por ser o de maior geração e o posicionado mais a montante do rio, responsável pelo controle da vazão para as demais usinas previstas a jusante. Durante o projeto e a obra, inéditos no Brasil, a COPEL contou com o apoio de um Conselho de Consultores, com os renomados engenheiros *Barry Cooke*, Victor de Mello e Nelson Sousa Pinto, todos experientes em projetos hidrelétricos. Uma enscadeira com altura de 45 m permitiu o desvio do Rio Iguaçu através de dois túneis não revestidos em basalto são, com diâmetros de 12 m e comprimento de 600 m, projetados para vazões de até 3.800 m³/s. A Figura 8 ilustra a enscadeira de montante em execução, notando-se o emboque dos túneis de desvio do rio. A Figura 9 mostra a obra, com o rio desviado por túneis na margem direita e a laje de concreto em execução. Deve-se registrar o sério incidente que ocorreu na escavação do emboque dos túneis de desvio, com o desabamento de blocos do maciço de basalto colunar com fraturas subverticais (Figura 10), cujos detalhes estão reportados em CBDB (2009).

A seção da barragem é dividida em zonas distintas, como mostra a Figura 11. A montante, seriam usados blocos de basalto são, com um teor máximo de 25% de brecha basáltica, compactados em camadas de 0,80 m. A jusante, seriam camadas compactadas de 1,60 m de basalto, intercaladas com brecha. A compactação do enrocamento foi efetuada com rolo liso vibratório de 10 toneladas, e jateamento de água, com um volume igual a 25% do volume do enrocamento. A molhagem promove a remoção das partículas finas e uma melhor eficiência na compactação com os rolos

vibratórios, o que reduz os assentamentos verticais, ou recalques, do maciço, durante a construção e a operação (Cruz, 1996).

A montante, foi especificada uma zona de transição (*"cushion zone"*) entre a face de concreto e o enrocamento, com material fino, processado (triturado) para partículas de diâmetro máximo de 15 cm. Este material era colocado em camadas de 0,40 m, e compactado com seis passagens do rolo liso vibratório de 10 t, movido por um guindaste, em direção ascendente (Figura 12a).



Fig. 8 – UHE Foz do Areia. Ensecadeira em construção, com os túneis desvio do rio na margem direita.



Fig. 9 – UHE Foz do Areia. Face de concreto em construção, com o rio desviado na margem direita.



Fig. 10 – UHE Foz do Areia. Desmoronamento no emboque dos túneis de desvio (CBDB, 2009).

O talude de montante da zona de transição recebeu um revestimento de emulsão asfáltica, com recobrimento de areia, para evitar erosão superficial e facilitar a compactação. Este processo construtivo foi adotado em muitas barragens de enrocamento no Brasil e no mundo, até um novo método ser desenvolvido com concreto extrusado no paramento de montante e depois aperfeiçoado na obra da UHE Itá, no Rio Uruguai, na divisa de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. O Método de Itá foi descrito por Resende (1999).

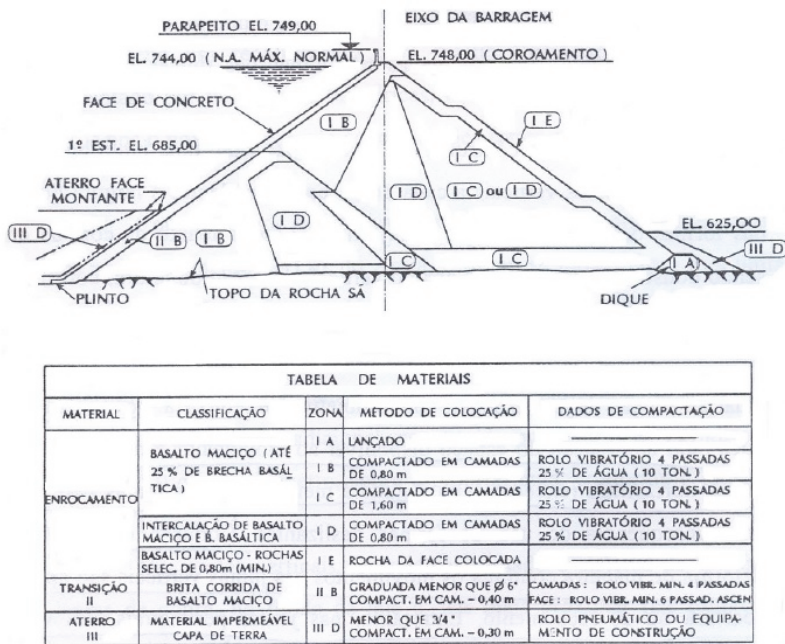


Fig. 11 – Barragem Foz do Areia. Seção transversal.

Em Foz do Areia, a laje de concreto na face montante tem espessura variável, de 0,80 m (na base), até 0,30 m, no topo. Por razões estéticas, a face de jusante foi executada com blocos arrumados de basalto maciço, posicionados cuidadosamente com a pá de um trator (Figura 12b). Uma avaliação

do comportamento da barragem durante a construção, com base na instrumentação de campo, foi reportada por Albuquerque Jr e Byrne (1993). Mais detalhes sobre o projeto e construção de Foz do Areia estão descritos por Pinto et al (1985a).

A primeira unidade geradora de Foz do Areia seria inaugurada em setembro de 1980. A Figura 13 mostra a usina em operação, a barragem com o reservatório cheio e o vertedouro fechado.



(a) Compactação da transição com rolo vibratório

(b) Posicionamento dos blocos na face jusante

Fig. 12 – Barragem Foz do Areia. Compactação da camada de transição com rolo vibratório.



Fig. 13 – UHE Foz do Areia em operação, com o vertedouro fechado.

A construção de Foz do Areia gerou controvérsia e oposição no Paraná, pois causaria a submersão em 1979 da Usina Salto Grande do Iguaçu, aproveitamento pioneiro no Rio Iguaçu com 15,2 MW, inaugurada em 1967. Foz do Areia seria depois renomeada oficialmente como UHE Gov. Bento Munhoz da Rocha Netto, em homenagem ao governador que fundou a COPEL em 1954.

3.5 – Segredo

O sucesso do Projeto Foz do Areia serviu de incentivo para a Copel avançar com os planos de implantação da usina de Segredo, um pouco a jusante, no mesmo rio Iguaçu, com potência de 1.260

MW. A usina está localizada no município de Mangueirinha, a 280 km de Curitiba. O projeto de Segredo considerou as condições pluviométricas, geológicas e topográficas da região, para otimizar o cronograma de execução e o enchimento do reservatório (Pinto et al, 1985b). O projeto ficaria célebre por ter sido o primeiro a apresentar em 1987 o Relatório de Impacto Ambiental (RIMA) para uma usina hidrelétrica no Brasil.

Segredo incluiu uma casa de força do tipo semi-abrigada, com quatro unidades geradoras de 315 MW e uma barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC) com 145 m de altura e 700 m de comprimento, formando um reservatório de 81 km² e profundidade máxima de 112 m, controlado por um vertedouro com seis comportas do tipo segmento. A tomada d'água promove a adução da água aos quatro condutos forçados, na ombreira esquerda (Figura 14).

A execução da barragem foi viabilizada pela obra de dois túneis de desvio em basalto, com diâmetro de 13 m e comprimento de cerca de 700 m, também na margem esquerda. As obras de desvio do Rio Iguaçu (Figura 15a) ocorreram de setembro de 1987 a junho de 1988. Com o rio já desviado pelos túneis (Figura 15b), a construção da barragem avançou rapidamente. No corpo da barragem, o enrocamento era compactado em camadas de 0,80 m, com molhagem e 6 passagens de um rolo liso vibratório de 10 t. A Figura 15c mostra a concretagem da laje de montante, executada com forma deslizante, a enscadeira de enrocamento, com 61 m de altura, e uma ponte metálica de serviço, já desativada, pois ficaria submersa com o enchimento do reservatório.

A exemplo de Foz do Areia, por razões estéticas, a face de jusante foi preparada com blocos arrumados por um trator (Figura 15d). As escavações para implantação do circuito hidráulico da usina, canal de adução, tomada d'água, condutos forçados, casa de força e canal de fuga, foram realizadas de setembro de 1988 a dezembro de 1989. Em 1992, a UHE de Segredo foi inaugurada e renomeada como Usina Hidrelétrica Gov. Ney Braga, em homenagem ao ex-prefeito de Curitiba e ex-governador do Paraná, nas décadas de 1960 e 1980. A Figura 16 mostra a UHE de Segredo em operação.

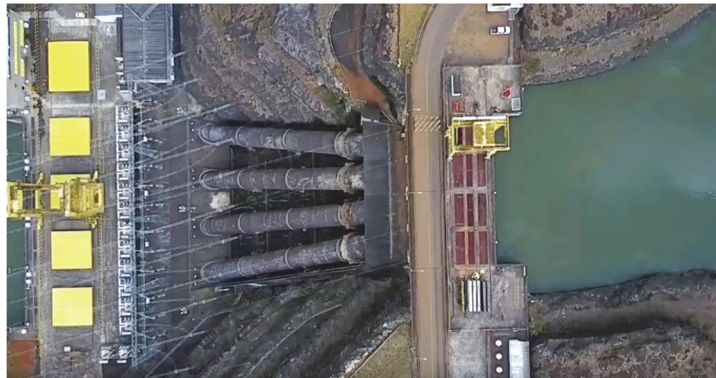


Fig. 14 – UHE de Segredo. Canal de adução, tomada d'água e condutos forçados.

Albuquerque Jr. (1993) apresenta análises tridimensionais do comportamento da barragem de Segredo, durante o enchimento do reservatório, com base em resultados da instrumentação de campo. Diferentes modelos de comportamento do enrocamento foram adotados nas análises, com destaque para o Modelo Hiperbólico (Duncan e Chang, 1970), considerado simples e eficiente. Os parâmetros de deformabilidade do enrocamento foram definidos com base na experiência anterior com Foz do Areia e em resultados de ensaios em materiais similares, publicados na literatura (Albuquerque Jr e Byrne, 1993).



(a) Emboque dos túneis no canal de desvio do rio



(b) Canal e túneis de desvio em operação, lado montante.



(c) Concretagem da laje na face montante



(d) Posicionamento dos blocos na face jusante

Fig. 15 – UHE de Segredo.



Fig. 16 – UHE de Segredo. Vista aérea da usina em operação, com reservatório cheio.

Os deslocamentos verticais mostram uma assimetria marcante na face de concreto, com dois pontos de recalques acentuados, um no leito do rio e o outro próximo à ombreira direita. Estes pontos correspondem às zonas mais afetadas pela geometria do vale, pois o leito do rio exibiu um perfil irregular, com cotas variáveis. Os recalques na crista mostraram-se simétricos, independentes da geometria do vale. Estas observações referem-se apenas à fase de enchimento, considerada a mais crítica na vida útil de uma barragem de enrocamento (Albuquerque Jr, 1993). Os deslocamentos verticais máximos, previsto e medido na seção instrumentada, foram respectivamente 30 cm e 28 cm. Durante o enchimento, os deslocamentos horizontais previstos na face de montante mostram uma configuração similar à dos deslocamentos verticais.

As análises da barragem de Segredo mostram a influência da geometria do vale nas deformações da face de montante. A previsão dos deslocamentos longitudinais é relevante para indicar a tendência de movimento dos painéis da laje de concreto. As tensões iniciais consideradas na análise do enchimento foram obtidas em uma análise prévia de simulação da sequência construtiva da barragem no campo (Saboya Jr et al, 1994). Depois de Foz do Areia e Segredo, dezenas de outras grandes barragens de enrocamento com face de concreto foram construídas no Brasil e no mundo, muitas delas já relatadas e analisadas por Cruz et al (2014).

3.6 – Emborcação

Nos anos 1980, outras importantes usinas foram construídas na Região Sudeste, com base no relatório da Canambra (1966). No final dos anos 1970, a Cemig contratou a empresa Leme Engenharia para o projeto da Usina Hidrelétrica de Emborcação, localizada no Rio Paranaíba, na divisa dos municípios de Araguari (Minas Gerais) e Catalão (Goiás), a 570 km de Belo Horizonte.

Em 1975 foi outorgada à Cemig a concessão para a construção, realizada pela Construtora Andrade Gutierrez de 1977 a 1981. O projeto da usina é composto por uma barragem de enrocamento com núcleo central de argila, com 158 m de altura (Figura 17) e 1.500 m de comprimento na crista, e um vertedouro de superfície na ombreira esquerda, com capacidade de

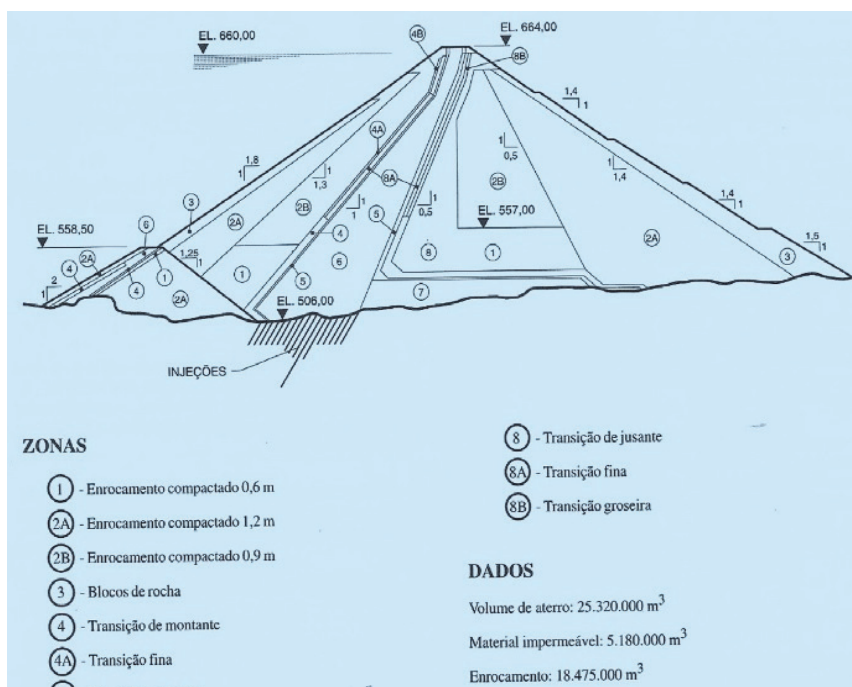
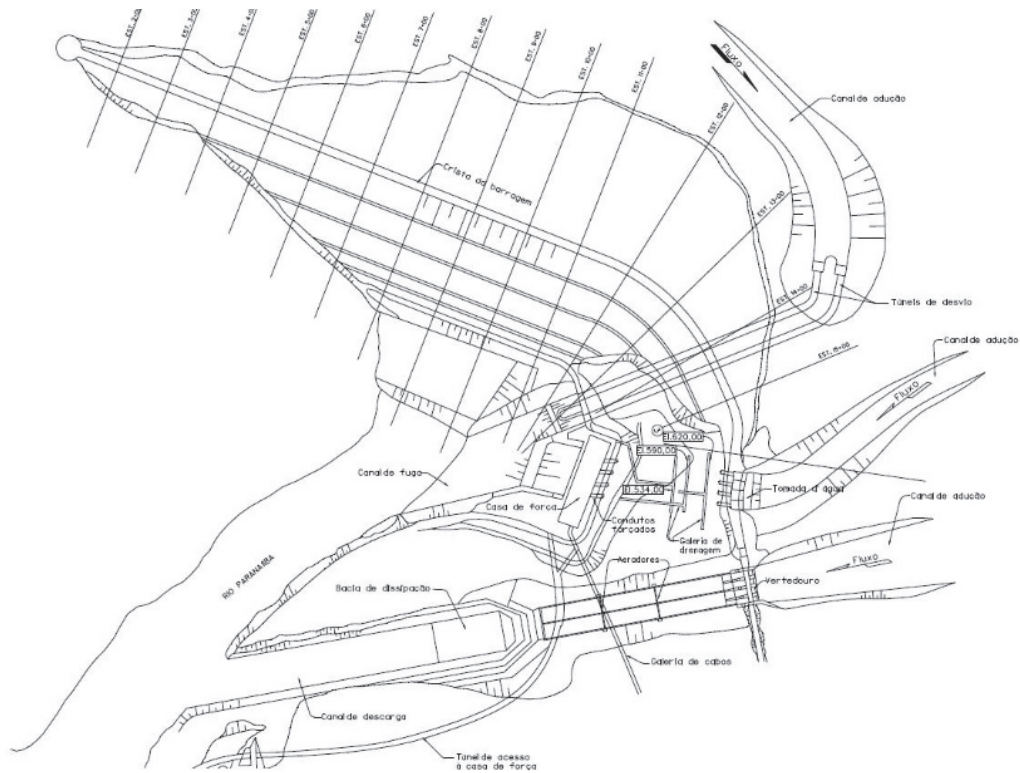


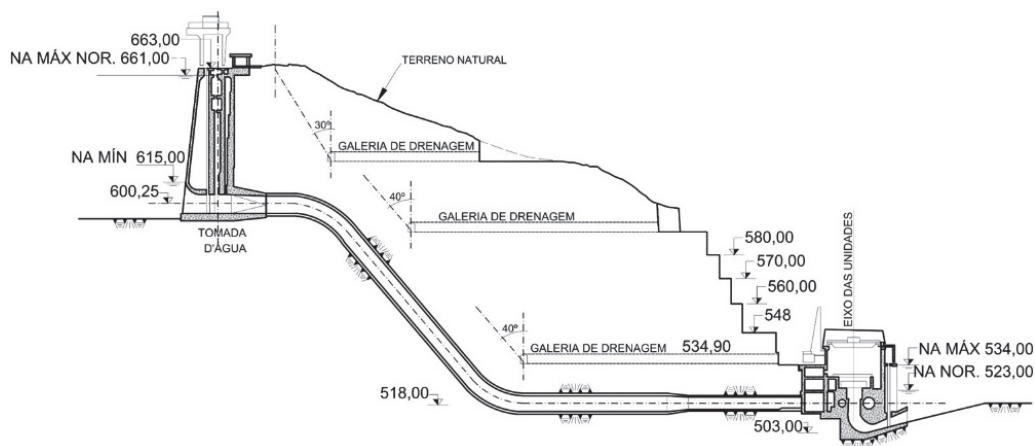
Fig. 17 – Emborcação. Seção transversal da barragem (Cruz, 1996).

descarga de 8.300 m³/s, controlado por comportas. O arranjo geral (layout) da usina é apresentado na Figura 18a.

Viotti (1989) ressalta que as principais sugestões de Mello (1977), em sua *Rankine Lecture*, foram acolhidas no projeto de Emborcação, então considerado “estado da arte” em engenharia de



(a) Arranjo geral da usina



(b) Perfil dos condutos forçados no circuito hidráulico de geração

Fig. 18 – UHE de Emborcação.

barragens de enrocamento. A descrição detalhada dos diversos materiais usados na barragem é apresentada por Divino (2010). Na margem esquerda, foi construído ainda um canal de tomada d'água, para adução às turbinas através de quatro condutos forçados escavados em rocha (Figura 18b), com diâmetros variando de 7,5 m (no emboque) a 6,0 m, na entrada da casa de força, embutida no maciço rochoso (Figura 19a). O empreendimento hidrelétrico inclui ainda dois diques de terra homogêneos, com alturas de 7 m e 17 m, para fechamento da área inundada pelo reservatório de regularização com capacidade de armazenamento de 18.000 hm³. As obras civis foram executadas pela Construtora Andrade Gutierrez, no período de 1977 a 1981.



(a) Construção da casa de força, ombreira esquerda



(b) Canal e túneis de desvio, lado montante



(c) Túneis e canal de desvio, lado jusante



(d) Construção da barragem, vista da aba jusante



(e) Lançamento do enrocamento na aba jusante



(f) Compactação do enrocamento com rolo liso vibratório, aba jusante

Fig. 19 – UHE de Emborcação.

Para permitir a construção da barragem principal, o rio Paranaíba foi desviado através de dois túneis e os respectivos canais de acesso (montante) e descarga (jusante), na margem esquerda, como mostram as Figuras 19b e 19c. Com o rio já desviado, as ensecadeiras foram concluídas, sendo a ensecadeira de montante depois incorporada à seção da barragem. A construção da barragem evoluiu com rapidez, em especial espalдар na aba de jusante, que prosseguiu sempre acima do restante do maciço (Figura 19d). As Figuras 19e e 19f ilustram as atividades de lançamento e compactação do enrocamento de jusante.

Apesar do grande volume de escavações obrigatórias em rocha na ombreira esquerda, foi necessária a exploração de uma pedreira de rocha gnáissica na margem direita (Figura 20), para completar o volume de enrocamento da Barragem de Emborcação. Em 1982, a usina iniciou sua operação com duas unidades geradoras de 298 MW de potência unitária (Figura 21). No ano seguinte, mais duas unidades geradoras seriam instaladas, completando 1.000 MW de potência instalada. Pouco depois, a usina foi renomeada para UHE Theodomiro Santiago, em homenagem ao professor e ex-secretário de Finanças de Minas Gerais.



Fig. 20 – UHE de Emborcação. Pedreira de granito-gnaiss.

Deve-se ressaltar que a barragem de Emborcação sofreu recalques acentuados, na construção e enchimento do reservatório, sendo registradas trincas longitudinais a montante e na crista da barragem (Figura 22). Uma discussão do comportamento da barragem foi reportada por Divino (2010), com base em análises numéricas com o módulo Sigma do programa GeoStudio 2007 e em dados da instrumentação, nos locais onde os instrumentos de deslocamentos verticais e horizontais da barragem não foram danificados na construção.

A análise numérica indicou as causas principais para os recalques excessivos: i) Colapso com a submersão do enrocamento de montante, que exibia alta deformabilidade após compactação sem molhagem; e ii) Deformações no núcleo argiloso e materiais de jusante. As trincas longitudinais na Barragem de Emborcação foram observadas após alguns ciclos de enchimento e rebaixamento do reservatório, com a usina em operação.

Divino (2010) reporta que, para evitar que as águas pluviais causassem lixiviação da transição arenosa, em contato com o enrocamento, e agravassem o problema na barragem, decidiu-se

preencher as trincas com areia e o monitoramento foi intensificado. Viotti (1997) comenta que as trincas longitudinais não ameaçaram a segurança da barragem e a experiência adquirida foi aplicada com sucesso no projeto da barragem de Nova Ponte, construída pela Cemig dez anos depois.



Fig. 21 – UHE de Emborcação. Usina em operação.



Fig. 22 – Emborcação. Trincas longitudinais na crista da barragem após o enchimento do reservatório.

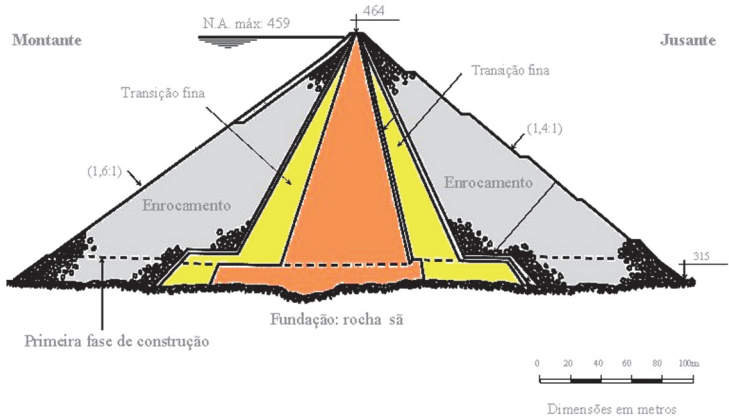
3.7 – Serra da Mesa

Nos anos 1980, muitas hidrelétricas foram construídas com grandes barragens de enrocamento, em todas as regiões do Brasil. Uma usina com grande importância no panorama energético nacional é Serra da Mesa, localizada em Minaçu, no Alto Rio Tocantins em Goiás, a 230 km em linha reta de Brasília. Com a operação das suas três unidades geradoras, Serra da Mesa passou a ter potência nominal instalada de 1.275 MW. Para o projeto, foi contratada a IESA, Internacional de Engenharia

S.A. A barragem tem seção de enrocamento com núcleo central argiloso (Figura 23a), com 154 m de altura máxima e 1.500 m de comprimento de crista. O reservatório de Serra da Mesa seria o maior do Brasil (Figura 23b), com um volume de 54 bilhões de m³, em uma área de 1.784 km². O projeto inclui ainda um vertedouro com capacidade de descarga de 15.000 m³/s em cinco comportas de 15 m x 20 m cada.

O projeto da UHE Serra da Mesa teve características marcantes. A principal é a casa de força subterrânea (Figura 24a), embutida na ombreira esquerda, em um batólito granito-gnáissico são, com granulação média a fina e coloração cinza clara, com excelentes características geomecânicas (RQD = 100%, segundo Sayão e Castro, 1998).

A formação rochosa é circundada por um paragneisse bandado e anéis de quartzito micáceos fraturado. Os espaldares de enrocamento da barragem foram construídos com o material rochoso proveniente das escavações obrigatórias e de pedreiras de granito nas proximidades da obra.



(a) Seção transversal da barragem



(b) Vista aérea do reservatório com a usina em operação

Fig. 23 – Hidrelétrica Serra da Mesa.

A compactação do enrocamento foi feita em camadas de 1,0 m de espessura por seis passagens de rolo liso vibratório, com peso estático de 81 kN no tambor, sem adição de água. O material arenoso das zonas de transição a montante e jusante do núcleo foi obtido pelo processamento de uma pedra de quartzito amarelado (Figura 24b).

Em junho de 1988, a Construtora Camargo Correa iniciou as obras de desvio do rio, no granito da ombreira direita, com dois túneis de 18 m de altura, 680 m de comprimento e 12 m de largura. O sistema de desvio incluía ainda os canais de acesso e restituição, vistos na Figura 25. Dezoito meses depois, em dezembro de 1989, a obra seria paralisada após a primeira etapa de construção da barragem, sendo retomada somente em 1994, após cinco períodos de cheia do Rio Tocantins. O desvio foi iniciado em outubro de 1996, com o fechamento das comportas dos túneis de desvio. O desvio do Rio Tocantins foi executado na ombreira direita através de dois túneis de 680 m de comprimento, escavados no granito, com seção em arco-retângulo, com 12 m de largura e 18 m de altura. O sistema de desvio incluiu ainda os canais de acesso e restituição, vistos na Figura 25.

Devido a restrições financeiras, pouco antes do desvio, Furnas decidiu adiar por um ano a operação da usina, sendo necessários um novo planejamento e a revisão do cronograma da obra, em preparação para enfrentar os períodos de cheia do Rio Tocantins durante paralisação dos serviços. Com o rio desviado, duas ensecadeiras de CCR (concreto compactado a rolo) seriam construídas no recinto ensecado, com previsão de galgamento no período chuvoso. A adoção de ensecadeiras galgáveis possibilitou a otimização dos volumes de aterro, e a prorrogação dos investimentos previstos para o primeiro ano de construção.

O controle do Rio Tocantins no período construtivo foi uma característica inovadora do projeto de Serra da Mesa, por prever um primeiro estágio de construção, no qual a barragem (já com 16 m de altura) seria protegida contra o galgamento por uma camada de enrocamento com 1,5 m de espessura, sobre uma camada selante de argila supercompactada. Durante a paralisação, o primeiro estágio da barragem principal foi galgado nos cinco períodos chuvosos em anos consecutivos, sob lâminas d'água de até 14 m, com uma vazão de 6.700 m³/s (Figura 26). Os detalhes da paralisação foram estudados em modelo reduzido no laboratório de Furnas no Rio de Janeiro (Carvalho, 2021). Os detalhes do projeto estão reportados por Martins et al (1991). Na retomada dos serviços (segundo estágio), a camada de proteção mostrou-se estável, não havendo danos na barragem galgada (Caproni et al, 1994).



(a) escavação da casa de força



(b) Pedreira de quartzito para material das transições

Fig. 24 – Serra da Mesa – Maciço de granito-gnáissico de boa qualidade.

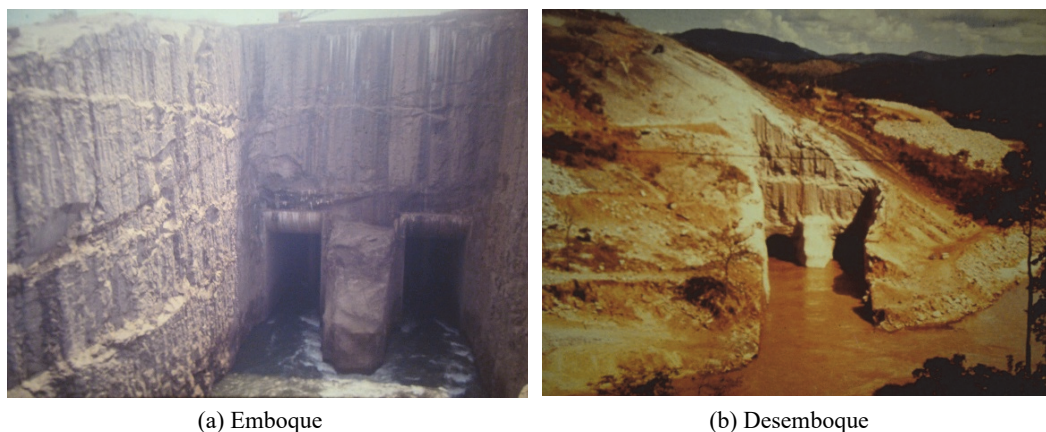


Fig. 25 – UHE Serra da Mesa. Túneis de desvio do Rio Tocantins na ombreira direita.



Fig. 26 – Serra da Mesa. Galgamento da barragem (1ª fase) durante uma cheia do Rio Tocantins.

Ao final das obras, houve problemas judiciais com as demandas ambientais de uma pequena comunidade indígena a jusante da barragem, que poderia ter problemas com o fechamento do fluxo no Rio Tocantins para o enchimento do lago de Serra da Mesa. Finalmente, em outubro de 1996, as comportas dos túneis de desvio seriam fechadas para dar início ao maior reservatório do Brasil em volume de água.

Uma campanha detalhada de ensaios de caracterização geomecânica da rocha granítica e do maciço de enrocamento de Serra da Mesa foi realizada nos laboratórios de Furnas (Goiânia) e Cedex (Espanha) e está reportada por Maia et al (2004). Os ensaios físicos indicaram que o granito de Serra da Mesa é uma rocha densa e o enrocamento tem ângulo de talude natural em repouso de 37° e partículas semi-arredondadas. Os ensaios de durabilidade (*slake* e degradação MD (Micro Deval) indicaram uma resistência elevada ao desgaste das partículas.

Nos ensaios mecânicos, os resultados de carga pontual (PLT) em blocos de rocha com diâmetro equivalente de 50mm indicaram resistência $q_u = 182$ MPa, inferior ao valor médio de 200 MPa obtido em compressão uniaxial em testemunhos da rocha. Nestes ensaios obteve-se ainda módulo de Young $E = 63$ GPa. Os ensaios de compressão confinada com 1,0m de diâmetro no enrocamento denso mostraram deformabilidade baixa (Figura 27), com módulo oedométrico M da ordem de 150 MPa, e quebra dos contatos entre as partículas durante o carregamento até 2 MPa (Maia et al, 2004).

Ensaio triaxiais em corpos de prova do enrocamento denso, com 23 cm de diâmetro e 46 cm de altura indicaram envoltória de resistência curva (Figura 28), com ângulos de atrito entre 36° e

50°, em função do nível de tensão confinante, independentemente da granulometria do material. Os enrocamentos bem graduados, com presença de finos, mostraram maior resistência ao cisalhamento. A Figura 29 apresenta os resultados de módulos de Young e coeficientes de Poisson tangentes iniciais, E_i e ν_i , e os módulos secantes, E_{50} e ν_{50} (obtidos a 50% da tensão desviadora na ruptura). Observa-se que os parâmetros de deformabilidade variam com o nível de tensão confinante σ'_3 , independentemente do nível de deformação.

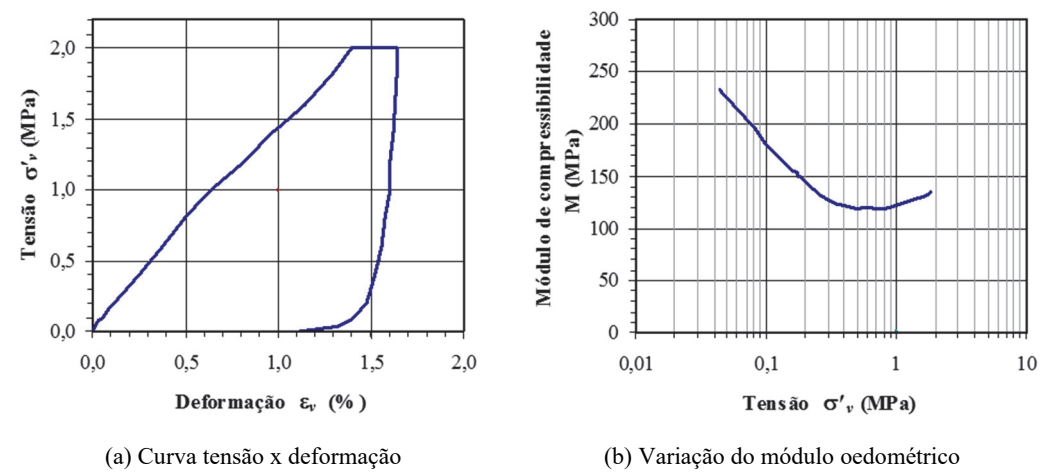


Fig. 27 – Serra da Mesa. Ensaio de compressão confinada no enrocamento denso (Maia et al, 2004).

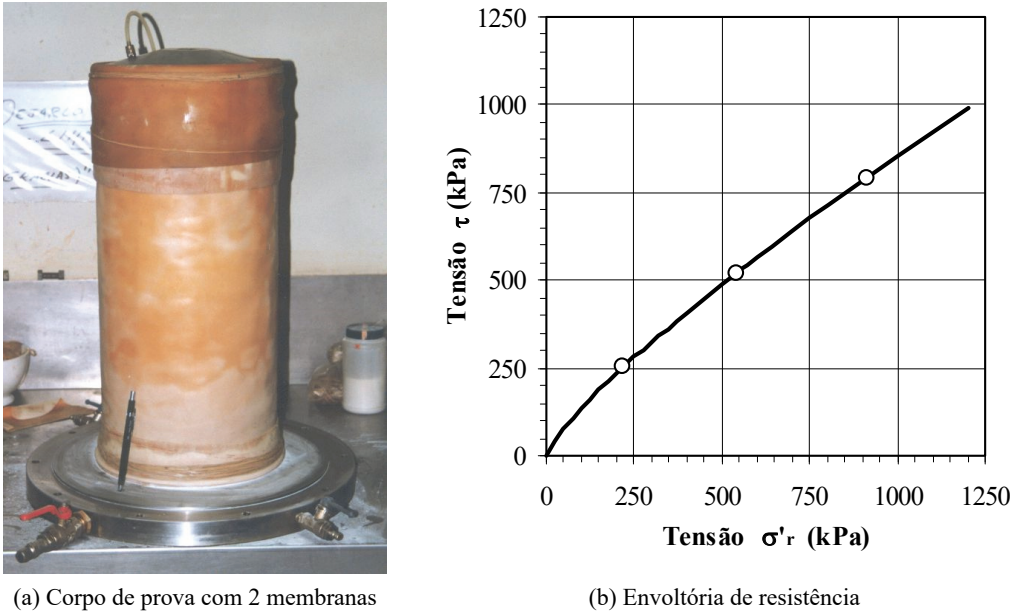


Fig. 28 – Serra da Mesa. Ensaios triaxiais no enrocamento denso (Maia et al, 2004).

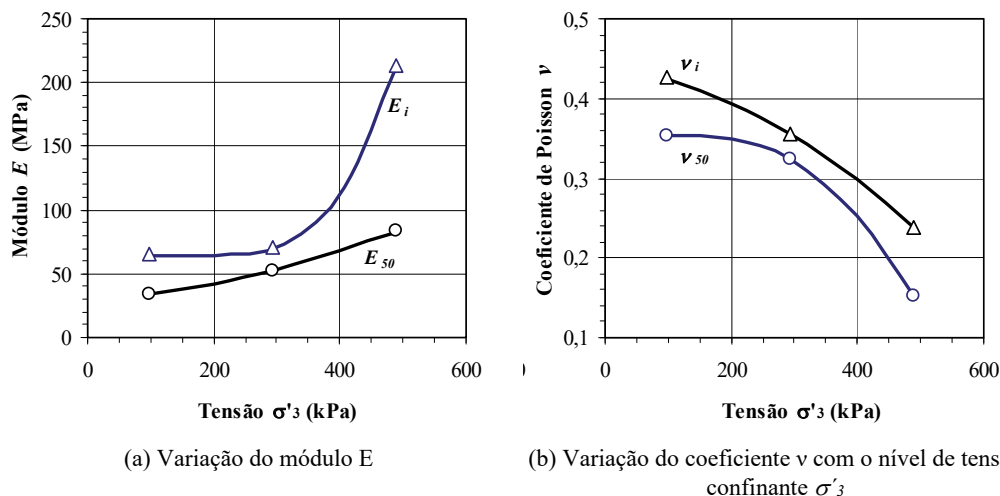


Fig. 29 – Serra da Mesa. Ensaios triaxiais no enrocamento denso para determinação da deformabilidade (Maia et al, 2004).

4 – AVANÇOS RECENTES

Dois artigos publicados por Cooke e Sherard (1987a, 1987b) resumem o estado do conhecimento sobre barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) e continuam a ser um guia valioso e atual sobre a prática e as tendências recentes, junto com os principais detalhes de projeto e construção dessas barragens, incluindo especificações, espessura da face, qualidade do concreto e da rocha, e tratamento da fundação (Cruz et al, 2009).

A discussão de alguns itens daqueles dois artigos foi o tema da Conferência Pacheco Silva apresentada por Cruz (2008), com base em novos dados do comportamento das obras de BEFC após 1987. Um relato completo dos principais avanços sobre barragens de enrocamento está fora do escopo do presente artigo, e somente um tema recente de interesse prático será abordado a seguir.

4.1 – Núcleo Asfalto

Dentre os tipos usuais de barragens de enrocamento, o mais comum e mais antigo é o que utiliza o núcleo impermeável de solo argiloso. No Brasil, a técnica do núcleo de concreto asfáltico impermeável é o desenvolvimento mais recente, com claras vantagens ambientais e financeiras. As primeiras barragens com núcleo asfáltico foram construídas nas usinas hidroelétricas de Foz de Chapecó (2010), no Rio Uruguai, divisa entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, e de Jirau (2016), no Rio Madeira, na Amazônia. Ambos os locais apresentam condições climáticas desfavoráveis para obras com solo argiloso, de difícil compactação em épocas de chuvas frequentes. Detalhes sobre as características usuais em núcleos de concreto asfáltico estão reportadas em Cruz e Sayão (2014).

4.1.1 – Vantagens

Obras em enrocamento com núcleo asfáltico apresentam vantagens marcantes em relação ao enrocamento com face de concreto:

- a) Maior segurança no atendimento do cronograma definido em projeto, sem atrasos impostos por variações pluviométricas;
- b) Flexibilidade construtiva de uso de pistas provisórias no talude montante para acesso de veículos e equipamentos à praça de compactação, na crista da barragem. No caso de obras com face de concreto, os acessos ficam restritos ao talude de jusante;
- c) Possibilidade de iniciar o enchimento do reservatório antes da conclusão da barragem, o que é importante no caso de grandes reservatórios, que podem requerer muitos meses para o primeiro enchimento e início da operação da usina;
- d) O núcleo asfáltico é um elemento vedante flexível, em posição com proteção permanente contra deterioração, trincas ou desgaste devido às condições externas ao maciço da barragem.

4.1.2 – Desvantagens

Obras em enrocamento com núcleo asfáltico apresentam também alguns inconvenientes em relação a outros tipos de barragens de enrocamento:

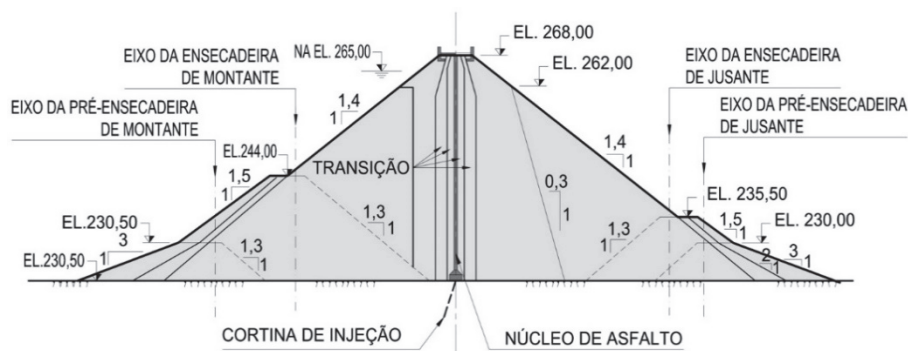
- a) Necessidade de uma usina central de asfalto. Este requisito não ocorre em obras de grande porte, onde o projeto inclui a construção de estradas pavimentadas, dentro ou fora do canteiro da obra;
- b) No caso de região com rocha fraturada, o tratamento da fundação com injeção de calda de cimento precisa ser executado antes do da obra do núcleo. O projeto deve prever uma galeria para permitir um eventual reforço da injeção com a barragem em operação;
- c) A reduzida espessura do núcleo asfáltico (tipicamente 0,5 m a 1,0 m) requer atenção especial no projeto e execução, para contornar o elevado gradiente hidráulico na base, que deve ser alargada no contato com a fundação;
- d) A compactação das camadas de concreto asfáltico exige atenção permanente quanto à temperatura de lançamento da mistura asfáltica, usualmente entre 170° C e 110° C.

Na Europa, a primeira obra construída com núcleo asfáltico foi a Barragem Vale do Gaio (1948), de 45 m de altura, em Portugal (Guimarães, 2011). Nesta barragem, o núcleo de mastique betuminoso foi compactado com placas vibratórias (Cruz e Sayão, 2014). Depois, nos anos 1960 e 1970, a Alemanha e a Noruega também construiriam grandes barragens com concreto asfáltico no núcleo ou na face, com o uso de máquinas pavimentadoras, que eram uma novidade, na época.

4.1.3 – Foz do Chapecó

Esta foi a primeira barragem do tipo BENA (enrocamento com núcleo asfáltico) no Brasil. Construída pela Construtora Camargo Corrêa de março de 2007 a outubro de 2010, um prazo considerado recorde para uma barragem com 48 m de altura e 548 m de comprimento (Figura 30).

O núcleo de concreto asfáltico tem apenas 55 cm de largura e funciona como uma cortina de vedação central, para impedir a passagem de água, com quatro materiais dispostos em sequência de montante para jusante: transição fina, transição grossa, enrocamento fino e enrocamento grosso, com blocos de diâmetro máximo variáveis entre 75 mm a 500mm. A Figura 31a ilustra o lançamento das transições e da massa de asfalto aquecida (temperatura entre 110°C e 170°C). Mais detalhes sobre a construção do núcleo asfáltico de Foz do Chapecó estão apresentados por Guimaraes (2011). A Figura 31b ilustra os trabalhos de compactação, logo após o lançamento dos materiais com o uso da máquina pavimentadora.



(a) Seção transversal da barragem

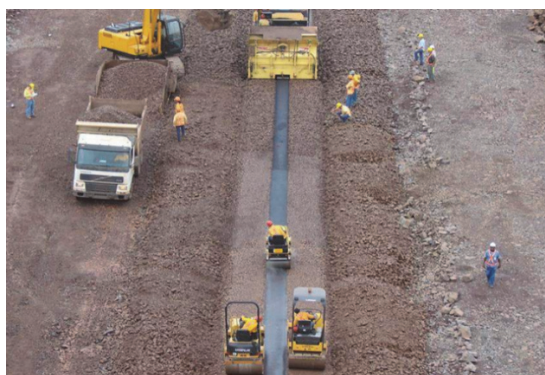


(b) Vista aérea da obra da barragem em abril de 2010

Fig. 30 – Foz do Chapecó.



(a) Lançamento do núcleo asfáltico e transições da barragem



(b) Máquina pavimentadora e rolos compactadores em ação no núcleo asfáltico e transições

Fig. 31 – Foz do Chapecó. Aspectos construtivos.

Sayão et al (2013) apresentam uma metodologia numérica para a previsão dos deslocamentos em barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico, com o programa de elementos finitos Plaxis 2D. O método de previsão foi validado por uma retroanálise do comportamento da Barragem Megget (Escócia), construída no final dos anos 1970, e depois aplicado para o caso de Foz do Chapecó. A simulação numérica procurou reproduzir a sequência construtiva no campo, e as alterações do nível do reservatório de Foz de Chapecó. Em 2010 a UHE Foz do Chapecó entrou em operação, com 855 MW de potência instalada (Figura 32).



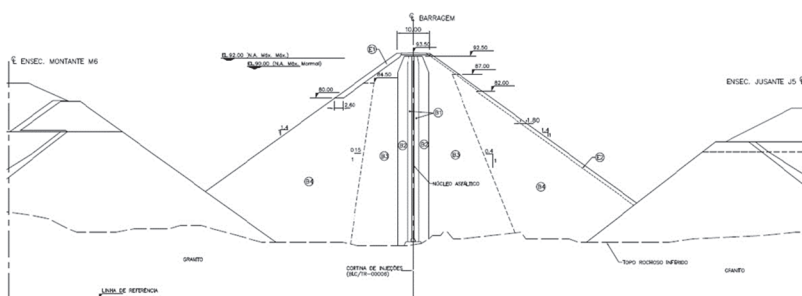
Fig. 32 – Foz do Chapecó. Vista aérea da usina em operação no Rio Uruguai.

4.1.4 – Jirau

Com o sucesso de Foz do Chapecó, Jirau seria a segunda barragem do tipo BENA (enrocamento com núcleo asfáltico), a ser construída no Brasil pela Construtora Camargo Corrêa, em parceria com a empreiteira norueguesa *Veidekke*. A licença de instalação da usina hidrelétrica, com capacidade de geração de 3.750 MW, foi outorgada em junho de 2009 ao consórcio "ESBR - Energia Sustentável do Brasil".

A barragem de Jirau tem 62 m de altura e 1,2 km de comprimento de crista e é formada por seções em concreto, terra e enrocamento. A seção principal, em enrocamento com núcleo asfáltico (Figura 33a), tem 60 m de altura e 1,1 km de comprimento e foi construída em cerca de 12 meses. Pode-se notar que partes das ensecadeiras foram incorporadas aos pés das abas de montante e jusante da barragem principal.

A usina está instalada no Rio Madeira, afluente do Rio Amazonas, a 120 km de Porto Velho, capital do estado de Rondônia. A Figura 33b mostra a usina em operação. Como a região apresenta índices elevados de precipitação na estação chuvosa, a preferência por uma barragem com núcleo asfáltico foi a opção natural da projetista Leme Engenharia. A Figura 34 mostra a execução do núcleo e transições. O sistema gerador utiliza 50 turbinas horizontais do tipo Bulbo, que são eficientes na operação com pequenas alturas de queda, de até cerca de 6 m a 8 m de coluna d'água. Em 2011 houve uma paralisação da obra por seis meses, devido a demandas trabalhistas e o cronograma foi redefinido, mas o início da geração seria mantido em início de 2013.



(a) Seção transversal da barragem com núcleo asfáltico



(b) Vista aérea da usina em operação no Rio Madeira, em meados de 2013

Fig. 33 – Jirau.



Fig. 34 – Jirau. Máquina pavimentadora e rolos compactadores em atividade.

5 – PERSPECTIVAS

A China é hoje o país líder mundial em barragens com face de concreto (BEFC) e vive uma situação semelhante à do Brasil na década de 1970, com grandes obras de enrocamento. Para o futuro próximo (década 2020), não há ainda planos de grandes barragens no Brasil, mas várias obras com face de concreto estão previstas na América Latina (Argentina Chile, e Colômbia), Ásia (Indonésia e China), e Oceania (Austrália e Nova Zelândia). Pode-se também prever a conclusão de projetos em andamento na África (Etiópia e Lesoto). No Brasil, a EPE (Empresa de Pesquisa Energética) prevê a implantação de 10 novas usinas hidrelétricas, sendo três na Amazônia, uma na Região Centro Oeste, e seis no Sul, totalizando 1.914 MW (EPE, 2021). Por outro lado, em 2029, a matriz energética brasileira deverá contar com apenas 17% de energia hidroelétrica, uma redução expressiva em relação a 2019, quando as hidrelétricas correspondiam a 61% da capacidade instalada (PDE, 2019). Para o próximo decênio, é previsto o aumento de outras fontes de energia limpa.

6 – CONCLUSÕES

As barragens de enrocamento continuarão a ser frequentes no Brasil, devido às vantagens econômicas, com a rapidez e facilidade de construção, além da pouca influência das condições climáticas. Em especial, novas barragens com núcleo asfáltico (BENA) são esperadas, após o sucesso das duas primeiras (Foz do Chapecó e Jirau), desde que o equipamento distribuidor do concreto asfáltico esteja disponível.

7 – AGRADECIMENTOS

O presente trabalho só foi possível com o auxílio de vários especialistas em barragens. Os autores agradecem as diversas sugestões oferecidas pelos professores Anna Laura Nunes, Ana C. Sieira, Carlos H. Medeiros, F. Saboya, e Paulo C. Maia e pelos consultores Bayardo Materón, Fernando Resende, Flavio Miguez, Manoel Freitas, Manuel Martins, Nelson Caproni Jr, e Rogerio Menescal.

8 – REFERÊNCIAS

- Albuquerque Jr, F. S. (1993). *Análise de barragens de enrocamento com face de concreto durante o período de construção e enchimento*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio. 261p.
- Albuquerque Jr, F. S.; Byrne P.M. (1993). *Parameters for stress and deformation analysis of rockfill dams*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, Number 4, pp. 690-701.
- Caproni Jr., N.; Graça, N.G.; Martins Filho, G. (1994). *Retomada da Construção da Barragem de Serra da Mesa Após Cinco Períodos de Galgamento*, XXI Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBDB, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 65-74.
- Carvalho, E. (2021). Desvio do Rio Tocantins em Serra da Mesa. Comunicação pessoal, em abril de 2021.
- CBDB (2009). *Desvio grandes Rios Brasileiros*, coordenador: Erton Carvalho, Rio de Janeiro, 180p.
- CBDB (2011). *A História das Barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: Cinquenta Anos do Comitê Brasileiro de Barragens*, coordenador: F. Miguez de Mello. Rio de Janeiro, 524p.
- Cooke, J.B. and Sherad, J (1987a). *Concrete Face Rockfill Dam: I. Assessment*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 113. N.10, pp.1096-1112.

- Cooke, J.B. and Sherard, J (1987b). *Concrete Face Rockfill Dam: II. Design*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 113. N.10, pp. 1113-1132.
- Cruz, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras*, Editora Oficina de Textos, SP, Brasil, 647p.
- Cruz, P. T. (2008). *A Partial review of Barry Cooke and James Sherard 1987 papers on concrete face rockfill dams (CFRD)*. 8a Conf. Pacheco Silva, 14º Cobramseg, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica, ABMS, Búzios, RJ, 16p.
- Cruz, P. T.; Sayão, A. S. F. (2014). *Barragens de enrocamento com núcleo asfáltico*, Revista Fundações e Obras Geotécnicas, Editora Rudder, SP, N. 41, Fev 2014, pp. 70-74.
- Cruz, P. T.; Materón, B.; Freitas, M. (2009). *Barragens de Enrocamento com Face de Concreto*, Editora Oficina de Textos, SP, Brasil, 448p.
- DNOCS (1982). *Barragens no Nordeste*, coordenador: José Amaury Aragão, 160p.
- Divino, P. L. (2010). *Comportamento de Enrocamentos em Barragens. Estudo de Caso, Barragem de Emborcação*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Geotécnica, Escola de Minas, UFOP, 188p.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*, ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 96 (SM5), pp. 1629-1653.
- EPE (2021). *Anuário Estatístico de Energia Elétrica 2020 – Panorama Nacional*. Capacidade instalada de Geração Elétrica no Brasil (MW), portal da EPE. <https://www.epe.gov.br>.
- Ferreira, L. A.; Sayão, A. S. F.; Nunes, A.L.L.S. (2020). *Monitoramento do Túnel Milagres: Projeto de Integração do Rio São Francisco*. Revista Brasileira de Engenharia de Barragens, RBEB (CBDB), ano VI, No. 09, pp. 47-56.
- Jansen, R. B. (1988). *Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation*. Van Nostrand Reinhold, New York, 809p.
- Maia, P. C. A.; Sayão, A. S. F.; Nunes, A. L. L. S. (2004). *Caracterização Geotécnica do Enrocamento da Barragem de Serra da Mesa*, Brasil, 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal, 10p.
- Martins, M.A.; Barros, P.A.; Moura, F.I. (1991). *Aproveitamento Hidroelétrico de São Félix, Usina Serra da Mesa, Estágio Galgável da Barragem*, Aracaju-SE, XIX Seminário Nacional de Grandes Barragens, Anais.
- Mello, V. F. B. (1975). *Dispositivos de Impermeabilização de Barragens de Enrocamento e Apreciação Simultânea da Proteção dos Taludes*. Revista Geotecnia, SPG – Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N. 14, pp 23-51.
- Mello, V. F. B. (1977). *Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams*. 17th Rankine Lecture, Géotechnique, vol 27, pp. 279-355.
- Miguez, F. M. (2009). *Acidentes nos Túneis de Desvio na UHE Furnas*. Desvio de Grandes Rios Brasileiros, CBDB, pp. 67-87.
- Pinto, N. S.; Marques Filho, P. L.; Maurer, E. (1985a). *Foz do Areia Dam – Design, Construction and Behaviour*, ASCE Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Detroit, Michigan, USA. Edited by J. Barry Cooke and James L. Sherard, pp. 173 – 191.
- PDE (2019). *Plano Decenal de Expansão de Energia, elaborado anualmente pela EPE, sob as diretrizes da Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético*, Ministério de Minas e Energia do Brasil. <https://www.gov.br/mme/pt-br>.

- Pinto, N. S.; Marques Filho, P. L.; Maurer, E. (1985b). *Segredo Dam – Basic Design Aspects*, ASCE Symposium on Concrete Face Rockfill Dams, Detroit, Michigan, USA. Edited by J. Barry Cooke and James L. Sherard, pp. 587 – 593.
- Guimarães, R.C. (2011). *Barragens com núcleo de concreto asfáltico -análise do comportamento mecânico e hidráulico do núcleo*, Tese de Doutorado. UnB, 189p.
- Rosi, M. N. (1983). *Foz do Areia, Retroanálise pelo Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio. 229p.
- Saboya Jr, F.; Rocha Filho, P.; Toniatti, N. B. (1994). *Análise do Comportamento da Barragem de Segredo Durante a Construção e o Enchimento*. Revista Geotecnia, SPG – Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N. 70, pp. 01-25.
- Sayão, A. S. F.; Castro, C.H. (1998). *Previsão do Comportamento da Barragem de Serra da Mesa Durante a Construção*. 11º Cobramseg, Cong. Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica, Brasília, ABMS, vol. 1, p. 423-430.
- Sayão, A. S. F.; Nunes, Sieira, A. C. C. F.; Peña, A. H. V.; Nunes, A.L.L.S. (2013). *Barragens de Enrocamento Com Núcleo de Concreto Asfáltico*. Revista Brasileira de Engenharia de Barragens (CBDB), ano I, N. 01.
- Sória, M. Z. (2012). *Usina de Itaipu, Integração Energética entre Brasil e Paraguai – Uma Síntese Histórica da Itaipu Binacional*. Editora UFPR, 251p.
- STRUCTURAE (2021). *International Database and Gallery of Structures*, visualizado em Jan 2021: <https://structurae.net/structures/sadd-el-kafara-dam>.
- Viotti, C.B. (1989). *Emborcação Dam: A Rankine Lecture Design – A Successful Performance*. Victor de Mello Volume, A tribute to Prof. V. F. B. de Mello, Editora Edgar Blucher Ltd, São Paulo, pp. 517-527.
- Viotti, C.B. (1997). *Longitudinal cracking at Emborcação dam*. 19th International Congress on Large Dams, ICOLD, Florence, Italy, v.04. pp. 735-747.

MANUTENÇÃO E RECUPERAÇÃO DE TÚNEIS NO BRASIL

Maintenance and Rehabilitation of Tunnels in Brazil

Anna Laura Nunes^a, Marcelo Gomes Rios Filho^b

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

^b GEOPHI Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil

RESUMO – Os túneis são fundamentais na infraestrutura de transportes, serviços e outros setores e atividades da sociedade. Construídos com diferentes tecnologias em épocas e ambientes diversos, os túneis enfrentam muitos desafios associados ao longo período de serviço, tais como a deterioração da estrutura, intemperismo do maciço, variação das condições do entorno, evolução de requisitos de operação e segurança. A garantia do uso contínuo e eficiente desses ativos exige gestão e manutenção da estrutura, além de conhecimento técnico das suas características e comportamento no tempo. Este trabalho procura fornecer uma visão geral da importância da gestão e manutenção de túneis antigos e modernos, apresentando informações e orientações para inspeções, identificação de patologias, mecanismos de alteração da estrutura e entorno, técnicas de intervenções típicas para a solução/mitigação de problemas. O tema é finalizado com a apresentação de casos práticos de túneis históricos antigos e túneis modernos. As anomalias foram identificadas e submetidas a reparos, garantindo a maior vida útil e segurança de operação das estruturas.

ABSTRACT – Tunnels are fundamental in transport infrastructure, services and other sectors and activities of modern societies. Built with different techniques in different times and environments, the tunnels pose many challenges associated to long operational periods, such as the structure deterioration, material weathering, and evolution of safety requirements. Ensuring the continuous and efficient use of these assets requires management and maintenance of the structure, as well as technical knowledge of their characteristics and behavior over time. This paper provides an overview of the importance of management and maintenance of old and recent tunnels, offering guidance for inspections, and identification of pathologies, mechanisms of changes in the structure and surroundings, typical intervention techniques for the mitigation of problems. The subject is illustrated with several practical cases of old and recent tunnels. The anomalies that have been identified and treated, ensuring a longer service life and safe operation of the structures.

Palavras Chave – Manutenção, Inspeção, Medidas de Reabilitação.

Keywords – Maintenance, Inspection, Rehabilitation Measures.

1 – INTRODUÇÃO

Túneis são obras de arte civis que desde a antiguidade associam ousadia, inovação e finalidade que resultam em melhorias para a sociedade. Construídos com diferentes tecnologias em épocas e ambientes diversos, os túneis enfrentam muitos desafios associados ao longo do período de serviço, tais como a deterioração da estrutura, intemperismo do maciço, variação das condições do entorno, novas tecnologias e evolução de requisitos de operação e segurança.

A garantia do uso contínuo e eficiente desses ativos no presente e no futuro exige gestão e manutenção da estrutura, além de conhecimento técnico de suas características e comportamento no

E-mails: annalaura.aln@gmail.com (A. Nunes), marcelorios@geophi.com (M. Filho)

tempo, especialmente os túneis mais antigos muito distintos dos túneis construídos com técnicas modernas. Interessante comentar que diversos túneis romanos ainda conservam inscrições nas paredes com nomes e datas de arquitetos e responsáveis pela operação, indicando que, até mesmo na antiguidade, as atividades de inspeção e manutenção dos túneis eram importantes e regulares.

O Brasil tem um histórico riquíssimo de túneis construídos especialmente com a visão modernista do Imperador Dom Pedro II do Brasil (filho de Dom Pedro I do Brasil e IV de Portugal) a partir do século 19 com a implantação da Estrada de Ferro Barão de Mauá em 1854 e Estrada de Ferro D. Pedro II em 1858. Curiosamente, o imperador mostrava enorme interesse na construção de túneis e participava de fases importantes das obras, desde o início à inauguração, configurando um importante e inusitado ATO (Acompanhamento Técnico de Obra) de época. Muitos dos túneis construídos sob os auspícios de Dom Pedro II ainda hoje compõem as linhas ferroviárias, tendo sofrido ampliações e reabilitações diversas ao longo dos anos.

O Quadro 1 procura situar a evolução da engenharia de túneis no Brasil em relação à história de construção de túneis no mundo. Foi baseado em diversas referências históricas e atuais, destacando-se, dentre as brasileiras, o saboroso livro de Vasconcellos (1934) que viaja pela Estrada de Ferro Central do Brasil, acervos do Instituto Moreira Sales, Biblioteca Nacional, IPHAN e informações técnicas de túneis brasileiros compiladas pelo CBT (2006). Alguns exemplos da construção de túneis brasileiros dos séculos 19 e 20 são ilustrados nas Figuras 1 a 4, incluindo túneis originais da EF Dom Pedro II construídos em 1874 e 1875 e duplicados nas obras de ampliação da ferrovia em 1948.

A EF Dom Pedro II (EF Central do Brasil após a proclamação da república e hoje Linha do Centro) foi construída com 55 túneis, sendo o Túnel 22 de 552m de extensão e o Túnel 12a, também chamado Túnel Grande, com 2246m, além do Túnel da Mantiqueira de 997m de extensão, entre os Estados de São Paulo e Minas Gerais.

No início do século 20, o trecho da ferrovia na Serra do Mar foi duplicado e os 15 túneis existentes no segmento sofreram obras diversas, desde o alargamento do túnel original à construção de novo túnel paralelo ao antigo (Figuras 3 e 4), muitas vezes ligados por galerias transversais. Note-se que estes túneis ainda compõem o arranjo ferroviário da atual Linha do Centro com operação intensa de transporte de minério rumo aos portos do Rio de Janeiro e São Paulo.

Destacam-se também os 15 túneis totalizando 1350m, construídos entre 1860 e 1864 da antiga *São Paulo Railway* (EF Santos a Jundiaí) e 13 túneis escavados em rocha entre 1880 e 1884, com comprimento total de 1702m na Ferrovia Paranaguá-Curitiba, sendo o Túnel da Roça Nova o mais longo com 429m. Em 1928 inaugurou-se a construção do Ramal Mairinque-Santos (EF Sorocabana) com 31 túneis em trecho acidentado de 40km na Serra de Cubatão.

A construção de túneis urbanos no Brasil se iniciou ao fim do século 19 na cidade do Rio de Janeiro e eram destinados aos bondes elétricos, sendo o primeiro o Túnel do Rio Comprido com 200m de extensão. Foi seguido pelo Túnel Velho (Hoje Túnel Alaor Prata) em Copacabana com 180m de extensão e 6m de largura, concluído em 1892 e ampliado para 13,2m de largura em 1927. Este túnel promoveu o surgimento do Bairro de Copacabana e incentivou a escavação de mais um túnel em 1904, chamado Túnel Novo (Túnel do Leme). Em 1938, a cidade de São Paulo ganhou seu primeiro túnel rodoviário urbano, o Túnel Nove de Julho, inovando pela construção com técnica a céu aberto de túnel invertido e Método Austríaco e que é parte essencial do sistema de mobilidade atual dos paulistas.

O Brasil desde o século 19 até a atualidade investiu na construção de túneis para diversas finalidades, desde simples adutoras a túneis de desvio de rios e de adução para barragens, ferroviários, rodoviários, logísticos de minério, entre outros. Novos conceitos e tecnologias têm sido desenvolvidos e adotados para a construção, além de métodos de gestão, avaliação de riscos e procedimentos de seguradoras.

Quadro 1 – Cronologia e evolução da engenharia de túneis no mundo e no Brasil.

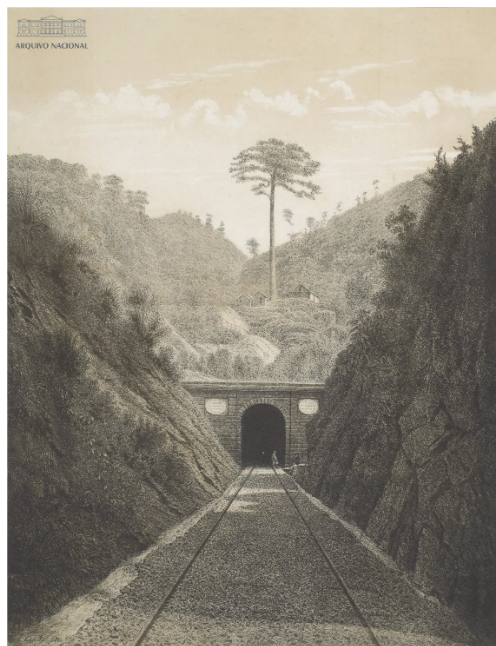
Período	Evolução de túneis
neolítico	Escavação para abrigo e extração mineral
2160 AC	Túnel de pedestres revestido de tijolos com 1km de extensão sob o Eufrates, Babilônia
700 AC	Túnel de abastecimento de água de 200 m, Jerusalém
500 AC	Túnel de abastecimento de água em calcário com 1km de extensão, <i>Samos</i>
200 AC	Túneis com técnica qanat para abastecimento de água, Oriente Médio e China
36 AC	Primeiro túnel rodoviário – em Nápoles para a Rota <i>Romana Pozzuoli</i>
Era grego-romana	Vários túneis de abastecimento de água e drenagem
Idade Média	Túneis militares
Século 17	Desenvolvimento de túneis de navegação
1679	Uso inédito de pólvora na construção de túneis de infraestrutura (<i>Languedoc</i> , França)
1760	Construção de túneis com revestimentos estruturais em alvenaria
1811	Túnel de canal mais longo e profundo do Reino Unido (<i>Standedge</i>)
1823	Primeiro túnel rodoviário do Reino Unido, construído sob o Castelo de <i>Reigate</i>
1826	Início da construção de túneis sem revestimento em rocha competente e com revestimentos estruturais em arco de alvenaria
1841	Conclusão do Túnel Tâmis de Marc Brunel usando o 1º escudo de tunelamento
1858 - 1865	<i>Construção de 15 túneis da EF D. Pedro II, de Japeri a Barra do Pirai (RJ), Serra do Mar, perfurados a ponteiro, marreta e pólvora, revestidos em alvenaria de pedra</i>
1860	<i>Primeiro túnel rodoviário brasileiro na Estrada União Indústria entre Petrópolis (RJ) e Juiz de Fora (MG) próximo de Três Rios com largura provável de 7m</i>
1860-1864	<i>Construção de 15 túneis da São Paulo Railway (EF Santos Jundiaí), Serra de Cubatão</i>
1863	Uso da técnica <i>cut-and-cover</i> para escavação do Metrô de Londres (<i>Metrop. Line</i>)
1864	Uso de dinamite e desenvolvimento de perfuratrizes pneumáticas de rochas
1865	<i>Início da construção da Linha do Centro da EF Dom Pedro II com 20 túneis</i>
1869	Túnel com segmentos de ferro fundido escavado com 1º escudo circular, Londres
1871	Conclusão do primeiro túnel alpino, <i>Frejus</i> , França
1875	<i>Túneis do Ramal São Paulo da EF D. Pedro II</i>
1875 - 1900	<i>Construção de 18 túneis da EF Central de Pernambuco na da Serra das Russa (PE)</i>
1877 - 1879	<i>Construção dos túneis ferroviários do Ramal da Marítima (EF D. Pedro II) no Rio de Janeiro, com perfuratrizes a ar comprimido e dinamite (pioneira no Brasil)</i>
1879	Uso de ar comprimido para túneis em solo, Túnel Rio Hudson, EUA
1880	Primeira tentativa de escavação do túnel no Canal da Mancha
1880 - 1884	<i>Construção da Ferrovia Paranaguá-Curitiba com 13 túneis em rocha, incluindo o Túnel Roça Nova com 429m</i>
1881 - 1884	<i>Construção da EF Rio-Minas com 6 túneis (Túnel da Serra da Mantiqueira, 997m)</i>
1886-1887	<i>Primeiro túnel urbano no Rio de Janeiro, Túnel do Rio Comprido (Túnel Alice) para bonde elétrico com 200m</i>
1892	<i>Construção do 2º túnel urbano em Copacabana no Rio de Janeiro, Túnel Velho ou Túnel Real Grandeza (Alaor Prata) com 180m de extensão e 6m de largura</i>
1897	Primeiro túnel rodoviário submerso do Reino Unido (<i>Blackwall</i>)
1900	Uso de concreto armado e aço e adoção de novas formas estruturais de túneis
1901	<i>Construção do túnel T30 da Linha de Centro (EF D. Pedro II) com abóbada de concreto armado (pioneira) em substituição ao trecho em cortes instáveis</i>
1904	Conclusão do primeiro trecho do túnel do Metrô de Nova York

Quadro 1 (continuação)

Período	Evolução de túneis
1904	<i>Construção do Túnel Novo (Túnel do Leme) em Copacabana com a 1ª galeria, seguida pela 2ª galeria em 1949</i>
Século 20	Desenvolvimento de métodos mecanizados de tunelamento
1912 - 1914	<i>Duplicação da EF D. Pedro II na linha da Serra do Mar com 15 túneis, túnel alargado por 1 ou 2 lados, abertura de túnel paralelo e uso de perfuratrizes pneumáticas e escavadeiras a vapor e revestimento de concreto armado</i>
1912	<i>Conclusão do Ramal Santa Bárbara (MG) da EF Central do Brasil com 6 túneis</i>
1913	<i>Construção de 5 túneis na Serra do Mar no trecho da EF Santa Catarina (SC)</i>
1911 - 1913	<i>Construção do túnel de adução em rocha com 8,5km para desvio do Rio Pirai para o reservatório de Ribeirão das Lajes (RJ)</i>
1914	<i>Conclusão do Ramal Ouro Preto-Ponte Nova (MG) com 4 túneis, Central do Brasil</i>
1919 - 1921	<i>Construção do Túnel João Ricardo na zona portuária do Rio de Janeiro com 293m</i>
1925	<i>Início da construção da Adutora do Rio Claro (SP) com 12,7km de túneis revestidos com chapas de aço galvanizado, concluída somente em 1970</i>
1927	<i>Ampliação do Túnel Velho em Copacabana de 6,0 para 13,2m de largura</i>
1928	<i>Conclusão do trecho da EF Oeste de Minas entre Angra dos Reis e Barra Mansa (RJ), totalizando 53 túneis com 13420m da EF Central do Brasil</i>
1928 - 1937	<i>Construção do Ramal Mairinque Santos (EF Sorocabana) com 31 túneis em 40km</i>
1936	Introdução de segmentos de concreto armado ancorados
1936 - 1938	<i>Primeiro túnel rodoviário de São Paulo, Túnel 9 de Julho (Daher Elias Cutait), com técnica a céu aberto de túnel invertido e ATM (Método Austríaco)</i>
1937 - 1939	<i>Construção dos túneis em rocha da Adutora Ribeirão das Lajes com total de 2160m</i>
1940 - 1943	<i>Construção dos túneis da Via Anchieta na Serra do Mar com método americano de escoramento transversal em arcos de madeira</i>
Após 1940	Evolução de técnicas de investigações e aplicação das mecânicas de solos e rochas
1946	Mecânica de rocha aplicada pela 1ª vez ao design de suporte em arco (Terzaghi)
Anos 50	Introdução de chumbadores para rocha e revestimentos em concreto projetado
1962	Método NATM - Novo Método austríaco de tunelamento para suporte de túneis
1963	Autorização de armazenamento subterrâneo de rejeitos radioativos (AEC-US)
1968 - 1974	<i>Construção da Linha 1-Azul do Metro de São Paulo com método cut-and-cover e uso pioneiro de tuneladora EPBS</i>
1974 - 1976	<i>Obras dos túneis da Imigrantes com uso pioneiro do método NATM, túnel de 3,2km</i>
Anos 70	Desenvolvimento de revestimento segmental circular, TBM's e lamas (EPB)
1972	<i>Desenvolvido e patenteado o tirante brasileiro (Costa Nunes) em substituição ao insucesso das ancoragens importadas usadas na Rodovia dos Imigrantes</i>
1974 - 1986	<i>Construção de 115 túneis da Ferrovia do Aço totalizando 75,4km, o maior com 8640m, uso de técnicas diversas e inovadoras de tratamento de maciços</i>
1994	Conclusão do Túnel do Canal da Mancha entre Reino Unido e França, Eurotunnel
1995 - 1997	<i>Construção do Túnel da Covanca na Linha Amarela no Rio de Janeiro com 2 galerias de 2197m cada, uso pioneiro de concreto projetado com fibras metálicas</i>
Final século 20	Inovações: reforço de fibras, congelamento de solo, técnicas de laser e infravermelho para construção e avaliação, técnicas de previsão de recalques, análises por diferenças e elementos finitos, gestão e avaliação de riscos, métodos de proteção contra incêndio



(a) Dom Pedro II e família real no início de construção do Túnel da Mantiqueira, 1882 (IMS)



(b) Túnel grande da EF Dom Pedro II, 1864 (Arquivo Nacional)

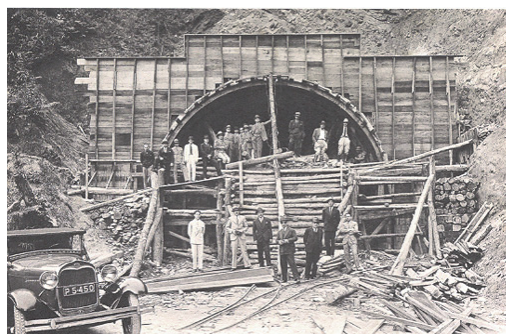


(c) Túnel Km 6 da *Minas and Rio Railway*, 1884 (M. Ferrez, Biblioteca Nacional)

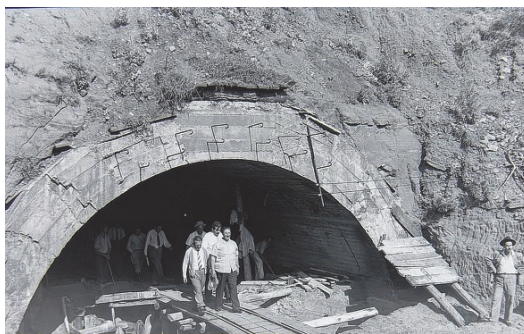


(d) Túnel do Pico do Diabo da EF Paranaguá-Curitiba, 1884 (M. Ferrez, Biblioteca Nacional)

Fig. 1 – Túneis das Estradas de Ferro D. Pedro II, Minas e Rio e Paranaguá-Curitiba – Século 19.



(a) Túnel 22 da EF Sorocabana, 1933 (Museu da Companhia Paulista)



(b) Túnel 2 da EF Sorocabana, 1948 (Museu da Companhia Paulista)



(c) Túnel Velho, Rio de Janeiro, 1893 (Museu Histórico Nacional)



(d) Túnel João Ricardo, Rio de Janeiro, 1919 (Museu Histórico Nacional)



(e) Túnel Novo (Leme), Rio de Janeiro, 1904 (Museu Histórico Nacional)



(f) Duplicação do Túnel Novo (Leme), 1949 (Museu Histórico Nacional)

Fig. 2 – Túneis da Estrada de Ferro Sorocabana e urbanos na cidade do Rio de Janeiro - Século 20.

Os avanços são visíveis no que tange aos novos empreendimentos de túneis. Contudo, percebe-se uma menor evolução e atenção para as atividades de manutenção dos túneis existentes, razão pela qual os autores apresentam este artigo, buscando mostrar a importância das inspeções e manutenções e técnicas de recuperação de túneis para a garantia de operação segura, menor custo de manutenção e aumento da vida útil.



(a) Túnel 25 original de 1875 - Desativado



(b) Túneis 25 de 1875 e 1948 em serviço

Fig. 3 – Duplicação do Túnel 25 nas obras de ampliação da antiga EF Dom Pedro II (hoje Linha de Centro da EF Central do Brasil).



(a) Túnel 27 original de 1876 - Desativado



(b) Túneis 27 de 1876 e 1948 em serviço

Fig. 4 – Duplicação do Túnel 27 nas obras de ampliação da antiga EF Dom Pedro II (hoje Linha de Centro da EF Central do Brasil).

2 – GESTÃO E MANUTENÇÃO DE TÚNEIS

Os túneis são fundamentais na infraestrutura de transportes, serviços e outros setores e atividades da sociedade. A garantia do uso contínuo e eficiente desses ativos no presente e no futuro exige gestão e manutenção da estrutura, além de conhecimento técnico das suas características e comportamento no tempo, especialmente os túneis mais antigos, muito distintos dos túneis construídos com técnicas modernas.

A gestão e manutenção de túneis envolvem aspectos importantes tais como:

- i. Vida útil do túnel pode ser indefinida, visto que a sua importância na infraestrutura básica dificulta, ou mesmo, impede seu fechamento a longo prazo e torna inviável sua substituição e/ou reconstrução completa no presente e no futuro;
- ii. O comportamento estrutural complexo do túnel, a interação com o maciço circundante, a ocorrência de patologias e a variabilidade original e deterioração dos materiais ao longo do tempo exigem investigações e avaliações dos materiais e desempenho tanto do túnel quanto do maciço;
- iii. Túneis antigos são considerados órfãos, visto a ausência/perda da documentação relativa aos projetos executivos e *as built* e acompanhamento de construção/operação, além do emprego de tecnologias ultrapassadas e até desconhecidas, exigindo investigações mais amplas que possam estabelecer as características da estrutura;
- iv. Os fatores externos ao túnel sofrem mudanças resultantes do desenvolvimento urbano, tais como aumento das cargas de superfície, variação do lençol freático, influências de

outras interferências subterrâneas e até possível alteração do uso/finalidade original do túnel;

- v. Deslocamentos de superfície e variações hidrológicas como a de lençol freático podem alterar as tensões do maciço do túnel, provocando a variação das tensões no túnel,
- vi. Os processos naturais de intemperismo promovem a alteração tanto das propriedades físicas e mecânicas do túnel quanto do maciço, causando perda de resistência e ganho de deformabilidade que resultam em redistribuição de tensões e potencial redução da estabilidade estrutural. Note-se que a evolução da deterioração do maciço e suas estruturas geológicas são dificilmente percebidas em túneis com revestimento.

O processo de degradação de túneis é progressivo no tempo, podendo ser acelerado pela modificação das condições originalmente previstas ou retardado por meio de ações de reabilitação e rotina de manutenção, resultando no aumento da vida útil e diferentes custos de obras de reabilitação/recuperação (Figura 5).

A manutenção regular do túnel garante desempenho, eficiência e segurança, minimizando gastos elevados ou desnecessários de reparo e impactos resultantes dos fechamentos e restrições de operação/tráfego para obras. Ressalte-se que a realização de obras em túneis é acompanhada de muitas dificuldades inerentes à estrutura e exige cuidados especiais quanto à seleção, projeto e planejamento, de forma a minimizar a interrupção da operação normal do túnel.

A manutenção de um túnel associa registros históricos, inspeções, intervenções e resultados de monitoramento. São 3 classes principais:

- i. Manutenção Preventiva Periódica, que corresponde às inspeções regulares realizadas no túnel para observação das condições geomecânicas, avaliação e análise de medidas de instrumentação existentes e ações de conservação e limpeza das estruturas auxiliares tais como iluminação, placas de sinalização, canaletas de drenagem, dentre outras. As inspeções regulares possibilitam a identificação de patologias e graus de ocorrência e severidade que são considerados para planejamento de ações específicas de investigações, reparos e reforços. É realizada em intervalos de tempo planejados e predefinidos, baseados nas informações técnicas de monitoramentos e inspeções anteriores;
- ii. Manutenção Corretiva Específica, que corresponde à realização de investigações, análises e ações de reabilitação e recuperação de patologias específicas, identificadas na Manutenção Preventiva. Deve ser realizada em curto espaço de tempo a ser programado após sua identificação e caracterização;
- iii. Manutenção Reativa Emergencial, que representa as ações necessárias para o controle e/ou recuperação de evento súbito não previsto no túnel e que prejudica sua operação e segurança. Visto seu caráter emergencial, deve ser executada imediatamente após sua ocorrência, não havendo prazos de planejamento e/ou programação.

Vale comentar que, frequentemente, as causas e condições da deterioração não são prontamente identificáveis e, portanto, o desempenho do túnel pode ser afetado antes das intervenções de manutenção, que passa a ser reativa ao invés de preventiva. Além disto, as intervenções objetivam a correção do problema e podem não solucionar a causa do problema. Esta situação é típica em túneis com elevada infiltração de água, sendo mais econômico tratar as urgências do que prevenir e/ou controlar a entrada de água no túnel.

Uma ferramenta indispensável para a boa gestão do túnel é a avaliação de riscos que identifica sistematicamente riscos significativos, permitindo a priorização de ações para sua minimização e gerenciamento. A necessidade de avaliação de risco dos ativos do túnel surge principalmente para satisfazer os regulamentos de segurança, que exigem que os perigos sejam identificados e avaliados e que os níveis adequados de segurança sejam mantidos/assegurados.

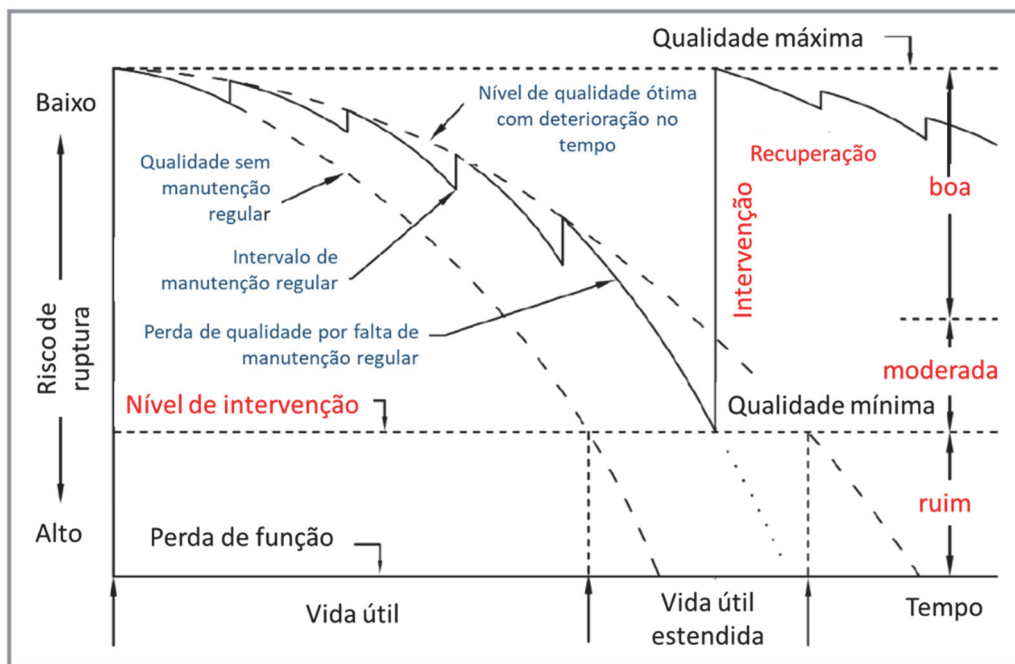


Fig. 5 - Relações entre qualidade, segurança, manutenção e intervenções em função do tempo de operação do túnel (Adapt. Patterson e Perry, 1998).

Na maioria dos casos prevalece o princípio *ALARP* - *As Low As Reasonably Practicable*, no qual os riscos são reduzidos a níveis toleráveis tão baixos quanto é razoavelmente praticável (CIRIA, 2009). Vale notar que *razoavelmente praticável* é interpretado como a realização de medidas de segurança cujos custos (financeiro, tempo, dificuldades e problemas) não sejam desproporcionais aos benefícios da segurança.

Outro aspecto importante relativo à gestão de túneis se refere às estruturas desativadas e descomissionadas. Túneis podem ser desativados e fechados por diversas razões, por exemplo, atingiram sua vida útil, não são mais necessários ou não há benefícios/orçamento para a sua reabilitação. A desativação do túnel deve considerar a possibilidade de uso diferente da finalidade original no futuro e o efeito no entorno e em estruturas adjacentes na condição de deterioração e colapso não controlados.

Em túneis desativados e sob algum tipo de gestão, adota-se avaliação e manutenção mais flexíveis que as de túneis operacionais, porém atenção deve ser dada a problemas que envolvam a segurança pública e a de funcionários responsáveis pela inspeção/manutenção. Ressalte-se que as condições de trabalho podem ser mais difíceis e perigosas do que em túneis operacionais, uma vez que pode ocorrer entrada de água, depósitos de entulho, presença de vermes e riscos biológicos e o acúmulo potencial de gases nocivos. Alguns túneis ficam parcialmente inundados ou assoreados ao longo do tempo, tornando o acesso particularmente difícil, exigindo precauções e equipamentos especiais para monitorar sua condição e realizar trabalhos.

Esses efeitos também podem ocorrer em túneis desativados temporariamente, porém planejados para uso futuro. A manutenção essencial não pode ser negligenciada, visto que isto pode resultar em deterioração estrutural do túnel, dificultando ou mesmo impedindo que a estrutura seja reabilitada para funcionamento.

A deterioração do túnel pode ser mais severa e mais rápida em túneis desativados devido à redução das inspeções e avaliação das suas condições e das obras preventivas e/ou de recuperação

de anomalias. O efeito de deterioração estrutural do túnel na zona de influência, seja em superfície ou subsuperfície, deve ser avaliado para identificar os riscos associados às infraestruturas e população da área circundante.

Nos casos de túneis definitivamente desativados, sem qualquer possibilidade de uso futuro, devem ser adotadas medidas efetivas e econômicas para reduzir os riscos associados ao colapso estrutural. As medidas dependem das características do túnel como localização, profundidade, presença de infraestrutura no entorno e condições geológicas do maciço. A medida mais severa corresponde ao preenchimento completo do túnel com material resistente de baixo custo, eliminando a abertura subterrânea e o acesso para inspeções e obras. Medidas mais comuns correspondem ao fechamento das entradas do túnel e sinalização de acesso proibido.

3 – INSPEÇÕES DE TÚNEIS

As atividades de inspeção são essenciais para a gestão, operação, segurança e manutenção do túnel. Diversos países têm desenvolvido e regulamentado metodologias de inspeção de túneis, especialmente rodoviários e ferroviários, sendo reconhecida a contribuição do ITA *Working Group on Maintenance* (1991), que apresenta uma sequência de atividades necessárias para a identificação de colapso potencial ou ruptura ocorrida em túneis, destacando-se o conhecimento das patologias e eventos históricos, a inspeção e monitoramento periódicos global e localizado, os quais possibilitam diagnosticar tanto a ruptura quanto o potencial de sua ocorrência e as medidas preventivas e/ou corretivas, garantindo a segurança e aumento da vida útil do túnel (Figura 6).

Além da *International Tunnel Association* ITA, outras referências reportam diretrizes para manutenção e inspeção de túneis, destacando-se as publicações internacionais CIRIA (2009), NCHRP (2011), CETU (2015a, 2015b), FHWA (2015), MASSDOT (2018) e SIP (2018) e ressaltando que não há diretrizes, recomendações e normas brasileiras específicas neste tema.

A inspeção eficiente de túneis exige informações e registros de todas as fases da estrutura, desde o projeto, construção até a operação, incluindo eventos de acidentes, intervenções preventivas e de recuperação e dados de monitoramento.

Os túneis modernos foram construídos obedecendo às normativas existentes e, desta forma, apresentam registros, informações e projetos das etapas de implantação e de operação. A dificuldade reside em túneis mais antigos que, na grande maioria dos casos, não contam com registros de projeto, construção, operação e obras de recuperação, dificultando a gestão e planejamento de manutenção.

A documentação básica de túnel deve apresentar os seguintes registros (CIRIA, 2009):

1. Identificação representada pelo nome ou número do túnel;
2. Dados de localização, detalhes da estrada/rota, uso da terra dentro da zona de influência;
3. Proprietário e/ou responsável pela concessão;
4. Idade do túnel, tipo, forma de construção, principais elementos e materiais estruturais, comprimento e dimensões;
5. Histórico de construção e características especiais como áreas difíceis de tunelamento, alterações no perfil do túnel, presença ou ausência de revestimento e invert e suas características;
6. Presença e localização de poços ou outras estruturas que representam riscos especiais ou exigem ações de gerenciamento particulares;
7. Dados geológicos, hidrológicos e ambientais da área;
8. Detalhes do uso do túnel, tais como ferroviário, rodoviário, frequência de tráfego, tipos e velocidades;
9. Dados de desempenho e, se existentes, restrições à operação e manutenção;
10. Detalhes da interface do túnel e interação com outras partes da infraestrutura;
11. Identificação de riscos e registro de riscos;
12. Registros de materiais perigosos se existentes;
13. Informações sobre plano de emergência;
14. Detalhes do meio externo e atividades que podem afetar o túnel;
15. Resultados atuais de inspeção e histórico de inspeções anteriores, investigações e avaliações de condições;
16. Histórico de manutenção, intervenções e outras obras;
17. Cronogramas para inspeções periódicas, manutenção e obras;
18. Informações sobre serviços e equipamentos do túnel; e
19. Documentação e registros históricos de acidentes e eventos atípicos.

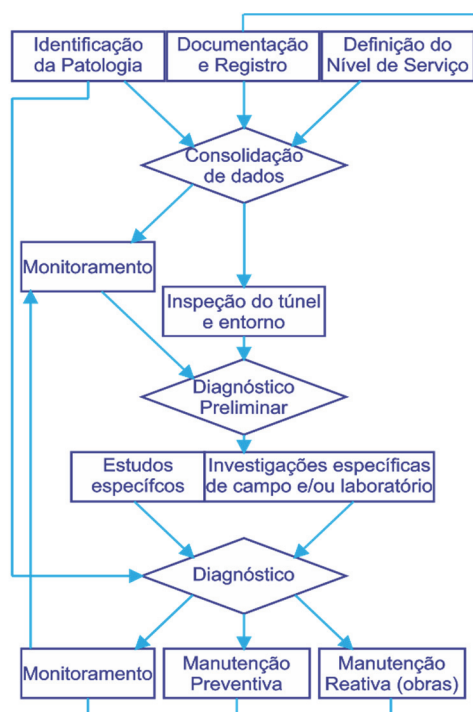


Fig. 6 - Sequência de atividades de inspeção para manutenção de túneis (Adapt. ITA, 1991).

O planejamento da metodologia da inspeção deve considerar as condições de contorno, de construção e operacionais do túnel e atingir os seguintes objetivos: 1. Observação e caracterização das anomalias, patologias e problemas; 2. Identificação das causas e principais fatores de influência; 3. Avaliação da influência na estabilidade do túnel; e 4. Avaliação da evolução a médio e longo prazos.

A partir de estudo abrangente de túneis rodoviários suíços, Sandrone e Labiouse (2011) e Sandrone et al (2007) também propõem o planejamento da inspeção em função do cenário de degradação e que consiste nas análises de: 1. Condições iniciais, para estimativa do potencial de degradação; 2. Vida útil e operação do túnel; e 3. Cenários de degradação.

As inspeções visuais são essenciais para a identificação de problemas e apresentam vantagens tais como a simplicidade, rapidez e baixo custo, além de não exigirem equipamentos sofisticados e minimizarem as interferências de operação do túnel (interrupção, área de apoio, depósito de equipamentos). Contudo, a inspeção visual tem limitações inerentes à subjetividade das observações da equipe e a dependência das características visíveis das anomalias, muitas vezes presentes na interface revestimento-macizo do túnel. Desta forma, a equipe deve ser bem treinada, suficientemente experiente e familiarizada com o túnel para que a inspeção visual forneça a avaliação da condição do túnel e quaisquer alterações, inclusive indícios menores de possíveis anomalias, ainda não claramente observáveis. Note-se que a falta de continuidade da equipe e dos métodos de inspeção pode levar à redução da eficácia das inspeções e confiança nos resultados.

Em relação aos métodos e técnicas geralmente empregados para a avaliação das condições de serviço e parâmetros do túnel, o Quadro 2 apresenta algumas sugestões baseadas em CIRIA (2009), CETU (2015a) e FHWA (2015). Observa-se que a inspeção visual se associa às técnicas destrutivas e não destrutivas, simples e complexas, além dos registros de construção e manutenção dos túneis.

Quadro 2 – Métodos recomendados para investigação direta de túneis.

Parâmetro	Formas de investigação e determinação		
	Primária	Secundária	Diversas
Espessura do revestimento	Medições em furos de sondagem (danos potenciais e infiltração de água)	Medidas em testemunhos de sondagens Ensaaios não destrutivos (radar, testes ultrassônicos)	Registros de construção e de investigação e reparos anteriores
Características dos materiais de revestimento	Ensaaios de laboratório em amostras recuperadas (testemunhos, blocos)	Ensaaios in situ (macaco plano, sobrefuração) Avaliação qualitativa em amostras recuperadas	Dados de literatura para materiais semelhantes
Tensões in situ no revestimento	Ensaio de tensões in situ (macaco plano, sobrefuração)	Ensaaios de laboratório em amostras	Dados de literatura
Condição e causas da deterioração dos materiais	Observações visuais e testes in situ simples (dureza ou som) Ensaaios de laboratório (análise petrográfica, química e física)	Medição de parâmetros ambientais (análise química de águas subterrâneas)	Resultados de investigação e reparos anteriores
Perfil do intradorso	Medição direta (técnicas tradicionais e avançadas)		Registros de construções e reparos originais
Condição do maciço rochoso	Mapeamento geológico-geotécnico	Observação do maciço e identificação de blocos rochosos instáveis	
Classificação do maciço rochoso	Mapeamento geológico-geotécnico de descontinuidades	Uso de classificações de maciço (RMR, Q, GSI)	
Condições do solo	Sondagens no interior/exterior do túnel, amostragem de janelas, ensaios de penetrometro, tensões in situ e permeabilidade, piezometria, ensaios de laboratório em amostras	Mapas geológicos, levantamentos geotécnicos e hidrológicos da área	Registros de construções e reparos originais
Tipo de solo em contato com revestimento	Análise de amostras de sondagens internas e externas e janelas de amostragem	Análise de amostras da área	Dados geológico-geotécnicos de literatura e de reparos e construção
Interface túnel-maciço	Observação direta da interface por inspeção de furos	Levantamento indireto com técnicas de radar, ultrasom, energia acústica	
Presença de água	Observação direta da umidade no intradorso do túnel, em furos no revestimento Piezômetros internos/externos	Técnicas de condutividade	Dados da literatura e mapas hidrológicos e hidrogeológicos
Umidade/infiltrações no revestimento do túnel	Inspeção visual	Medições pontuais de teor de umidade e levantamento por condutividade, termografia, medição da vazão	Registros meteorológicos e de serviços de água da área

Quadro 2 (continuação)

Parâmetro	Formas de investigação e determinação		
	Primária	Secundária	Diversas
Presença de poços e túneis ocultos	Registos de construção, observação das características do intradorso, entrada excessiva de água localizada, presença de depósitos acima do túnel	Fotografias aéreas (detecção de pilhas e depósitos) Ensaio de campo (radar, resistividade, sísmicos) Sondagens	Registos históricos da área e do uso da terra
Agressividade de águas subterrâneas	Amostragem e análise laboratorial de poluentes	Inferência de fontes de água e condições do solo adjacentes	Observação visual dos efeitos na estrutura

O planeamento de investigações precisa considerar aspectos técnicos e orçamentários. Haack et al (1995) recomendam a seleção de ensaios não destrutivos na inspeção de revestimento de túneis. Montero et al (2015) apresentam a análise detalhada das diversas técnicas atualmente em utilização, além de destacar as principais tendências de inspeção automatizada. Malafaia (2015) aponta que algumas técnicas devem ser priorizadas para uma inspeção primária inicial. Sugere a inspeção robotizada (apesar do custo elevado e limitações de acurácia e qualidade de imagens), termografia (inspeção de revestimentos em concreto) e GPR (inspeção de deslocamentos, escamações, vazios com água e ar, impurezas e deformidades do revestimento de concreto e zonas anômalas no maciço rochoso) e escaneamento a laser.

Vale notar também que a maioria dos métodos de investigação não destrutivos, tais como os ensaios geofísicos fornecem resultados de condutividade elétrica ou constante dielétrica que não se relacionam diretamente com propriedades físicas e mecânicas de túneis. A confiabilidade da interpretação exige quantidade e qualidade de medidas e parâmetros calibradores, obtidos geralmente de ensaios destrutivos e de sondagens.

Os autores recomendam a inspeção visual realizada por profissional capacitado e experiente e a investigação com a varredura a laser 3D no interior do túnel, que apesar de mais dispendiosa, fornece visão geral abrangente das características do túnel em curto período de tempo (sem maiores perturbações de operação) e ainda possibilita o monitoramento de convergências ao longo do tempo.

O intervalo ideal de inspeção de túneis depende do tipo, finalidade, condição estrutural, potencial de deterioração, acessibilidade do túnel e consequências dos riscos de cada estrutura. Deve ser avaliada a interação entre condição estrutural, nível de manutenção preventiva e intervalo de inspeção. Isto representa economia de esforços e de custos e melhor direcionamento da manutenção preventiva. Ressalte-se que intervalos de inspeção variados podem ser muito mais vantajosos que os intervalos fixos para túneis com condições e comportamento bem estabelecidos e conhecidos.

4 – PATOLOGIAS E ANOMALIAS – CAUSAS E CONSEQUÊNCIAS EM TÚNEIS

A inspeção de túnel possibilita identificar as alterações que ocorrem ao longo do tempo, a fim de estabelecer um diagnóstico da condição atual. As alterações e anomalias geralmente são as consequências de uma patologia ou mecanismo de deterioração que pode ter várias causas, entre elas:

- Condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do maciço do túnel;
- Projeto e métodos construtivos do túnel, notando que as estruturas antigas são mais susceptíveis a estes tipos de causas, visto o menor conhecimento e tecnologias rudimentares da época de construção;
- Envelhecimento dos materiais, tanto do túnel quanto do maciço circundante, causados por intemperismo químico e físico.

As deteriorações se manifestam em todos os tipos de túneis, não revestidos e revestidos com segmentos de concreto e metálicos, concreto projetado, alvenaria e madeira, e ao longo da sua vida útil que se inicia durante a construção.

A partir da experiência em túneis brasileiros e inspirados nos manuais e guias de inspeção de túneis internacionais (ITA, 1991; FHWA, 2005 e 2015; CIRIA, 2009; NCHRP, 2011; CETU, 2015a, 2015b; MASSDOT, 2018; SIP, 2018), os autores procuram sumariar as principais patologias e anomalias e seus fatores de maior e menor influência no Quadro 3. A intenção dos autores é apresentar de forma sucinta, não exaustiva e nem exclusiva, um planejamento genérico de inspeção visual de distúrbios de túneis.

Quadro 3 – Principais patologias e anomalias e possíveis fatores de influência.

Patologias e Anomalias	Fatores de Influência							
	Área			Construção			Serviço	
	MAC	AAG	AMB	PRO	MCO	MAT	OPE	MMP
<i>Distúrbios devidos à água</i>								
Infiltração	D	D	I			I		I
Concreção	I	D	I			D		I
Eflorescência de cimento/concreto	I	D				I		I
Intemperismo	D	D	I			D		D
<i>Distúrbios devidos ao meio circundante</i>								
Cavidades	D	I						
Deterioração de portal	I	D	I		I			I
Instabilidade de taludes	D	D	I					
<i>Distúrbios de seções sem revestimento</i>								
Maciço e blocos rochosos instáveis	D	D	I		I			I
Descontinuidades instáveis	D	D	I		I			I
<i>Distúrbios do revestimento</i>								
Deslocamento		I	I		I	D	D	I
Esfoliação		I			I	D		I
Lascamento sob compressão	D				I	I		
Lascamento por corrosão reforços		D		I	I			I
Deterioração de cimento interblocos		D	I	I	I	D		I
Deterioração do concreto projetado		D	I		I	I		I
Dilatação de concreto projetado		D	I		I	I		
<i>Distúrbios de sistemas de drenagem interna/superficial e impermeabilização</i>								
Deterioração de dreno no intradorso		I	I	I	D	I	I	D
Deterioração de dreno externo		I		I	D	I		I
Deterioração de canaletas		I		I	D	I		I

Quadro 3 (continuação)

Patologias e Anomalias	Fatores de Influência							
	Área			Construção			Serviço	
	MAC	AAG	AMB	PRO	MCO	MAT	OPE	MMP
Deterioração de membrana imperme.		I			D	I		I
Deterioração de painel impermeável		I		I	I	I		I
<i>Distúrbios na estrutura do túnel</i>								
Rachaduras horizontais	D							I
Rachaduras diagonais	D							I
Rachaduras verticais	D							I
Rachaduras de contração					I	I		I
Rachaduras curvas, <i>crescent-shaped</i>					D			I
Deformação de abóbada	D			I	I	I		I
Abaulamento	I	I		I	D	D		I
Desvio de blocos de alvenaria					D			I
Deterioração de invert	I	I		I	I		I	I
Ruptura de arco	I	I			I	I		I
<i>Distúrbios devidos à construção</i>								
Cavidades resultantes de escavação	I				D			I
Vazios na interface revest-maciço					D	I		
Estrutura alveolar (<i>Honeycombing</i>)					D			
Deterioração de juntas de concreto				I	D			
Fatores de Influência: MAC : Maciço circundante (litologia, fraturamento, alívio de tensões, intemperismo); AAG : Ação da água (pressão, intemperismo, erosão, transporte, depósito); AMB : Ambiente (clima, sismo, ataques químicos e bioquímicos); PRO : Projeto (técnicas antigas, inadequadas); MCO : Método construtivo (escavação, reforço, revestimento, drenagem); MAT : Tipos de materiais (alvenaria, pedra de cantaria, blocos de concreto, drenos e mantas); OPE : Operação (Reações químicas, tráfego, incêndio, inundação); MMP : Monitoramento e manutenção preventiva. I : Influência importante; D : Influência dominante.								

No Quadro 3 as patologias e anomalias são listadas em grupos distintos de distúrbios e os fatores de influência são divididos em 3 categorias principais, as quais são subdivididas em classes com a avaliação da sua influência classificada como importante I e dominante D, resultando em:

- i. *Região* formada por 3 classes de fatores de influência:
 1. Características do MACiço **MAC** (litologia, fraturamento, estruturas geológicas críticas, alívio de tensões na escavação e início da operação e intemperismo);
 2. Ação da ÁGua **AAG** (características hidrogeológicas do maciço, pressões de água, fluxo no túnel com erosão, transporte e depósito de materiais e intemperismo); e
 3. Características AMBientais **AMB** (clima, variação de estação e temperatura, pluviosidade, sismos e ataques químicos e bioquímicos);
- ii. *Construção* com 3 classes de fatores de influência representadas por:

1. PROJeto **PRO** (Ausência/pouco conhecimento da engenharia de túneis, comuns nas estruturas antigas, inadequação às condições do maciço e investigações geotécnicas insuficientes);
 2. Métodos CONstrutivos **MCO** (Técnicas de escavação inadequadas e mal executadas, conhecimento insatisfatório do comportamento de reforços e revestimento com execuções atrasadas em relação a frente de escavação e drenagem e mão de obra, ATO-Acompanhamento Técnico de Obra e fiscalização não qualificadas);
 3. MATeriais empregado no túnel **MAT** (Tipos e características dos materiais de suporte, reforço e revestimento, notadamente o uso de alvenaria em blocos de rocha, pedra de cantaria, tijolos e blocos de concreto, além dos materiais dos sistemas de drenagem e impermeabilização);
- iii. *Serviço* correspondente às condições de operação do túnel e divididas em 2 classes:
1. OPeração **OPE** (ação de reações químicas por sulfatos, álcalis e especialmente carbonatação de concreto, danos provocados pelo tráfego como poluição e acidentes e eventos extremos tais como inundações e incêndios); e
 2. Monitoramento e Manutenção Preventiva **MMP** (deficiência/ausência de sistemas de monitoramento do túnel e de atividades de manutenção preventiva).

5 – INTERVENÇÕES DE RECUPERAÇÃO

As intervenções de recuperação em túneis devem ser avaliadas considerando diversos fatores além dos custos envolvidos, destacando-se tipo da anomalia, condições de acesso, duração da obra, restrições de fechamento da via/túnel, desempenho, eficiência, durabilidade a longo prazo, obstrução/acessibilidade para inspeções e manutenção futuras.

A seleção da técnica de reparo também deve considerar as condições existentes da área de reparo e das áreas vizinhas, histórico de construção e manutenção do túnel, características e materiais do túnel, características e infraestruturas (especialmente subterrâneas) próximas ao túnel, condições geológicas e hidrológicas do maciço e clima. Túneis antigos, patrimoniados ou não, ainda demandam maiores esforços para a conservação da arquitetura e elementos históricos, tornando mais complexa a tarefa de recuperação sem perda e destruição das suas características. As alternativas de intervenções de recuperação são numerosas (ITA, 1993, 2001, 2010; FHWA, 2005, 2015; Celestino, 2005; Bilfinger, 2005; CIRIA, 2009; NCHRP, 2011; CETU, 2015; MASSDOT, 2018). Ifimie (2001), por exemplo, propõe diversas medidas de reabilitação para prolongação da vida útil de túneis antigos na Europa.

As obras de recuperação de túnel podem ser classificadas em:

- i. Reparos corretivos representados por tratamentos localizados do revestimento com a substituição do material deteriorado (reparo de área e profundidade reduzidas, tipicamente de 1m² e 30mm), selagem de trincas com resinas e natas de cimentos, proteção contra a corrosão dos reforços metálicos e recuperação de drenos avariados;
- ii. Reparos estruturais correspondentes às intervenções para aumento da resistência e integridade estrutural do maciço do túnel e do sistema de suporte e revestimento, variando desde a substituição do revestimento, execução de um segundo revestimento até a introdução de reforços tais como tirantes, chumbadores, cambotas e longarinas.

Note-se o uso frequente de tirantes e chumbadores ancorados. A injeção dos bulbos com nata de cimento apresenta vantagens de custos mais atraentes e maior proteção contra a corrosão da barra de aço, porém de difícil instalação em abóbadas e com períodos elevados de cura e ganho de resistência. A ancoragem com resina tem vantagens de fácil execução, mesmo em furos de abóbada e áreas de acesso restrito/difícil, ganho de resistência rápido, mas com custos mais elevados e limitada a maciços rochosos.

Em relação a túneis em rocha não revestidos, as intervenções corretivas abrangem a remoção de lascas e blocos em processo de desprendimento, estabilização com telas metálicas e ancoragens sistemáticas e/ou localizadas nas áreas fraturadas e com estruturas geológicas e aplicação de concreto projetado (Hoek et al, 1994; Hoek, 2007, Singh e Goel, 2006; Feng, 2017).

A partir da recuperação de túneis brasileiros antigos e modernos, os autores destacam o uso de concreto projetado com e sem fibras metálicas e sintéticas para os reparos corretivos e estruturais. O reforço do túnel com concreto projetado também pode ser associado a ancoragens, telas metálicas e outros elementos estruturais. A adição de fibras metálicas e sintéticas ao concreto projetado tem sido muito adotada para o aumento da resistência e ductibilidade do material.

O dimensionamento da camada de concreto projetado é impreciso e geralmente realizado por meio de classificações de maciços rochosos, tais como sistemas RMR (Bieniawski, 1989) e Q (Grimstad e Barton, 1993; Barton e Grimstad, 2014) e alguns modelos semi-empíricos baseados na observação e experiências passadas. Entretanto, o uso da técnica em túneis é bem-sucedido, principalmente quando se considera os mecanismos de comportamento do revestimento em concreto projetado sob as solicitações do maciço (Stacey, 2001; ITA, 2006a e 2006b).

Os mecanismos de comportamento do revestimento em concreto projetado podem ocorrer individualmente e/ou combinados, sendo os principais (Figura 7a):

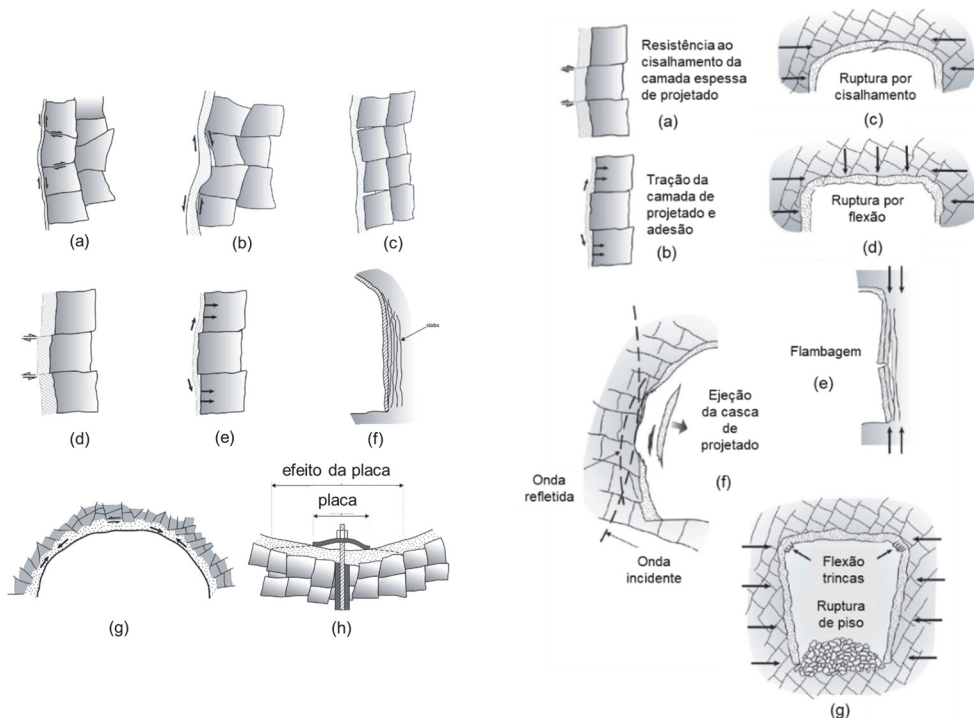
- i. Aumento do imbricamento de blocos que conta com vários sub-mecanismos tais como:
 1. Imbricamento promovido pela adesão do projetado com a rocha e prevenção de mobilização de cisalhamento na interface devido à resistência à tração do projetado, impedindo a rotação do bloco (a);
 2. Desenvolvimento de resistência ao cisalhamento na interface projetado-rocha, produzido pela irregularidade da superfície da interface (b);
 3. Penetração de concreto projetado nas fraturas e juntas (c);
 4. Prevenção do deslocamento de bloco devido à resistência cisalhante (d) e resistência à tração (e) do projetado;
- ii. Restrição e/ou eliminação da formação de lascas delgadas de rocha resultantes de altas tensões na parede do túnel e aumento da resistência à flambagem (f).
- iii. Promoção do efeito de arqueamento, visto que a deformação do maciço induz tensões no suporte de concreto projetado que apresenta resistência e rigidez flexural (g);
- iv. Interação das ancoragens no concreto projetado com o aumento da área de influência das placas de ancoragens (h).
- v. Resistência à tração e à flexão do concreto projetado para suportar o estufamento da camada, provocado pelo deslocamento de material fraturado do maciço, as quais são aumentadas quando adicionadas tela eletrosoldada e fibras;
- vi. Selagem do maciço e proteção contra a exposição aos ciclos de molhagem e secagem, contribuindo para a redução da alteração da rocha.

O desempenho satisfatório do revestimento de concreto projetado se deve a esses mecanismos, que respondem direta e indiretamente às solicitações do maciço no revestimento do túnel, destacando-se (Figura 7b):

- i. Carregamento localizado: deslocamento de bloco induz tensões cisalhantes na camada de concreto projetado rígida e bem aderida (a) e tensões pontuais na camada de projetado com trinca (b);
- ii. Carregamento distribuído: deformação do maciço induz tensões na camada de concreto projetado com adesão perfeita, podendo desenvolver mecanismos de ruptura por cisalhamento (c), flexão (d), flambagem (e) ou tração, e suas combinações podem produzir a fragmentação explosiva do projetado (f).
- iii. Carregamento por flexão, comuns em túneis de mineração com concreto projetado aplicado nas paredes e teto e raramente no piso, que não confinado pode se deformar com maior convergência no nível do piso do que no nível do teto, provocando a flexão do projetado (g).
- iv. Carregamento por pressão de água em túnel não/pouco drenado.

Em adição ao desempenho satisfatório, os autores consideram que a técnica de concreto projetado para reabilitação de túneis apresenta as seguintes vantagens:

- i. Aplicação em áreas de acesso limitado e em superfícies irregulares;
- ii. Fácil aplicação em camadas finas ou de espessura variável, sem uso de fôrmas;
- iii. Material autoportante, usados como suportes temporários ou permanentes;
- iv. Excelente adesão aos diferentes materiais;
- v. Boa penetração em irregularidades superficiais devido ao lançamento sob pressão;
- vi. Proteção adicional contra danos de incêndios no concreto projetado quando adicionadas fibras metálicas e sintéticas;
- vii. Custos mais reduzidos em relação a outras técnicas corretivas;
- viii. Versatilidade de aplicação em túneis com intervalos de tempo de obras reduzidos e com mão de obra também reduzida, além de túneis antigos com gabaritos muito restritos.



(a) Mecanismos de comportamento

(b) Mecanismos de carregamento

Fig. 7 – Mecanismos de comportamento e carregamento do revestimento em concreto projetado (mod. ITA, 2006a).

O conjunto formado pelos tipos frequentes de distúrbios em túneis, os mecanismos de comportamento sob as solicitações dos maciços no revestimento e as vantagens inerentes levaram os autores a selecionarem frequentemente o concreto projetado com e sem fibras para as obras de reabilitação dos túneis antigos e recentes apresentados neste trabalho.

6 – TÚNEL MARINHOS - 1910

6.1 – Histórico e características

O Túnel Marinhos se localiza no Km 554 do Ramal Paraopeba da Linha de Centro da EF Central do Brasil, localizado próximo à cidade de Brumadinho, MG. O levantamento de documentos históricos forneceu poucas informações sobre o Túnel Marinhos, chamado Tunnel 02 do Ramal Paraopeba com extensão de construção de 198,9m e linha singela com bitola de 1,6m (Vasconcellos, 1934). Infere-se que o túnel foi construído na década de 1910 e fazia parte da antiga Estrada de Ferro Oeste de Minas, criada em 1872 e que se ligava à Estrada de Ferro D. Pedro II.

O túnel de traçado geométrico retilíneo e seção transversal com formato arcoretangular foi construído conforme os procedimentos típicos da época, sendo clássicos o emprego de portais em concreto com detalhes arquitetônicos e revestimento interno espesso de alvenaria de pedra de cantaria argamassada nas paredes laterais ao longo da extensão do túnel e alvenaria de bloco de concreto argamassado na abóbada.

A operação ferroviária no Túnel Marinhos foi desativada após a conclusão do trecho em linha dupla, implantado no corte realizado no maciço rochoso do túnel, em algum momento entre 1934 a 1965 (Figura 8), muito possivelmente antes da unificação administrativa das estradas de ferro pertencentes à União, que passaram a ser administradas pela Rede Ferroviária Federal S.A. em 1957. Conclui-se que o Túnel Marinhos não constitui ativo operacional do Ramal Paraopeba desde, no mínimo, 1957 e, portanto, desde a gestão da RFFSA não foram realizadas ações de manutenção.



Fig. 8 – Túnel Marinhos visto da estação após corte do maciço para a obra da variante de 2 vias.

A Estação Ferroviária de Marinhos de 1919 é classificada como patrimônio ferroviário pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), contudo o Túnel Marinhos não faz parte do acervo. Desde 1998, a Prefeitura de Brumadinho tem realizado obras de recuperação da estação (sem muito sucesso) e em 2019 resolveu unir o túnel ao acervo histórico da área quilombola, visando a exploração turística. Por este motivo, o Túnel Marinhos foi objeto de inspeção para a determinação da qualidade estrutural e condições de serviço com fins de aproveitamento turístico.

O maciço do túnel é formado por ortogneiss de qualidade variando de Classe III a V, com ocorrência de áreas muito metamorfizadas e alteradas, além de diversas famílias de fraturas, que condicionam rupturas por escorregamento e queda de blocos recentes e antigas, cujas cicatrizes são observadas na face do talude próximo ao emboque do túnel (Figura 9a). A qualidade mecânica do maciço rochoso tende a se reduzir no sentido do emboque para o desemboque, tendo sido



(a) Maciço do emboque com cicatriz de ruptura



(b) Ruptura do maciço e desemboque

Fig. 9 – Emboques do Túnel Marinhos no maciço com corte vertical para implantação da via dupla com cobertura muito reduzida.

identificada cicatriz de ruptura antiga no maciço, que provocou o colapso deste trecho do Túnel Marinhos (Figura 9b).

6.2 – Patologias e anomalias

A inspeção visual do Túnel Marinhos possibilitou a identificação de diversas patologias nos emboques inferior e superior e ao longo do intradorso da estrutura, atualmente com 170,0m de extensão (GEOPHI, 2020a).

As principais anomalias e distúrbios presentes no emboque são:

- i. Cobertura de solo muito reduzida e taludes laterais do acesso ao túnel com cicatrizes de ruptura no lado esquerdo e erosão nos lados direito e esquerdo do espelho, indicativas de passagem desordenada de água, não controlada pela canaleta (Figura 10a);
- ii. Portal do emboque tem a seção frontal revestida em blocos de concreto monolítico, sem trincas ou fissuras, contudo, a lateral esquerda do espelho sofreu a perda da telha canal (bica) e marquise arquitetônicas superiores e de blocos, muito provavelmente devido à ruptura do talude. Manchas de passagem de água de chuvas são concentradas na lateral esquerda do portal (Figura 10b).

As anomalias observadas no intradorso do túnel são:

- i. Estado de conservação precário da alvenaria da abóbada e paredes laterais próximas ao emboque com trinca aberta ao longo da seção com deslocamento de blocos. A trinca coincide com o trecho de pouca cobertura de maciço sobre o túnel e representa elevado potencial de colapso do emboque do túnel (Figura 11a);
- ii. Infiltrações de água expressivas e manchas de carbonatação na abóbada e paredes em toda a extensão, com deterioração e perda de argamassa entre blocos (Figura 11b);
- iii. Presença de trincas horizontais persistentes na região da interface parede-abóbada (popularmente chamada de rim) com extensão de 15m na lateral direita e 30m na lateral direita no lado emboque (Figura 12a) e abertas com 60m de extensão nas 2 laterais do lado desemboque (Figura 12b), além das trincas longitudinais no vértice da abóbada com infiltração excessiva de água e com tendência a seccionar a abóbada das paredes e a própria abóbada;
- iv. Sem sistema de drenagem interna devido ao depósito de sedimentos carreados pela percolação de águas de chuva para o interior, com espessura crescente de até 0,6m na

direção do desemboque, indicado pelo nicho (Figura 13) e retenção de água no trecho mais central do túnel.

A anomalia observada no desemboque corresponde ao colapso de cerca de 28,0m de túnel, restando seção muito reduzida da parede lateral direita e seção mais longa da parede lateral esquerda com trinca horizontal aberta e deslocada do prumo. Nesta parede ainda é visível o coroamento do nicho completamente soterrado pelo material colapsado do túnel e pela cobertura de maciço originalmente existente sobre o túnel (Figura 14a).

O colapso do emboque original deve ter favorecido rupturas consecutivas deste trecho, atingindo a extensão atual do túnel com 170,0m de comprimento, inferior ao originalmente construído e igual a 198,9m. Ressalte-se que as condições estruturais atuais de embocadura do túnel são críticas com abóbada instável pela perda do efeito de arco, além das trincas abertas na abóbada e paredes laterais (Figura 14b).



(a) Cobertura reduzida e cicatrizes de ruptura e erosões e depósitos de blocos e solo



(b) Perda de blocos e bica e marquise de drenagem do espelho

Fig. 10 – Emboque com rupturas de talude e erosões nas laterais com perda de elementos arquitetônicos do espelho.



(a) Trinca aberta persistente na abóbada com deslocamento dos blocos próxima do emboque



(b) Infiltrações expressivas na abóbada e paredes com deterioração e perda de argamassa

Fig. 11 – Intradorso em alvenaria de blocos de concreto na abóbada e de rocha nas paredes com trincas abertas, infiltração de água e perda de argamassa entre blocos.



(a) Trincas no trecho do emboque



(b) Trincas no trecho do desemboque

Fig. 12 – Trincas horizontais semi abertas e abertas persistentes na região dos rins das paredes e trinca longitudinal na abóbada, com perda de cimentação entre blocos.



(a) Nicho limpo de 1,5m de altura – emboque



(b) Nicho com 0,6m de depósito de finos –desemboque

Fig. 13 – Depósito de sedimentos carreados pelas chuvas no interior do túnel com espessura crescente na direção do desemboque.

Não há registros sobre o colapso do emboque superior do túnel. Interpreta-se que a ruptura do emboque original tenha sido iniciada após o corte do maciço para a implantação da variante da ferrovia, que resultou no desconfinamento do túnel.

A inspeção realizada indicou que as condições atuais do Túnel Marinhos são críticas em função da sua deterioração ao longo de décadas correspondentes a sua desativação da operação regular do Ramal Paraopeba. Além da descaracterização arquitetônica da época de construção, o túnel não apresenta condições estruturais para operação ferroviária, circulação de pessoas e outros fins. Os custos de reabilitação da estrutura serão elevados e sem garantias da conservação histórica do túnel. Desta forma foi recomendada a desativação oficial do túnel com a proibição de circulação e permanência de pessoas no interior e entorno do túnel e o fechamento dos emboques com sinalização clara de entrada proibida e/ou risco de queda de blocos.



(a) Trinca horizontal aberta e deslocada do eixo na parede e nicho soterrado

(b) Trincas nas paredes e perda da alvenaria e do efeito de arco da abóbada

Fig. 14 – Desemboque remanescente do colapso com paredes laterais com trincas abertas e deslocadas e vista do coroamento do nicho soterrado por sedimentos e detritos.

7 – TÚNEL 7 - 1931

7.1 – Histórico e características

O Túnel 7 se localiza no trecho ferroviário na Serra de Santos, em relevo de serras e escarpas de inclinação superior a 45° no Domínio da Serra do Mar a 1000m de altitude, sob altas pluviosidades médias anuais (2000mm) e episódios prolongados de chuvas, envolvendo intensa atividade de movimentações de massa.

O Túnel 7 compõe o conjunto de 31 túneis construídos no trecho de apenas 40km do histórico Ramal Mairinque - Santos da antiga Estrada de Ferro Sorocabana (EFS), entre 1928 e 1937. A importância desta nova linha de comunicação entre São Paulo e Santos era extrema, devido aos problemas ocasionados pelas altas tarifas de transporte ferroviário, impostas pela ferrovia *São Paulo Railway*, também chamada de Inglesa, que detinha o monopólio de transporte de mercadorias de exportação e importação provenientes e destinadas ao Porto de Santos.

As obras da ferrovia foram iniciadas em 1928 com cortes, aterros, túneis, viadutos e pontes em serra e planalto, cobrindo todas as direções do ramal. Em dezembro de 1937 foi iniciado o tráfego regular de trens de carga, seguido de passageiros em julho de 1938. Esta ferrovia representa um marco na engenharia brasileira em função dos desafios impostos pela Serra do Mar. Ela se caracterizou pela revolução nos processos ferroviários de construção. Os túneis escavados em solo foram revestidos com concreto armado espesso. Os túneis em rocha foram escavados por meio de cunhas e barras de aço batidas com britadores, evitando-se ao máximo o uso de explosivos em função da natureza do terreno.

O Túnel 7 foi construído em 1931 em terreno montanhoso constituído de maciço em solo e alteração de rocha granitoide-migmatítica com declividade acentuada em área com intenso padrão de percolação de água (Figura 15). Apresenta seção em ferradura com dimensões nominais de 9,0m de largura e 7,5m de altura e cerca de 94km de extensão em traçado curvo com 2 linhas ferroviárias de bitola mista. Possui canaletas de drenagem laterais, 3 nichos e revestimento em concreto armado espesso em toda a sua extensão. Os espelhos dos emboques são em concreto com detalhes arquitetônicos típicos da época e distintos para o emboque (Figura 16a) e desemboque (Figura 16b), no sentido crescente do Túnel 31 para Túnel 1 da ferrovia. Não há registros técnicos referentes ao projeto executivo, construção e inspeções periódicas do Túnel 7.



Fig. 15 - Túnel 7 escavado em encosta de solo e rocha com cobertura variável sendo muito reduzida no desemboque.



(a) Emboque com espelho assimétrico e muro



(b) Desemboque com espelho simétrico

Fig. 16 - Túnel 7 com espelhos dos emboques apoiados em blocos de concreto e cobertura variável.

7.2 – Patologias e anomalias

A inspeção do Túnel 7 permitiu a identificação de várias anomalias (GEOPHI, 2017a):

- i. O espelho do emboque apresenta trincas abertas e fechadas coincidentes com as juntas de concretagem, trincas inclinadas críticas e manchas de infiltração de água (Figura 17a);
- ii. O espelho do desemboque apresenta trincas abertas e fechadas coincidentes com as juntas de concretagem e trincas inclinadas críticas e já abertas, incluindo a trinca no bloco de fundação no lado direito (jusante do talude), indicativas da movimentação da encosta e infiltrações na abóbada (Figura 17b);
- iii. O intradorso do túnel apresenta trincas semi abertas horizontais com maior densidade na lateral direita em contato com a encosta e trincas ao longo da seção em ferradura em vários trechos do túnel com passagem de água e deterioração do revestimento de concreto (Figura 18).



(a) Trincas inclinadas e de juntas - Emboque



(b) Trincas inclinadas e de juntas - Desemboque

Fig. 17 – Espelhos dos emboques com trincas nas juntas de concretagem e trincas inclinadas semi abertas e abertas, indicativas da movimentação da encosta e infiltrações excessivas.



(a) Trincas longitudinais e no perímetro da seção



(b) Trincas abertas na parede e abóbada

Fig. 18 – Intradorso do túnel com trincas semi abertas e abertas horizontais na região dos rins, longitudinais na abóbada e ao longo da seção em ferradura com infiltrações excessivas no lado de montante da encosta.

A inspeção visual foi acompanhada de investigação por varredura a laser 3D para o levantamento topográfico tridimensional e determinação das dimensões atuais das seções do Túnel 7. Esta técnica permite o levantamento das seções internas com resolução de 0,1mm e o traçado do túnel ao longo da extensão e verificação de compatibilidade de medidas entre seções.

A varredura a laser 3D é essencial para o dimensionamento de estruturas de reforço a serem executadas no intradorso do túnel, visto que determina a distância disponível entre o revestimento original e os gabaritos das locomotivas. A análise das 186 seções do túnel é resumida na relação entre distâncias mínimas entre revestimento e locomotivas, obtendo-se o valor crítico de 11,9cm na lateral direita (Figura 19). Esta análise ainda indica os trechos do túnel com maiores deslocamentos provocados pelos esforços da encosta, tal como o trecho inicial do emboque do Túnel 7.

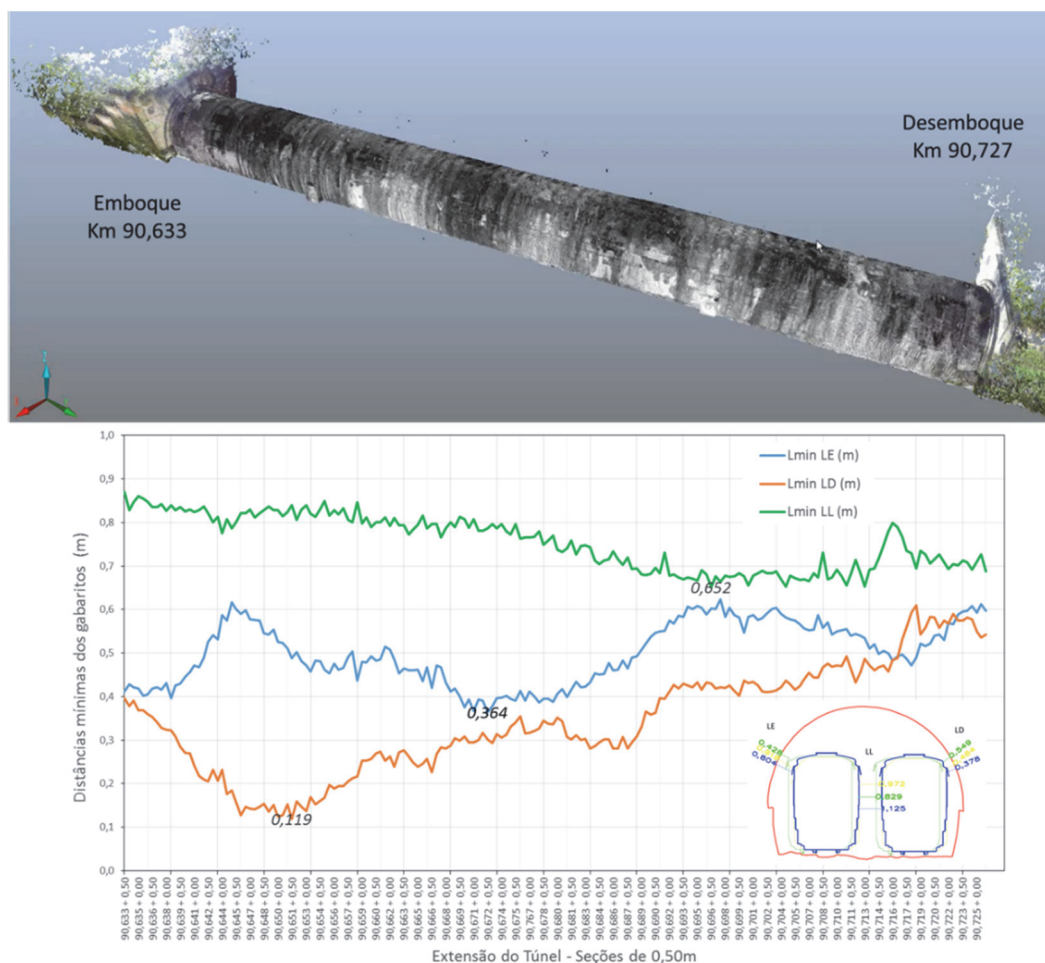


Fig. 19 – Reconstituição do Túnel 7 por varredura a laser 3D e variação da distância livre entre revestimento e 3 tipos de locomotivas.

7.3 – Intervenções de recuperação e reforço

Os tratamentos necessários para a recuperação e reforço do Túnel 7 foram selecionados considerando as condições e características do túnel antigo, tais como distância livre reduzida entre o gabarito das locomotivas e galeios e conformação geométrica das seções ao longo do túnel, tráfego intenso no trecho, preservação máxima da arquitetura e materiais originais dos emboques, além do difícil acesso ao túnel e área muito restrita para canteiro de obras.

7.3.1 – Intervenções corretivas

As medidas corretivas selecionadas correspondem à:

- Implantação de sistema de drenagem superficial na encosta do túnel composto por escadarias hidráulicas com de 0,80 x 0,50m nas cristas dos taludes e descidas laterais;
- Tratamento dos espelhos dos emboques com limpeza, remoção de vegetação e selagem das trincas abertas com resina epóxi;

- iii. Implantação de sistema de drenagem profunda na lateral direita (montante da encosta) do intradorso do túnel composto por 2 linhas de drenos horizontais profundos a 1,0m e 3,5m do piso, com comprimento de 15,0m e espaçados de 3,0m.
- iv. Instalação de drenos barbacãs de PVC com diâmetro de 40mm e comprimento de 0,70m nos pontos de surgência de água não eliminados pelo sistema de drenagem profunda;
- v. Limpeza e recuperação das canaletas de drenagem internas ao túnel.

7.3.2 – *Intervenções de reforço*

A maior dificuldade atual em se dimensionar o sistema de reforço de túneis antigos reside na ausência de diretrizes básicas ou normativas técnicas. As referências sobre este tema são baseadas na experiência de projetistas em casos de escavações subterrâneas específicos. A Internacional Tunneling Association - ITA por meio do Grupo 12, responsável pelo tema Manutenção e Reparos de Túneis, enfatiza a complexidade do assunto e a dificuldade em se estabelecer critérios para projetos desta natureza. Desta forma, o projeto de recuperação e reforço do Túnel 7 foi desenvolvido considerando métodos de dimensionamento empíricos consagrados pela Engenharia de Túneis e método numérico por elementos finitos.

Os métodos empíricos considerados para o dimensionamento do reforço do Túnel 7 foram os amplamente utilizados na prática: 1. Método Q (Grimstad e Barton, 1993 e Barton e Grimstad, 2014); 2. Método RMR (Bieniawski, 1989); e 3. Método R_{Mi} (Palmström, 1996a, 1996b, 2009).

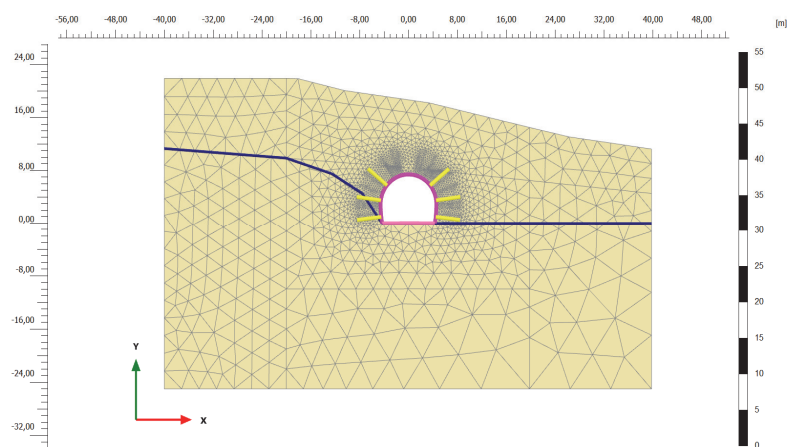
Ressalte-se que os métodos empíricos são baseados em propriedades do maciço no qual será escavado o túnel. Eles não atendem diretamente à condição de recuperação de túnel já construído e em operação por longo tempo. Entretanto, podem ser empregados desde que o projetista tenha em consideração o fato de que a solicitação da escavação não será a mesma encontrada na abertura inicial do túnel e que as propriedades do entorno também são alteradas pela redistribuição de tensões do material e do revestimento inicial já executado na escavação inicial, padrão de fluxo e a deterioração intrínseca do maciço.

O dimensionamento dos sistemas de reforço/revestimento por meio de cada método empírico possibilitou a seleção daquele capaz de atender aos 3 métodos, chumbadores sistemáticos com 4,0m de comprimento, espaçados de 1,5m e concreto projetado de 10,0cm de espessura.

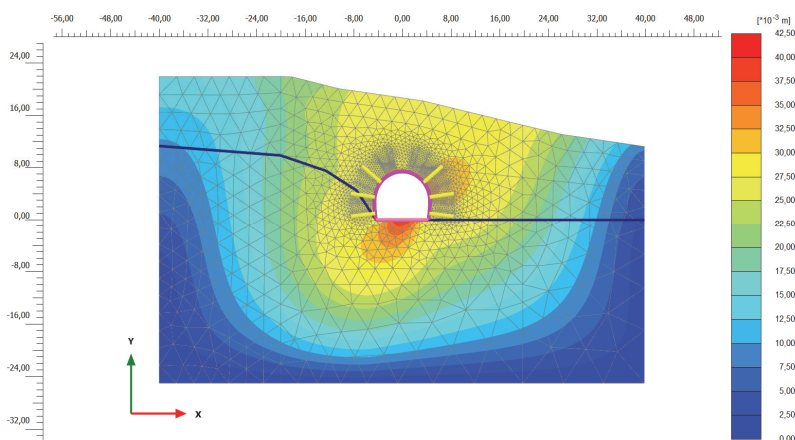
O dimensionamento do revestimento e suporte por meio de análises numéricas foi realizado com o programa 2D de elementos finitos PLAXIS 2017, considerando as condições de resistência e deformabilidade do maciço e do túnel e do sistema de reforço/revestimento. O revestimento em concreto projetado foi modelado por elementos do tipo *plate*, aplicados com adesão total à abóbada do túnel. Os chumbadores foram modelados por elementos do tipo *anchor*. Os resultados são apresentados na Figura 20.

A modelagem numérica do túnel tem geometria idêntica à do Túnel 7 com seção em ferradura de 9,0m de largura e 7,5m de altura (Figura 20a). O estado de tensões natural do maciço rochoso foi estimado em função do modelo gravitacional ($\sigma_v = \gamma \cdot z$) com peso específico total igual a 24kN/m³. A superfície do maciço do túnel foi inferida por meio da varredura a laser 3D, representando, portanto, a topografia da encosta. Nas análises admitiu-se o rebaixamento da linha freática até a cota de piso do túnel. As análises numéricas foram desenvolvidas considerando 10cm de espessura de concreto projetado com fibras e variações do arranjo de leques dos chumbadores espaçados de 1,5 e 3,0m e distribuição regular no perímetro do túnel e distribuição otimizada nas laterais e comprimentos do chumbador iguais a 3,0 e 4,0m.

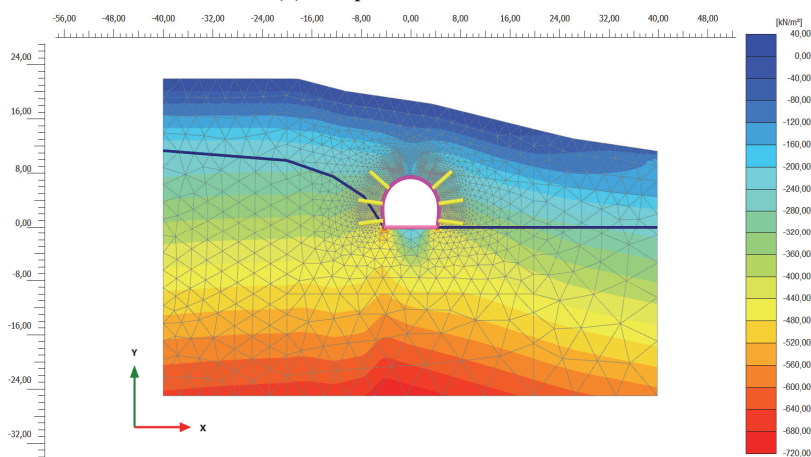
Os resultados das análises permitiram escolher um sistema representado pelo arranjo otimizado de chumbadores em leque de 3,0x3,0m com comprimento igual a 4,0m nas laterais do túnel, associado ao concreto projetado com fibras metálicas com 10,0cm de espessura, apresentados em função dos campos de deslocamento e tensão (Figura 20b e 20c).



(a) Malha de 4904 elementos com sistema de reforço/revestimento



(b) Campo de deslocamentos



(c) Campo de tensões

Fig. 20 – Análises numéricas do sistema de reforço/revestimento do Túnel 7 com 10cm de concreto projetado e chumbadores em leque de 3,0x3,0m com 4,0m de comprimento em arranjo otimizado.

Os resultados das análises numéricas do sistema de reforço/revestimento do Túnel 7 fornecem um deslocamento máximo de 40mm com tensão efetiva máxima de 715kN/m^2 , sob condição de saturação do maciço com sistema de drenagem interna no túnel. O Fator de Segurança global atingido com este sistema é igual a 3,9, considerado bastante confortável para operação do túnel.

Desta forma, as intervenções selecionadas para reforço sistemático ao longo de toda a extensão do Túnel 7 são:

- i. Instalação de leques sistemáticos de chumbadores de $3,0 \times 3,0\text{m}$ em arranjo otimizado nas laterais direita e esquerda, executados em furos com diâmetro de $0,075\text{m}$ inclinados de 10° com a horizontal e comprimento de $4,0\text{m}$, com barras de aço CA50 tratadas contra corrosão e rosqueadas com 22mm de diâmetro e injetados com calda de cimento de Fator $A/C = 0,5$ pelo método ascendente do fundo para boca do furo (Figura 21).
- ii. Aplicação de revestimento em concreto projetado com fibras metálicas com espessura de 10cm na abóbada e laterais direita e esquerda (Figura 22).



(a) Perfuração dos chumbadores otimizados



(b) Chumbadores preparados para fase de injeção

Fig. 21 - Perfuração e preparo dos chumbadores para injeções com nata de cimento, em arranjo otimizado nas laterais do túnel.



Fig. 22 - Aplicação de concreto projetado sem fibras metálicas, substituídas por tela eletrosoldada pela empreiteira.

8 – TÚNEL T31 - 1945

8.1 – Histórico e características

O Túnel T31 se situa na Linha de Centro, Estrada de Ferro Central do Brasil, próximo à cidade de Barbacena em Minas Gerais. Tem extensão de 370,6m em linha singela com bitola de 1,60m. O traçado geométrico corresponde a trecho reto e em raio de curva aberta. O formato é arcoretangular com 4,30m de largura, 5,45m de altura de parede e 2,15m de raio da abóbada, totalizando 7,60m de altura (Figura 23).



(a) Emboque com cobertura reduzida

(b) Desemboque com cobertura desprezível

Fig. 23 - Túnel T31 com espelhos simétricos em blocos de concreto e muros de gravidade antigos para estabilização dos cortes da encosta.

Foi escavado em maciço de solo e rocha do tipo ortognaisse e concluído em 1945, conforme os processos executivos da época, sendo clássicos o emprego de portais em concreto com detalhes arquitetônicos e revestimento interno espesso em concreto nas paredes laterais com abóbada em alvenaria de blocos de concreto. Parte do túnel em rocha não é revestida.

Apresenta uma estrutura particular representada pela janela de ventilação na abóbada com 10m de extensão, localizada a 67m de distância do desemboque. Nos emboques, com nenhuma ou reduzida cobertura, foram construídos muros de gravidade em concreto para a estabilização dos cortes, na época da implantação da ferrovia.

8.2 – Patologias e anomalias

A inspeção do túnel permitiu a detecção de diversas anomalias tanto nos portais dos emboques quanto no intradorso revestido e não revestido (GEOPHI, 2017b).

As principais anomalias dos emboques são:

- i. Espelho do emboque com trincas abertas inclinadas e trincas horizontais coincidentes com as juntas de concretagem, além de pontos de infiltração de água com manchas de carbonatação. As trincas inclinadas são críticas e ocorrem na parte superior do espelho no lado direito e na parte inferior no lado esquerdo, indicando a ação de esforços de instabilização do maciço. O trincamento do espelho se propaga para o interior do túnel, incluindo a área da abóbada (Figura 24a);
- ii. Espelho do desemboque também apresenta trinca aberta inclinada na lateral esquerda que se propaga para o interior do túnel, configurando uma trinca longitudinal persistente e



(a) Emboque com trincas inclinadas nas 2 laterais



(b) Desemboque com trincas na lateral esquerda

Fig. 24 – Espelhos com trincas inclinadas abertas nas laterais com propagação para o intradorso do túnel e trincas horizontais nas juntas de concretagem e pontos de infiltração de água.

trincas horizontais coincidentes com as juntas de concretagem, além de pontos de infiltração de água com manchas de carbonatação (Figura 24b).

As principais anomalias encontradas no intradorso do túnel são:

- i. Trincas persistentes, abertas ou recompostas por cimento, na região do contacto parede-abóbada (rim), ao longo de todo túnel e em ambas laterais, direita e esquerda e trincas nas seções da abóbada. A infiltração de água com manchas de carbonatação, especialmente na abóbada, é severa e persiste ao longo do túnel (Figura 25);
- ii. Trincas horizontais e inclinadas nas paredes laterais com tendência de propagação para o contacto paredes-abóbada (rim), indicando os esforços do maciço contra o túnel;
- iii. Desprendimento potencial de blocos rochosos e surgência crítica de água na região não revestida, indicando a necessidade de execução de chumbadores localizados e implantação de sistema de drenagem profunda para alívio das pressões de água no entorno do túnel (Figura 26).



(a) Trincas nas regiões de rim e na abóbada



(b) Trinca inclinada aberta na lateral do emboque

Fig. 25 – Intradorso do túnel com trincas longitudinais abertas no contacto paredes-abóbada, trincas inclinadas na parede lateral e trincas nas seções da abóbada com infiltrações de água.



Fig. 26 – Potencial de desprendimento de bloco e infiltrações contínuas no trecho não revestido.

8.3 – Intervenções corretivas

Os tratamentos necessários para recuperação foram selecionados considerando os condicionantes do Túnel T31, tais como distância livre reduzida entre gabarito da locomotiva e galeios e conformação geométrica das seções ao longo do túnel, tráfego intenso no trecho, melhoria do nível de conforto do maquinista em relação à passagem pelo túnel e preservação máxima da arquitetura e materiais originais dos espelhos de emboques de 1945.

Desta forma, as medidas de engenharia para os 2 emboques são:

- i. Selagem das trincas com resina epóxi;
- ii. Aplicação de camada de resina para recobrimento, impermeabilização e proteção.

As medidas corretivas para tratamento do intradorso são:

- i. Selagem das trincas com resina epóxi nas paredes próximas ao emboque;
- ii. Tratamento sistemático em toda extensão do túnel com aplicação de tela eletrosoldada Q196 fixada com grampos curtos em total de 4 grampos/m² e aplicação de concreto projetado (fck maior ou igual a 25MPa), por via úmida ou seca, com fibras sintéticas de polietileno (6kg/m³) na região compreendida desde 1,5m abaixo do contato parede-abóbada, seguindo por toda abóbada até 1,5m abaixo do contato parede-abóbada do lado oposto. A camada de concreto projetado com fibras tem espessura de 10,0cm, aplicado em duas camadas de 5,0cm (Figuras 27 e 28);
- iii. Implantação de sistema de drenagem profunda com linhas de drenos horizontais profundos (DHP), a 0,75m do nível do trilho, com comprimentos e espaçamentos de 18m e 10m na lateral direita e 12m e 15m na lateral esquerda;
- iv. Instalação de barbacãs de diâmetro de 50mm com 0,70m de comprimento localizados em pontos de surgência de água na abóbada e paredes laterais;

- v. Instalação de chumbadores de resina localizados para fixação de blocos de rocha potencialmente instáveis na região de rocha exposta no interior do túnel.



(a) Tela eletrosoldada sistemática na região de rim



(b) Reforço com tela na parede degradada

Fig. 27 – Instalação sistemática de tela eletrosoldada na região de contacto parede-abóbada (rim) e tela de reforço ao longo da parede com deterioração excessiva.



(a) Aplicação de concreto projetado



(b) Concreto projetado na área da janela

Fig. 28 – Aplicação de concreto projetado com fibras no intradorso do túnel.

9 – TÚNEL PORTO SUDESTE - 2011

9.1 – Histórico e características

O Túnel do Porto Sudeste é um corredor logístico, inédito em portos de minério de ferro do Brasil, que liga os pátios de estocagem ao píer das instalações industriais do Porto Sudeste do Brasil S.A. (PSB), na Ilha da Madeira, Itaguaí, Estado do Rio de Janeiro.

Foi escavado em maciço de granito com diques de diabásio e apresenta forma arcoretangular, seção plena de 209m², 1720m de extensão, 11m de altura e largura nominal de 20,5m (vão máximo de 24,0m), o que representa o maior vão livre de túneis de transporte já projetados e construídos no Brasil (Figuras 29 a 31). A escavação do túnel foi executada por meio da técnica *drill and blasting* (Fogo cuidadoso de contorno com cordel detonante) com escavação simultânea do emboque e desemboque e seção de projeto parcializada em abóboda e rebaixo e concluída em setembro de 2011 com cerca de 380.000m³ de material escavado. O túnel comporta as vias das correias transportadoras e pista rodoviária para veículos pesados.

O projeto executivo da escavação e tratamento do túnel foi elaborado em função das investigações geológico-geotécnicas da área que permitiram a classificação dos maciços rochosos segundo o Sistema RMR – Rock Mass Rating (Bieniawski, 1989). Há o predomínio de maciços



(a) Construção – Março 2011



(b) Conclusão – Setembro 2011

Fig. 29 – Túnel do Porto Sudeste com vistas gerais do emboque.



(a) Construção – Março 2011



(b) Conclusão – Setembro 2011

Fig. 30 – Túnel do Porto Sudeste com vistas gerais do desemboque.



Fig. 31 – Túnel com 20,5m de largura com correias transportadoras e pista de veículos pesados.

rochosos Classe II, seguidos por maciços Classe III e IV. Maciços Classe I e V com extensão limitada somente foram encontrados na região de emboque e desemboque, respectivamente.

O maciço rochoso apresenta diversas estruturas geológicas tais como xenólitos de biotita gnaisse, diques de basalto subverticais com argila e veios carbonáticos, fraturas persistentes preenchidas por carbonato e faixas alteradas de biotita, sendo em sua maioria causadoras de distúrbios no túnel.

Os tratamentos foram definidos em função das classes de maciços rochosos e constituídos por reforço com leques de chumbadores de resina executados com barras CA50 em diâmetro de furo de 25mm e comprimento de 4,5m com arranjos variáveis e revestimento em concreto projetado com fibra metálica com espessuras de 12,5 a 25,0cm.

9.2 – Patologias e anomalias

O Túnel do Porto Sudeste tem sido regularmente vistoriado desde o início de operação para a identificação de anomalias e patologias e realização das obras corretivas, especialmente relativas às surgências de água.

Em 2015 foram realizadas obras corretivas e de reforço no trecho vizinho ao desemboque (Estacas 77 e 76) devido à presença de fissuras longitudinais paralelas ao eixo do túnel, coincidentes com os falhamentos geológicos do maciço rochoso, com 27,0m de comprimento x 2,4m de largura. O trecho foi tratado com tela eletrosoldada Q-396, 18 chumbadores de resina com 4,5m de comprimento e revestimento em concreto projetado de 10,0cm de espessura.

Em vistoria de 2019 foram observadas (GEOPHI, 2020b):

- i. Ocorrência de 2 juntas nos trechos da Estaca 51m (Junta J1), Estaca 69m (Junta J2) com abertura variando de reduzida a fechada, com desenvolvimento paralelo ao eixo do túnel e pouca surgência de água (Figura 32);
- ii. Presença de junta no trecho da Estaca 71m (Junta J3), próximo ao desemboque, com indícios de possível deslocamento e de elevada persistência, com início na parede lateral direita, passando pela abóbada e atingindo a parede lateral esquerda com infiltrações. É a junta mais crítica, visto a sua extensão e proximidade da área de desemboque do túnel, que promove o maior desconfinamento da estrutura geológica (Figura 33).



(a) Junta J1 sub paralela – E 51



(b) Junta J2 com inclinação para lateral – E 69

Fig. 32 – Juntas J1 e J2 sub paralelas ao eixo do túnel com abertura variando de reduzida a fechada e surgências de água localizadas.



(a) Junta J3 vista para o desemboque



(b) Junta J3 vista do desemboque

Fig. 33 – Junta J3 inclinada em relação ao eixo do túnel com início na parede lateral direita e final na parede lateral esquerda – Estaca 71.

A inspeção específica revelou que as juntas são relacionadas a diques de diabásio fraturados e veios de biotita espessos mapeados durante a execução do túnel.

A qualidade do concreto projetado no trecho da Junta J3 foi avaliada por meio de ensaios de Martelo Schmidt do tipo N com 2,207kJoules de energia, executados nos locais com e sem infiltração de água. O rebote médio foi igual a 16 (resistência à compressão inferior a 10MPa) para o concreto projetado com infiltrações de água indicando a sua deterioração e igual a 30 (resistência

à compressão de 26MPa) para o concreto sem infiltração, e, portanto, com qualidade estrutural adequada.

A inspeção visual foi complementada com levantamento por varredura a laser 3D ao longo de toda a extensão do túnel (Figura 34). Os resultados da varredura 3D indicaram uma diferença reduzida de gabarito da seção do túnel no trecho da Junta J3, confirmando a suspeita de movimentação da junta e corroborando a decisão de se realizar obras de reforço.

9.3 – Intervenções de recuperação e reforço

A recuperação e reforço do Túnel Porto Sudeste foram condicionados principalmente pela operação das correias transportadoras de minério para o píer, exigindo sua proteção especial e gestão cuidadosa dos períodos de realização das obras em relação ao funcionamento das correias.

9.3.1 – Intervenções corretivas

As medidas corretivas visaram a redução/eliminação das infiltrações e surgências de água no intradorso do túnel e são representadas por:

- i. Implantação de sistema de drenagem profunda com drenos horizontais profundos DHP's com comprimento de 6,0m e diâmetro de 50mm com arranjos de leque de 3,0 x 10,0m para o trecho da Junta J1 e 4,0 x 6,0m para os trechos das Juntas J2 e J3;
- ii. Instalação de drenos barbacãs de PVC com diâmetro de 40mm e comprimento de 0,70m nos pontos de surgência de água não eliminados pelo sistema de drenagem profunda;
- iii. Instalação de instrumentação interna para monitoramento periódico dos trechos das Juntas J1, J2 e J3 por meio de medidas de convergência interna em seções distribuídas uniformemente ao longo da extensão das juntas.

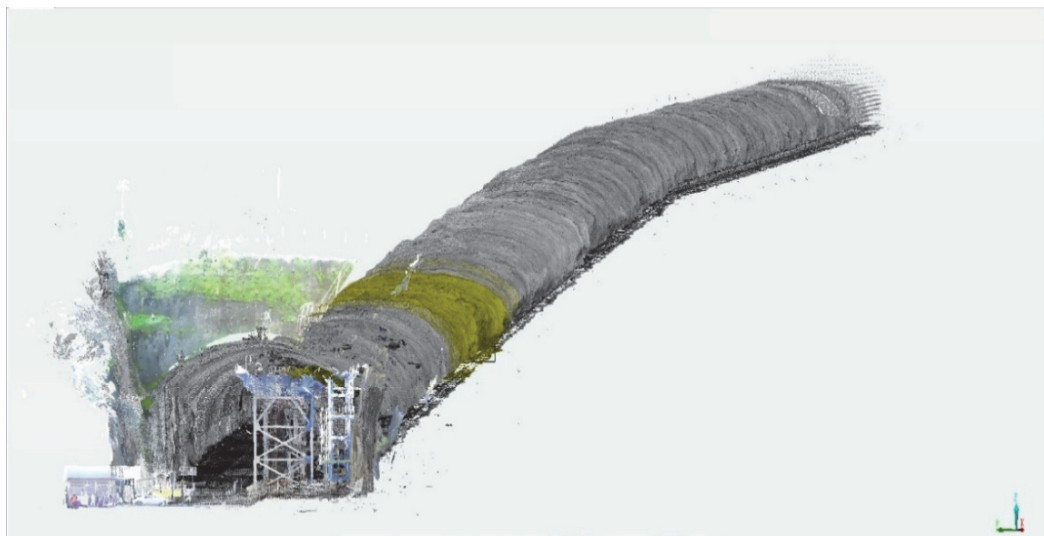


Fig. 34 – Reconstrução do túnel por varredura a laser 3D.

9.3.2 – Intervenções de reforço

As medidas de reforço foram adotadas para os trechos da Junta J2 e principalmente da Junta J3, devido aos indícios de deslocamento e maior desconfinamento promovido pela proximidade do desemboque do túnel. O reforço do trecho da Junta J3 resulta em restrição aos movimentos

potenciais dos trechos vizinhos e, desta forma, é possível reduzir o reforço necessário para o trecho da Junta J2 e da Junta J1.

De forma análoga ao Túnel 7, o projeto de reforço com chumbadores e concreto projetado para o trecho da Junta J3 foi desenvolvido considerando as recomendações empíricas de Grimstad & Barton (1993), baseadas nas cotas/classes do maciço preconizadas pelo Sistema de Classificação de maciços rochosos Q e análises numéricas pelo Método de Elementos Finitos.

Adotando-se a Classe Pobre de maciço com Cota Q de 2 e *span* igual a 24,0m e razão entre *span* e ESR igual a 24,0m (ESR = 1,0), o reforço corresponde à instalação de chumbadores sistemáticos com 6,0m de comprimento com espaçamento variando de 1,7 a 2,1m com camada de 9 a 12cm de espessura de concreto projetado com fibras ou espaçamento variando de 1,3 a 1,6m sem camada de concreto projetado. Adotou-se, preliminarmente e a favor da segurança, o sistema formado por chumbadores de 6,0m de comprimento com espaçamento igual a 2,0m e camada de concreto projetado de 10cm de espessura.

As análises numéricas foram realizadas com o objetivo de otimizar o reforço dimensionado empiricamente. Foi utilizado o programa 2D de elementos finitos PLAXIS 2017, considerando os parâmetros do maciço rochoso Classe III, determinados com o auxílio do *software* RocLAB (Rocscience). Os principais resultados das análises são apresentados na Figura 35.

O revestimento em concreto projetado foi modelado por elementos do tipo *plate*, aplicados com adesão total à abóbada do túnel e chumbadores modelados por elementos do tipo *anchor*. A malha de 15.776 elementos foi elaborada com a geometria do túnel de seção arcoretangular com 24,0m de largura e 11,0m de altura (Figura 35a).

O estado de tensões natural do maciço rochoso foi estimado em função do modelo gravitacional com peso específico total igual a 27kN/m³. A superfície do maciço do túnel considerada para as análises numéricas foi simplificada a partir do perfil geológico-geotécnico.

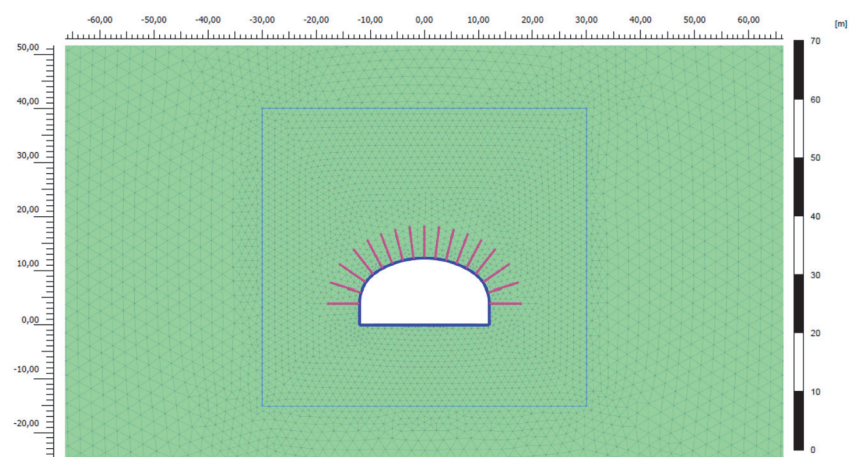
As simulações foram realizadas considerando a aplicação do revestimento em concreto projetado com fibras sintéticas com 10cm de espessura e instalação dos chumbadores com leques em arranjos, espaçamentos e comprimentos variáveis, a fim de investigar o arranjo ótimo a ser adotado para o reforço do túnel.

As análises indicaram que o arranjo ótimo corresponde ao sistema de concreto projetado de 10cm e leque de chumbadores de 6,0m de comprimento em arranjo sistemático de 2,0 x 3,0m, cujos resultados são resumidos em função dos campos de deslocamento (Figura 35b) e de tensão (Figura 35c).

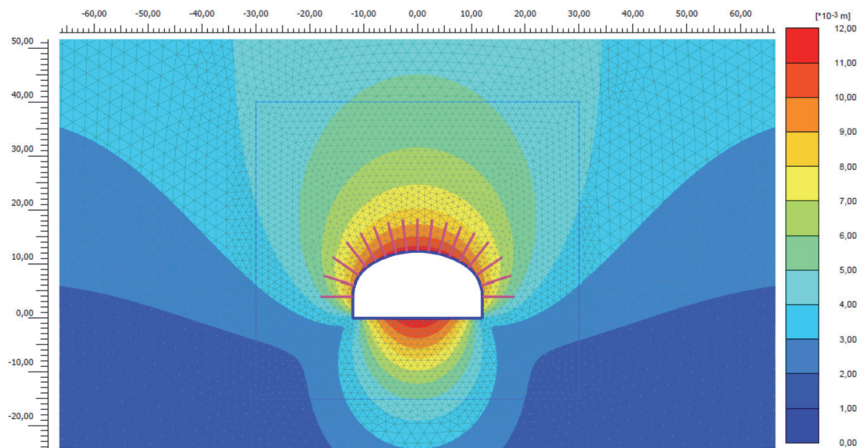
Desta forma, as medidas de reforço implementadas são:

- i. Reforço para o trecho da Junta J2 com chumbadores de resina com 6,0m de comprimento e arranjos em leque de 2,0 x 6,0m e recomendação de aplicação de concreto projetado com fibras de polietileno com espessura de 10cm (Figura 36a);
- ii. Reforço para o trecho da Junta J3 com chumbadores de resina de 6,0m de comprimento e arranjo em leque de 2,0 x 3,0m e aplicação obrigatória de concreto projetado com fibras de polietileno com espessura de 10cm (Figura 36b e Figura 37).

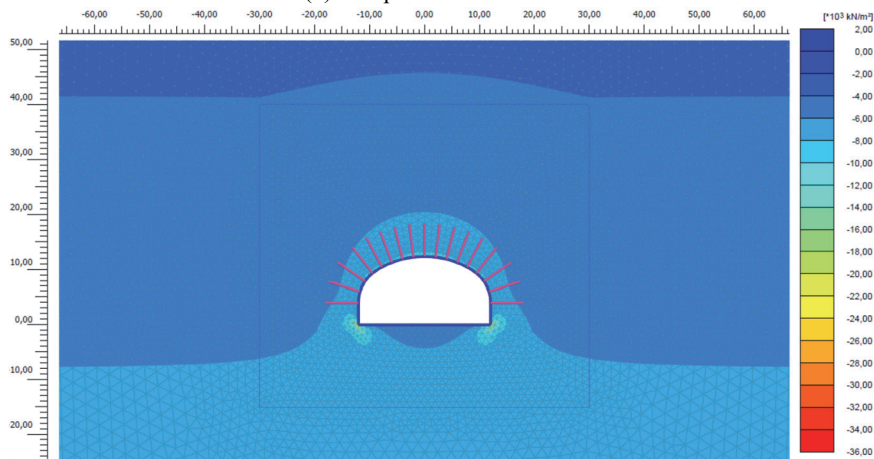
Os chumbadores de resina são executados com barras de aço nervuradas e tradas contra a corrosão, de 32,0mm de diâmetro nominal e carga de trabalho igual a 200kN. O concreto projetado com fibra de polietileno (6kg/m³) é aplicado em 2 camadas de 5,0cm, totalizando 10cm de espessura.



(a) Malha de 15776 elementos com sistema de reforço/revestimento



(b) Campo de deslocamentos



(c) Campo de tensões

Fig. 35 – Análises numéricas do sistema de reforço/revestimento do túnel com 10cm de concreto projetado e chumbadores em arranjo 2,0 x 3,0m com 6,0m de comprimento.



(a) Chumbadores e drenos profundos – Junta J2



(b) Chumbadores e drenos profundos – Junta J3

Fig. 36 – Execução dos leques de chumbadores e drenos horizontais profundos.



(a) Vista geral



(b) Detalhe dos leques de chumbadores e drenos

Fig. 37 – Obras de reforço e drenagem profunda concluídas no trecho da Junta J3.

10 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os túneis são fundamentais na infraestrutura de transportes, serviços e outros setores e atividades da sociedade. A garantia do uso contínuo e eficiente desses ativos exige gestão e manutenção da estrutura, além de conhecimento técnico das características e comportamento ao longo da operação. O processo de degradação de túneis é progressivo no tempo e se inicia no momento da sua construção. Pode ser acelerado pela modificação das condições originalmente previstas ou retardado por meio de ações de reabilitação e rotina de manutenção, resultando no aumento da vida útil e diferentes custos de obras corretivas e de recuperação.

A manutenção e inspeção regulares do túnel garante desempenho, eficiência e segurança, minimizando gastos elevados ou desnecessários de reparo e impactos resultantes dos paralisações e restrições de operação/tráfego para obras.

O planejamento da metodologia da inspeção deve considerar as condições de contorno, de construção e operacionais do túnel e identificar as anomalias e patologias com suas causas principais, avaliando a influência na estabilidade do túnel e a evolução a médio e longo prazos.

As inspeções visuais são essenciais para a identificação de problemas e apresentam vantagens tais como simplicidade, rapidez e baixo custo, além de não exigirem equipamentos sofisticados e minimizarem as interferências de operação do túnel. Contudo, tem limitações inerentes à

subjetividade das observações da equipe e a dependência das características visíveis das anomalias. Novas tecnologias têm auxiliado e complementado a inspeção visual, destacando-se a varredura a laser 3D, que apesar de mais dispendiosa, fornece visão geral abrangente das características do túnel em curto período de tempo e ainda possibilita o monitoramento de convergências ao longo do tempo.

As intervenções de recuperação em túneis devem ser avaliadas considerando, além dos custos envolvidos, tipo da anomalia, condições de acesso, duração da obra, restrições de fechamento da via/túnel, desempenho e durabilidade a longo prazo, obstrução/acessibilidade para inspeções e manutenção futuras. Vão desde reparos corretivos a estruturais, destacando-se o uso de concreto projetado com fibras pelo comportamento mecânico, custos e diversas vantagens executivas.

Por fim, este trabalho não tem a pretensão de exaurir um tema tão abrangente quanto a manutenção para gestão e operação de túneis e sim de contribuir com técnicas, métodos e experiências e incentivar e valorizar a atividade no Brasil.

11 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as contribuições e parcerias de Luiz Jacques de Moraes (in memoriam) e Guilherme Jacques de Moraes (JACMINAS), Tiago Barros e Paulo Ragone (MRS Logística), Lucas Oliveira Neno e Sérgio Figueira (PORTO SUDESTE DO BRASIL) e os incentivos de Tarcísio Celestino (USP), Jorge Almeida e Sousa (Univ. Coimbra) e Alberto Sayão (PUC-Rio) para a elaboração do trabalho.

12 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barton, N.; Grimstad, E. (2014). *Forty Years with the Q-System in Norway and Abroad*. Geoteknikk, pp. 4.1 – 4.25.
- Bieniawski, Z. T. (1993). *Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends*. Comprehensive Rock Engineering – Principles, Practice & Projects, V3, pp. 553-573, Pergamon Press.
- Bilfinger, W. (2005). *Impermeabilization Versus Drainage – Some Considerations Regarding Lining Loads*. Felsbau Rock and Soil Engineering, Vol. 3, pp. 55-61.
- CBT (2006). *Túneis do Brasil – Tunneling in Brazil*. Ed. Celestino et al., DBA Artes Gráficas, Comitê Brasileiro de Túneis, CBT, 322 p.
- Celestino, T.B. (2005). *Shotcrete and Waterproofing for Operational Tunnels*. Working Group N°12 Shotcrete Use, 5p.
- CETU (2015a). *Road Tunnel Inspection Guide Book 1*. Centre d'Etudes des Tunnels, Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement et Direction des Routes, France, 132 p.
- CETU (2015b). *Road Tunnel Inspection Guide Book 2*. Centre d'Etudes des Tunnels, Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement et Direction des Routes, France, 140 p.
- CIRIA (2009). *Tunnels inspection assessment and maintenance*. Report C671, Construction Industry Research and Information Association, 504 p.
- Feng, X. (2017). *Rock Mechanics and Engineering, V4: Excavation, Support and Monitoring*. CRC Pres, 728 p.
- FHWA (2005). *Highway and Rail Transit Maintenance and Rehabilitation Manual*. Federal Highway Adm. and Federal Transit Adm., FHWA-IF-05-017, Washington, DC, 276 p.
- FHWA (2015). *Tunnel Operations, Maintenance, Inspection and Evaluation Manual, TOMIE Manual*, Federal Highway Adm. and Federal Transit Adm., Bergeson & Ernst, 263 p.

- GEOPHI (2017a). *Projeto de Recuperação e Reforço do Túnel 7 da RUMO Logística, Serra de Santos, Km 90,630 – Km 90,727*. Relatório Técnico GPHI-PJ69-MC-414-14-001-R2, Geophi Engenharia, 94 p.
- GEOPHI (2017b). *Projeto Executivo de Recuperação do Túnel T31, Linha do Centro, MRS - Km 372 + 056*. Relatório Técnico GPHI-PJ80-MC-414-14-401-R0, Geophi Engenharia, 36 p.
- GEOPHI (2020a). *Avaliação das Condições Geotécnicas do Túnel Marinhos, Ramal Paraopeba, MRS - Km 554+000*. Relatório Técnico GPHI-PJ127-RT-414-00-001-R2, Geophi Eng., 29 p.
- GEOPHI (2020b). *Projeto Executivo de Recuperação do Túnel do Porto Sudeste*. Relatório Técnico GPHI-PJ99-MC-414-03-001-R2, Geophi Engenharia, 57 p.
- Grimstad, E.; Barton, N. (1993). *Updating of the Q-System for NMT*. Proc. Int. Symp. On Sprayed Concrete, Eds Kompen, Opsahl and Berg, Norwegian Concrete Assoc., Norway, pp. 43-66.
- Haack, A.; Schreyer, J.; Jackel, G.S. (1995). *State-of-the-art of Non-destructive Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining*. Tunnelling and Underground Space Technology, 10, pp. 413-431.
- Hoek, E; Kaiser, P. K.; Bawden W. F. (1994). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema. Rotterdam. Brookfield, 235 p.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*, Rocscience, 341 p.
- Ifimie, T. (2001). *Prolongation de la durée de vie des tunnels anciens par des travaux de réhabilitation*. - *Progress in Tunnel after 2000*. AITES-ITA World Tunnel Congress - Milano, SIG - Società Italiana Gallerie, STS - Swiss Tunnelling Society, V2, pp. 603-610.
- ITA (1991). *Report on the Damaging Effects of Water on Tunnels during Their Working Life*. Working Group on Maintenance, Tunnelling and Underground Space Tech., V6, pp. 11-76.
- ITA (1993). *Shotcrete for Rock Support: a summary report on the state of the art in 15 countries*. Tunneling and Underground Space Technology, V8, N4, pp 441 – 470.
- ITA (2001). *Study of methods for repair of tunnel linings*. Working Group No 6 Maintenance and Repair, 81 p.
- ITA (2006a). *Shotcrete for rock support – A summary report on state-of-the-art - Part A*. Report from the Working Group N°12 Shotcrete Use, 8 p.
- ITA (2006a). *Shotcrete for rock support – A summary report on state-of-the-art - Part B*. Report from the Working Group N°12 Shotcrete Use, 57 p.
- ITA (2010). *Shotcrete for rock support – A summary report on state-of-the-art - Part B*. Report from the Working Group N°12 Shotcrete Use, 15 p.
- Malafaia, A. (2015). *Inspecção de Túneis Ferroviários e as Limitações Impostas pela Operação*. Monografia, Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, IME, Rio de Janeiro, 12 p.
- MASSDOT (2018). *Tunnel Inspection Handbook, 2018 Edition*. Massachusetts Department of Transportation, 322 p.
- Montero, R; Victores, J.G; Martínez, S.; Jardón, S.A.; Balaguer, C. (2015). *Past, present and future of robotic tunnel inspection*. Automation in Construction, RoboticsLab, University Carlos III of Madrid, Spain, 20 p., <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2015.02.003>.

- NCHRP (2011). *Best Practices for Roadway Tunnel Best Practices for Roadway Tunnel Design, Construction, Maintenance, Inspection, And Operations*. Project 20-68A, National Cooperative Highway Research Program, 186 p.
- Palmström, A. (1996a). *Characterizing Rock Masses by the R_{Mi} for Use in Practical Rock Engineering – Part 1: The development of the Rock Mass index (R_{Mi})*. Journal of the Tunneling and Underground Space Technology, V 11, n. 2, pp. 175-188.
- Palmström, A. (1996b). *Characterizing Rock Masses by the R_{Mi} for Use in Practical Rock Engineering – Part 2: Some practical applications of the Rock Mass index (R_{Mi})*. Journal of the Tunneling and Underground Space Technology, V 11, n. 3, pp. 287-303.
- Palmström, A. (2009). *Combining the RMR, Q, and R_{Mi} classification systems*. Tunnelling and Underground Space Technology Vol. 24, pp 491-491; www.rockmass.net.
- Patterson, D.; Perry, J. (1998). *Geotechnical data and asset management systems for highways*. Proc. Conf. Maintenance Engineers, Nottingham, Surveyor and Municipal Journal, London, 8p.
- Sandrone, F.; Labiouse, V. (2011). *Identification and analysis of Swiss National Road tunnels pathologies*. Tunnelling and Underground Space Technology, 26, pp. 374–390.
- Sandrone, F.; Labiouse, V.; Mathier, J.F. (2007). *Data Collection for Swiss Road Tunnels Maintenance*. Geomechanik und Tunnelbau, 8 p.
- Singh, B.; Goel, R. (2006). *Tunnelling in Weak Rocks*. Elsevier Geo-Engng Book Series V5, 489 p.
- SIP (2018). *Infrastructure Maintenance Renovation and management*. Cross-Ministerial Innovation Promotion Program, Japão, 64 p.
- Stacey, T.R. (2001). *Membrane support mechanisms, loading mechanisms, desired membrane performance, and appropriate testing methods*. Proc. Colloquium Shotcrete and Membrane Support, S. Afr. Inst. Min. Metall., 20 p.
- Vasconcellos (1934). *Vias Brasileiras de Comunicação – Estrada de Ferro Central do Brasil – Linha do Centro e Rammas*. 5ª ed., Imprensa Nacional, Brasil, 525 p.

HOMOGENIZACIÓN DE BARRERAS DE ARCILLA PARA RESIDUOS NUCLEARES

Homogenization of bentonite barriers for nuclear waste

Antonio Gens^a, Ramon B. de Vasconcelos^a, Carlos E. Rodríguez^a, Jean Vaunat^a, María Victoria Villar^b

^a Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) – CIMNE, Barcelona, España.

^b CIEMAT, Madrid, España

RESUMEN – Las funciones de seguridad de las barreras de bentonita para residuos nucleares dependen principalmente del valor de su densidad seca (o porosidad). La evolución de esta variable durante la fase transitoria de la barrera es compleja. El artículo presenta una formulación teórica para calcular, mediante análisis numéricos acoplados, los cambios de densidad seca debidos a la hidratación de la barrera, prestando una especial atención a los procesos de homogenización. Se ha adoptado un modelo constitutivo de doble estructura para representar de forma más realista el comportamiento mecánico (tensión-deformación) de la bentonita. Utilizando la formulación presentada, se han simulado satisfactoriamente dos ensayos de hidratación, con distintas condiciones de contorno, sobre muestras que exhibían un elevado grado de heterogeneidad inicial. Los análisis predicen correctamente la saturación final de la muestra, el valor de la presión final de hinchamiento y, sobre todo, el proceso de homogenización que se produce durante los ensayos. El modelo de doble estructura utilizado ha permitido examinar los fenómenos de hidratación y homogenización desde una perspectiva más amplia.

ABSTRACT – The safety functions of bentonite barriers for nuclear waste depend mainly on the value of the dry density (or porosity) of the bentonite. The evolution of this variable during the transient phase of the barrier is complex. The paper presents a theoretical formulation to compute, by coupled numerical analyses, the changes in dry density that occur due to the hydration of the barrier, with special focus on the process of homogenization. A double structure constitutive model has been adopted to represent more realistically the mechanical (stress-strain) behaviour of the bentonite. Using the formulation presented, two hydration tests, with different boundary conditions, have been satisfactorily simulated. The samples exhibited a large degree of initial heterogeneity. The analyses predict correctly the final saturation of the samples, the value of the final swelling pressure and, especially, the homogenization process that takes place during the tests. The double structure model has allowed the examination of the hydration and homogenisation phenomena from a wider perspective.

Palabras Clave – Barreras de bentonita, residuos nucleares, homogenización.

Keywords – Bentonite barriers, nuclear waste, homogenization.

E-mails: antonio.gens@upc.edu (A. Gens), ramon.bvasc@gmail.com (R. Vasconcelos), carloserguez@gmail.com (C. Rodríguez), jean.vaunat@upc.edu (J. Vaunat), mv.villar@ciemat.es (M. Villar)

ORCID: orcid.org/0000-0001-7588-7054 (A. Gens), orcid.org/0000-0003-3579-9652 (J. Vaunat)

1 – INTRODUCCIÓN

Los residuos nucleares de alta actividad requieren un adecuado aislamiento de la biosfera durante períodos de tiempo muy largos de tal manera que, una vez termine el período de aislamiento total, las tasas de emisiones radioactivas sean extremadamente reducidas. Las principales fuentes de estos residuos son las centrales nucleares en forma de combustible gastado o como desechos vitrificados procedentes de las operaciones de reprocesamiento. Existe un amplio consenso en que el almacenamiento geológico profundo (AGP) es la opción más efectiva para alcanzar el aislamiento requerido (Chapman y McKinley 1987, NEA 1995, Mc Combie et al. 2000, IAEA 2011).

El AGP requiere la construcción de un repositorio a gran profundidad en una formación geológica apropiada. Aunque no son las únicas opciones, las rocas cristalinas, arcillosas o salinas son las principales candidatas a alojar estas instalaciones. Los repositorios estarán situados a varios centenares de metros de profundidad, su localización concreta estará controlada por las condiciones geológicas locales. El repositorio estaría constituido por una red de túneles a la que se accede mediante pozos y/o rampas. Los residuos se colocarían en galerías horizontales o en pozos verticales (Figura 1).

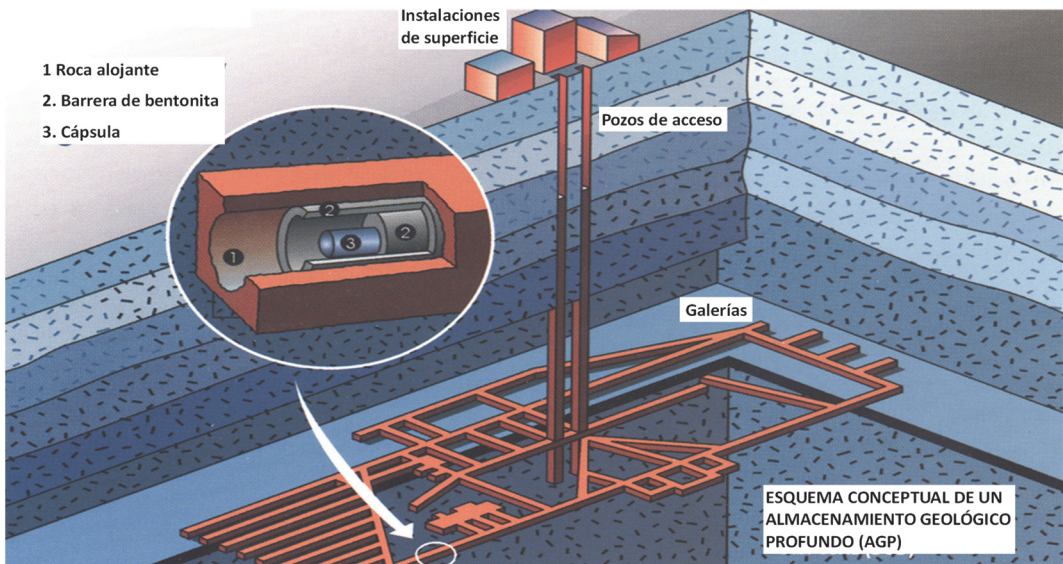


Fig. 1 – Esquema de un almacenamiento geológico profundo (AGP).

Todos los diseños de AGP recurren al concepto de multi-barrera para lograr el grado requerido de aislamiento (Figura 2). Este concepto se basa en la existencia de una serie de barreras sucesivas que contribuyen de manera conjunta a limitar las emisiones radioactivas por debajo de los umbrales de seguridad establecidos. En un diseño típico, los residuos, convenientemente tratados, se colocan en el interior de una cápsula metálica (la mayoría de veces de acero, pero el cobre también se ha considerado) que constituye la primera barrera. El espacio entre la cápsula y la roca se rellena con arcilla expansiva (bentonita) que forma la segunda barrera. Finalmente se encuentra barrera geológica constituida por la roca alojante. Por tanto, para alcanzar la biosfera, un radionucleido deberá atravesar sucesivamente el conjunto de barreras (Gens 2003).

La barrera de bentonita, objeto de este trabajo, cumple una serie de funciones importantes para la seguridad global del diseño (Sellin y Leupin 2003). Su reducida conductividad hidráulica limita el flujo advectivo de agua en las proximidades de los residuos y, además, retrasa significativamente cualquier transporte de solutos debido a sus propiedades de baja difusividad y elevada capacidad de

absorción. Además, las propiedades expansivas del material permiten que la arcilla cierre huecos y grietas que se puedan producir durante o después de la construcción. Otra función de la barrera de bentonita es proporcionar un soporte adecuado a la cápsula metálica que contiene los residuos. Finalmente, si la arcilla de la barrera posee una densidad suficientemente alta, la posible actividad microbiana (y sus posibles efectos sobre la corrosión) se verá limitada de forma significativa.

Desde el inicio, la barrera está sujeta a un complejo conjunto de fenómenos termo-hidro-mecánicos acoplados. Los residuos nucleares de alta actividad emiten calor debido a la desintegración de los elementos radioactivos que contienen. Este calor se transmite a través de la barrera por conducción y produce un aumento de temperatura que se atenúa con el tiempo debido a la progresiva disminución de la carga calorífica de los residuos. La bentonita se instala en estado parcialmente saturado y experimenta una progresiva hidratación por la entrada de agua de la roca circundante. Esta hidratación produce el desarrollo de la presión de hinchamiento en condiciones básicamente confinadas. Al mismo tiempo, se produce una redistribución de la humedad de la arcilla debido a fenómenos de evaporación cerca de la cápsula y condensación en las zonas más alejadas. Todos estos procesos interaccionan entre sí e influyen en el estado final de la barrera. Debido a la baja permeabilidad tanto de las formaciones geológicas alojantes como de la bentonita, el tiempo de saturación de la barrera es largo; como mínimo requiere varias décadas o, en el caso de rocas muy impermeables, puede requerir más de un siglo.

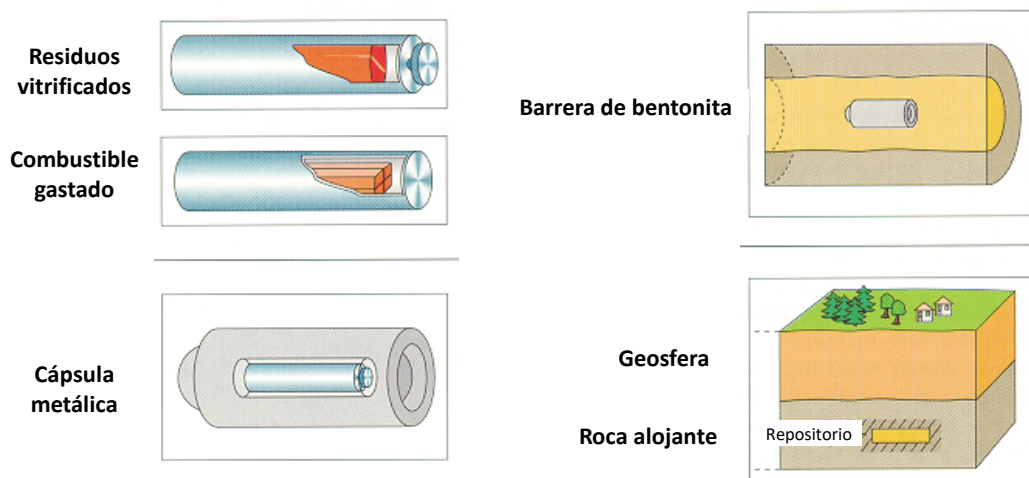


Fig. 2 – El concepto multi-barrera.

La bentonita empleada en la construcción de la barrera puede emplazarse en distintas formas. Se pueden utilizar, por ejemplo, bloques de bentonita compactada. Más recientemente se ha introducido el uso de bentonita granular formada por pellets (gránulos de bentonita fuertemente compactada) pues facilitan la construcción (Figura 3). Aunque los poros entre pellets tienen un volumen considerable, la densidad media que se obtiene para la barrera en su conjunto es adecuada debido al alto valor de la densidad seca de los pellets (típicamente superior a 2 g/cm³). Existen diseños que combinan los bloques de bentonita con la bentonita granular en la construcción de la barrera (Figura 4).

La consecución de la mayoría las funciones de seguridad de la barrera requiere que la bentonita exhiba una baja conductividad hidráulica y un potencial de hinchamiento importante. Para una bentonita determinada, estas dos propiedades dependen fundamentalmente de su grado de compactación, que se suele expresar en términos del valor de su porosidad o, más comúnmente (y de forma equivalente), su densidad seca. La Figura 5 muestra la variación de la conductividad



Fig. 3 – Pellets de bentonita (bentonita granular) (Nagra 2019).



Fig. 4 – Concepto de barrera de bentonita de NAGRA (agencia suiza de residuos radioactivos) combinado bloques de bentonita con bentonita granular.

hidráulica y la presión de hinchamiento de una bentonita sódica, MX-80, en función de la densidad seca. La presión de hinchamiento es un buen indicador de la capacidad de expansión de la bentonita. Se puede observar que la escala vertical es logarítmica lo que indica la fuerte dependencia de estas dos variables de pequeñas variaciones de la densidad seca. Resultados similares han sido obtenidos en otras bentonitas con distinta composición catiónica (e.g. Lloret et al. 2003 para la bentonita FEBEX). Aunque depende de la bentonita específica que se utilice, valores de densidad seca en el rango de $1.45\text{--}1.60\text{ g/cm}^3$ se consideran generalmente adecuados para que la barrera cumpla sus funciones de seguridad.

Dada la relevancia del valor de la densidad seca de la bentonita para el buen funcionamiento de la barrera, es necesario prestar atención a la distribución de esta variable y su evolución durante la fase transitoria de calentamiento e hidratación. Aunque la densidad media de la bentonita en la barrera es un parámetro importante, es preciso evaluar también el grado de heterogeneidad que pueda exhibir la barrera para poder estimar su efectividad real. Por ejemplo, la intensidad del flujo advectivo de agua estará principalmente controlada por las zonas de la barrera de menor densidad seca y, por tanto, de mayor conductividad hidráulica. De la misma manera, el flujo de gas

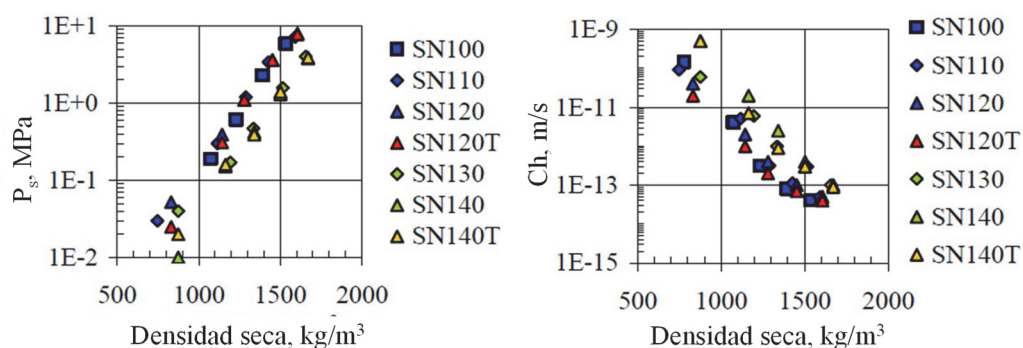


Fig. 5 – Variación de la presión de hinchamiento (P_s) y conductividad hidráulica (Ch) con la densidad seca de la bentonita sódica MX-80 (Karnland et al. 2007).

(procedente de la corrosión de la cápsula) transitará preferentemente por esas mismas zonas de menor densidad de la barrera. En este contexto, es necesario disponer de capacidades de simulación numérica contrastadas que permitan realizar cálculos y predicciones fiables sobre la evolución del estado de la barrera y la distribución final de densidad seca.

En este artículo se presenta un análisis numérico de dos ensayos de laboratorio en condiciones isotermas explícitamente diseñados para estudiar los procesos de homogenización entre un bloque de bentonita compactada y bentonita granular (pellets). En primer lugar, se examina la evidencia experimental sobre la evolución de la heterogeneidad de la barrera observada en diversos ensayos de campo realizados en laboratorios subterráneos. A continuación, se describe sumariamente la formulación teórica y las leyes constitutivas utilizadas para realizar las simulaciones numéricas. Posteriormente, se describen brevemente los ensayos realizados y las características principales del modelo numérico empleado. Finalmente se presentan y discuten los resultados de los análisis y su comparación con los resultados experimentales prestando una atención especial al grado de homogenización alcanzado.

2 – HETEROGENEIDAD Y HOMOGENIZACIÓN EN BARRERAS. EVIDENCIA EXPERIMENTAL

Inevitablemente, siempre existirá un cierto grado inicial de heterogeneidad en la barrera, independientemente del método de construcción. La irregularidad de la sección del túnel o la existencia de huecos tecnológicos (juntas entre bloques, espacio entre la barrera y la superficie del túnel) producirán zonas de distinta densidad una vez la bentonita se hidrate y se expanda hasta rellenar los distintos huecos y cavidades. Otra fuente de heterogeneidad es la posible segregación durante el emplazamiento de la bentonita granular o la combinación en la misma sección de bloques y pellets. Además, la distribución de densidad en la barrera sufrirá cambios durante el período transitorio debido a los efectos acoplados de calentamiento, hidratación, transporte de vapor y desarrollo de presiones de hinchamiento. Dada la complejidad del problema, se han realizado un cierto número de observaciones directas del estado final de la barrera en ensayos a gran escala realizados en diversos laboratorios subterráneos. En esta sección se presentan algunos de los más característicos.

El ensayo EB (Mayor et al. 2007) se llevó a cabo en el laboratorio subterráneo de Mont Terri, situado en el cantón del Jura en Suiza y excavado en la arcilla Opalinus (Thury y Bossart 1999). Consiste en la hidratación, bajo condiciones isotermas, de una sección compuesta por bentonita granular y bloques compactados de bentonita (Figura 6). El túnel del ensayo tenía forma de herradura con una altura de 2.25 m y un ancho de 3 m. La longitud de la barrera ensayada fue de 6 m. Los

bloques sostienen un cilindro metálico (4.54 m de longitud y 0.97 m de diámetro) que simula la presencia de una cápsula metálica. En el ensayo se utilizó la bentonita FEBEX procedente de la cantera del Cortijo de Archidona en Almería, España (Villar 2002, Lloret et al. 2003, Huertas et al. 2006). Inicialmente, los bloques tenían una densidad seca de 1.69 g/cm^3 y una humedad del 14.4 %, mientras que la densidad seca media de la bentonita granular, una vez emplazada, era de 1.36 g/cm^3 y su humedad el 4.2%. Se adoptó un sistema de hidratación artificial para disminuir los tiempos de saturación de la barrera.

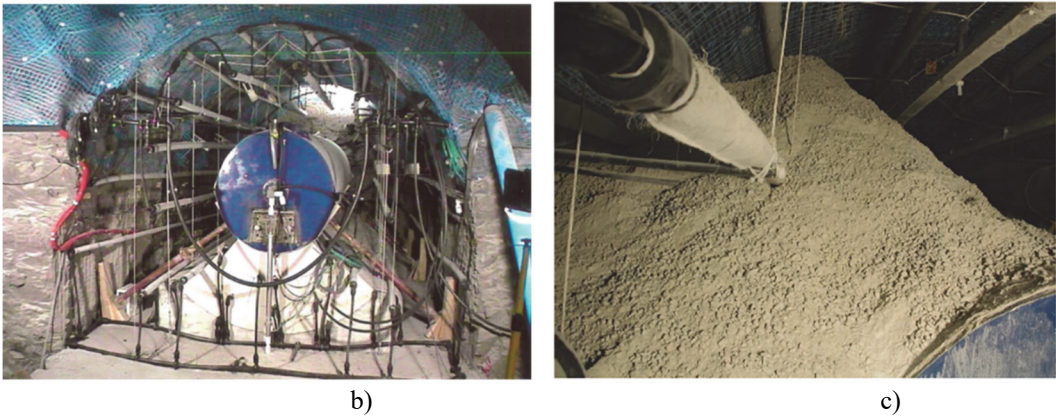
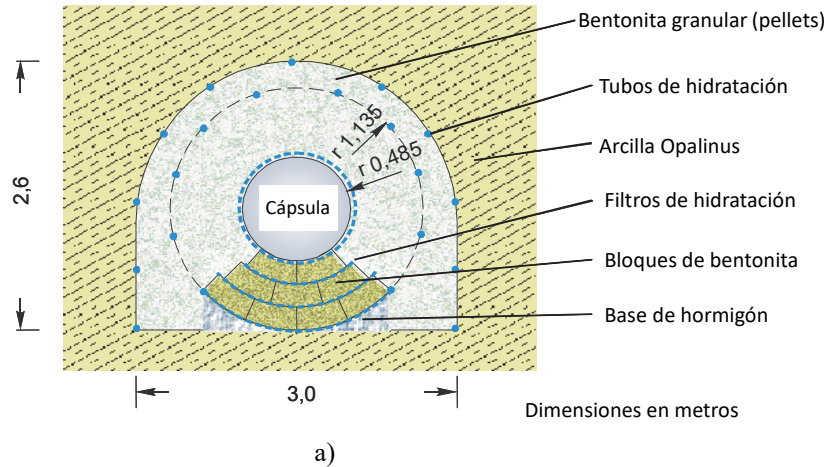


Fig. 6 – Ensayo EB. a) Sección del ensayo, b) construcción del experimento (son visibles los tubos de hidratación), c) emplazamiento de la bentonita granular.

El experimento se desmanteló después de 10.7 años de hidratación y se pudo comprobar que la barrera estaba prácticamente saturada en todas las secciones (Mayor y Velasco 2014). Durante el desmantelamiento se extrajeron numerosas muestras para una determinación detallada del estado de la barrera. Los contornos de densidad seca observada al final del ensayo se muestran en la Figura 7 para dos secciones representativas. Se puede observar que en la dirección vertical se ha producido una homogenización prácticamente completa; la zona ocupada por los bloques ha disminuido su densidad mientras que la densidad de la zona superior de bentonita granular ha aumentado la suya hasta acabar siendo aproximadamente iguales. También se advierte que, en la zona de las esquinas inferiores, la densidad al final del ensayo es muy baja debido a la dificultad de conseguir un adecuado emplazamiento de la bentonita granular en esa zona a causa de la geometría de la sección del experimento.

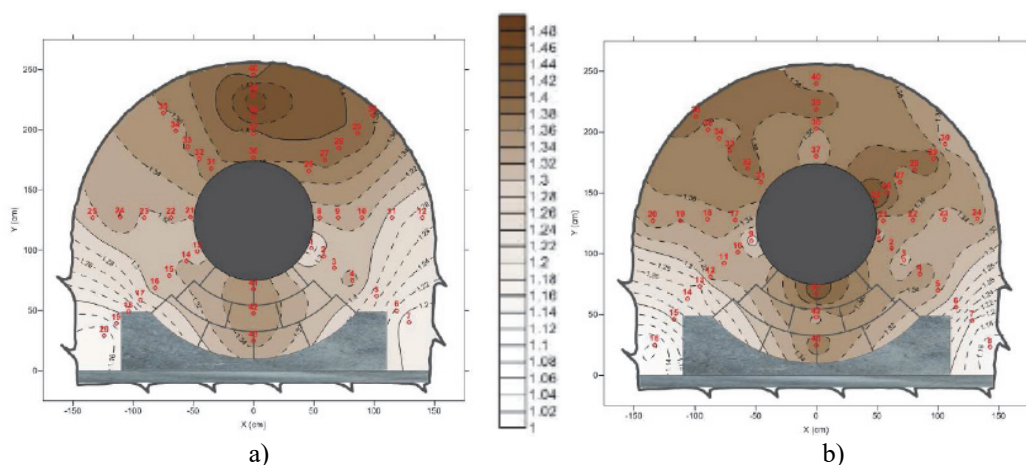


Fig. 7 – Contornos de densidad seca al finalizar el ensayo EB (Mayor y Velasco 2014). a) Sección A1-25, b) Sección E.

El ensayo Canister Retrieval Test (CRT) (Thorsager et al. 2002) se desarrolló en el laboratorio subterráneo de Aspö, situado en Suecia y excavado en granito (Bäckblom 1991). Se perforó un pozo vertical de 8.55 m de profundidad y 1.75 m de diámetro en el que se instaló un calentador que simula el efecto térmico de una cápsula de residuos radioactivos. La barrera se construyó mediante bloques de bentonita sódica MX-80 compactada de 1.65 m de diámetro. La densidad seca de los bloques estaba en el rango de 1.71-1.79 g/cm³ y su humedad media era del 17%. El espacio anular de 5 cm de espesor adyacente a la roca se rellenó mediante pellets de la misma bentonita los cuales, una vez emplazados, alcanzaron una densidad seca de aproximadamente 1.0 g/cm³. La barrera se hidrató de forma artificial mediante unos filtros colocados en el contacto entre la roca y los pellets. La Figura 8 muestra diversos aspectos del ensayo.

La barrera de bentonita estuvo sujeta a calentamiento e hidratación artificial durante un período de 5.5 años, que fue suficiente para la saturación de la barrera en los anillos colocados rodeando el calentador. El desmantelamiento subsiguiente permitió determinar el estado de homogenización de la barrera. Un resultado característico se presenta en la Figura 9. Se puede comprobar que, a pesar de la gran diferencia inicial de densidad seca entre bloque y pellets, el estado final es básicamente homogéneo en toda la sección; la densidad seca en la zona de pellets es del orden de 0.1 g/cm³ menor.

Finalmente, el ensayo FEBEX (Huertas et al. 2006) fue realizado en el laboratorio subterráneo de Grimsel, situado en los Alpes suizos y también excavado en granito (Keusen et al. 1989). El esquema del experimento se presenta en la Figura 10a. Para el ensayo, se excavó un túnel circular de 2.28 m de diámetro en el que instalaron dos calentadores de 4.54 m de longitud y 0.90 m de diámetro para representar dos cápsulas de residuos radioactivos. La barrera de bentonita se constituyó mediante bloques compactados de bentonita FEBEX con una densidad seca de 1.69 g/cm³ y una humedad del 14.4% (que corresponde a un grado de saturación del 60%). Debido a la existencia de juntas entre los bloques y de espacio entre la barrera y la roca, la densidad seca media considerando todo el volumen del túnel fue de 1.60 g/cm³. La longitud total del experimento era de 17.4 m y ocupaba la sección final del túnel. En la Figura 10b se muestra el aspecto de la barrera en su estado inicial. Se puede observar que en este caso el estado inicial de la barrera es básicamente homogéneo.

El experimento se realizó fijando la temperatura máxima en la bentonita a 100°C. En este caso la hidratación de la barrera fue natural por el agua procedente del macizo rocoso que albergaba el experimento.

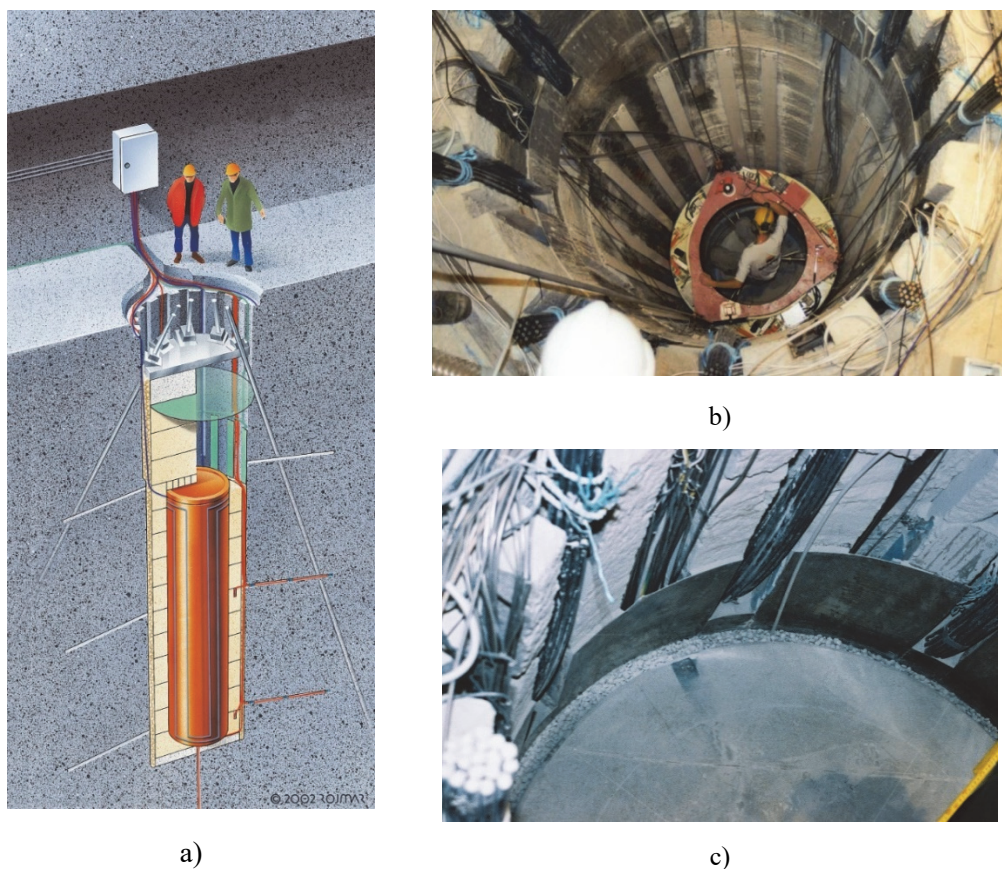


Fig. 8 – Ensayo CRT (Canister Retrieval Test). a) Esquema del ensayo, b) construcción del ensayo, c) vista superior de la barrera (se puede observar la capa de pellets entre el bloque y la roca). (Thosrsager et al. 2002).

El periodo de calentamiento se mantuvo por un período de 18.3 años procediendo al desmantelamiento del ensayo inmediatamente a continuación (García Siñériz et al. 2016). Excepcionalmente, este ensayo fue también objeto de un desmantelamiento parcial después de 5 años de calentamiento que supuso la extracción del primer calentador y la barrera circundante, mientras que la sección del segundo calentador continuaba en las mismas condiciones de ensayo (Bárcena et al. 2003). Esto permitió realizar observaciones directas del estado de la barrera en dos momentos distintos de la evolución de la barrera. Se comprobó, en los dos desmantelamientos, que la hidratación había sido muy uniforme a lo largo de todo el experimento y que el estado de la barrera mostraba una marcada simetría radial (Villar et al. 2005, 2020a, 2020b, Gens et al. 2009). La Figura 10c muestra el aspecto de la barrera al final del ensayo.

Los resultados más significativos de la determinación del estado de la barrera se presentan en la Figura 11. La Figura 11a muestra la distribución de humedades en la barrera después de 5 y 18.3 años de calentamiento e hidratación, respectivamente. Puede observarse que, como cabría esperar, la humedad aumentó entre los dos desmantelamientos debido al proceso de saturación progresiva de la barrera. Se pudo comprobar al final del ensayo que toda la barrera se encontraba saturada o muy próxima a la saturación completa. La distribución de densidad seca observada se representa en la Figura 11b. Es muy interesante comprobar que los procesos térmicos y de hidratación han transformado el estado homogéneo inicial de la barrera en un estado heterogéneo que presenta un

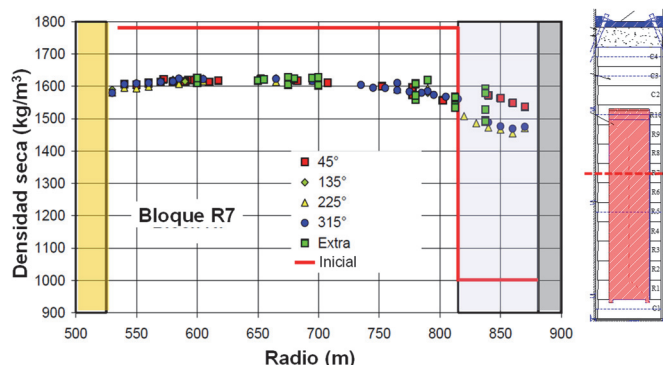


Fig. 9 – Ensayo CRT (Canister Retrieval Test). Distribución de densidad seca después del ensayo. Sección R7 (Johannesson 2007).

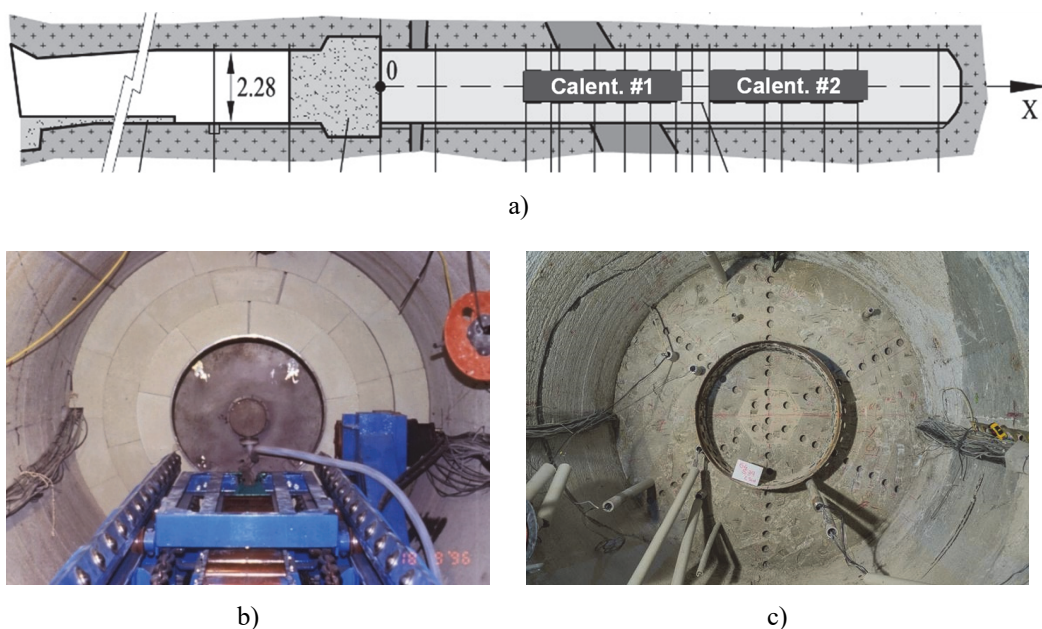


Fig. 10 – Ensayo FEBEX. a) Esquema del ensayo, b) aspecto inicial de la barrera, c) aspecto de la barrera al final del ensayo.

gradiente de densidad seca desde valores altos cerca del calentador a valores más reducidos cerca de la roca. También es muy interesante constatar que no hay diferencia entre la distribución de densidad seca a los 5 años de ensayo y al final. Es evidente que la heterogeneidad se desarrolla en una etapa temprana de la evolución de la barrera y que, desde ese momento, se mantiene básicamente invariable.

Como se puede comprobar, la evidencia obtenida en ensayos a gran escala es dispar. Por un lado, secciones inicialmente heterogéneas exhiben una gran capacidad de homogeneización, mientras que, por otro lado, secciones inicialmente homogéneas sometidas a acciones térmicas e hidráulicas radialmente uniformes desarrollan una marcada heterogeneidad. Estas observaciones

motivaron la decisión de desarrollar un proyecto de investigación europeo (proyecto BEACON) para estudiar esta cuestión de una forma más sistemática y fundamental mediante, entre otras tareas, la realización de ensayos de laboratorio específicamente dirigidos a observar los procesos de homogenización. Otro objetivo es comprobar la capacidad de las herramientas numéricas disponibles para reproducir el comportamiento observado. Los trabajos que se describen a continuación se enmarcan en dicho proyecto.

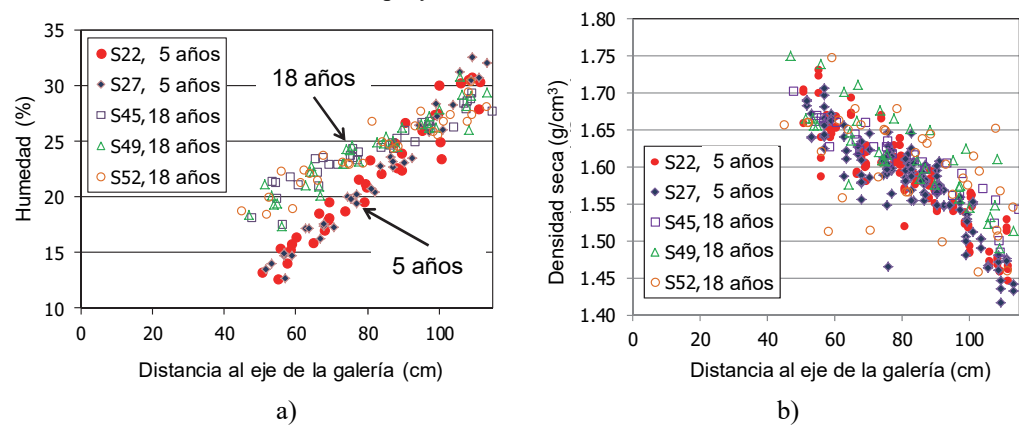


Fig. 11 – Ensayo FEBEX. a) Distribución de la humedad después de 5 y 18.3 años de calentamiento, b) Distribución de la densidad seca después de 5 y 18.3 años de calentamiento (Villar et al. 2020b).

3 – FORMULACIÓN NUMÉRICA

3.1 – Aspectos generales

El análisis de las barreras de bentonita bajo efectos térmicos y de hidratación requieren herramientas de cálculo basadas en formulaciones termo-hidro-mecánicas acopladas para tener en cuenta de forma adecuada los distintos fenómenos que inciden en su comportamiento. Dichas formulaciones se basan en el establecimiento de ecuaciones de balance que expresan principios físicos básicos: conservación de la energía, conservación de la masa de sólido, de agua y de aire y equilibrio (en ausencia de efectos dinámicos). A cada una de estas ecuaciones (excepto la del sólido) le corresponde una incógnita principal del problema: temperatura, presión (o potencial) del líquido y del gas, y desplazamientos. La formulación se completa con las ecuaciones constitutivas que describen los distintos fenómenos considerados y que contienen sus diversas interacciones (Olivella et al. 1994, Gens y Olivella 2000).

La formulación adoptada en los análisis que aquí se presentan está desarrollada en el marco conceptual de un material de doble estructura que distingue entre dos niveles: la macroestructura y la microestructura (Gens y Alonso 1992, Sánchez 2004, Mašin 2013, Wang y Wei 2015, Dieudonné et al. 2017, Ghidiasri et al. 2018, Navarro et al. 2020a, 2020b). Microporosidad y macroporosidad se refieren al volumen de poros correspondientes a cada nivel estructural. El objetivo es representar mejor la estructura real del material y conseguir una modelización más realista de su comportamiento. La Figura 12a muestra un detalle muy ampliado de la estructura de la bentonita FEBEX compactada. Se observa claramente una macroestructura formada por agregados de arcilla con una disposición cuasi-granular. La microestructura corresponde al interior de los agregados donde se producen los procesos físico-químicos básicos que subyacen a las propiedades expansivas de estas arcillas. Los resultados de la porosimetría de intrusión de mercurio (MIP) de la Figura 12b

reflejan claramente los dos tipos de porosidad asociados a cada uno de los niveles estructurales. En el caso de materiales a base de pellets de bentonita, la doble estructura es todavía más evidente.

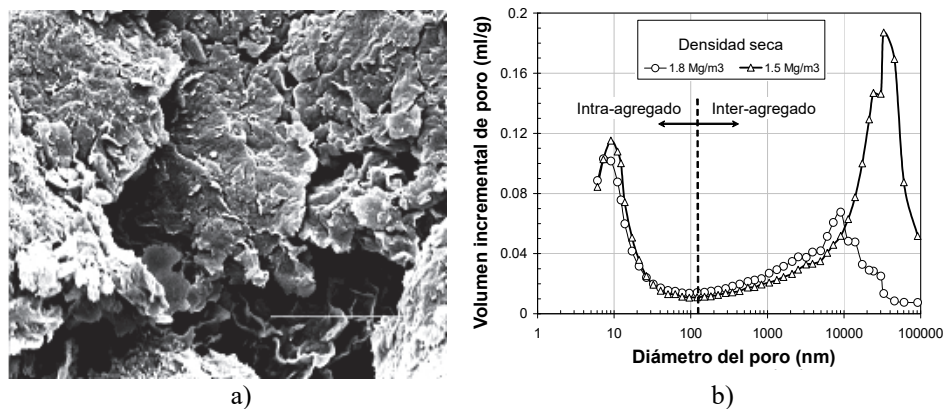


Fig. 12 – a) Imagen SEM de la bentonita FEBEX compactada, b) Resultado de la porosimetría MIP para dos muestras de bentonita FEBEX con distintas densidades secas (Lloret et al. 2003).

En las siguientes secciones se describen de forma sumaria los aspectos más importantes de la formulación utilizada. Puesto que los ensayos que se analizan fueron realizados en condiciones isotermas, la componente térmica de la formulación no se incluye en esta descripción. Los detalles completos de la formulación, incorporando los aspectos térmicos, se presentan en Vasconcelos (2021).

3.2 – Ecuaciones de balance

La Figura 13 presenta el diagrama de fases para un medio poroso no saturado de doble estructura. Es conveniente definir las fracciones volumétricas de la microporosidad, la macroporosidad y la fase sólida, respectivamente:

$$\overline{\phi}_m = \frac{V_{pm}}{V} \quad \overline{\phi}_M = \frac{V_{pM}}{V} \quad \overline{\phi}_s = \frac{V_s}{V} \tag{1}$$

donde V significa volumen total, V_{pm} el volumen de microporos, V_{pM} el volumen de macroporos y V_s el volumen de sólidos. Su suma debe ser 1. Naturalmente, la porosidad total, ϕ , es la suma de las fracciones volumétricas micro y macro:

$$\phi = \overline{\phi}_m + \overline{\phi}_M \tag{2}$$

Para el desarrollo de la formulación de doble estructura se ha supuesto que puede haber desequilibrio hidráulico entre la microestructura y la macroestructura. En tal caso, habrá un intercambio de masa de agua entre los dos niveles. También se ha supuesto que el flujo advectivo de agua se produce únicamente a través de la macroestructura. Las ecuaciones de balance de masa de sólido, agua macroestructural y agua microestructural resultantes son, respectivamente:

$$\frac{D\overline{\phi}_M}{Dt} = \frac{(1 - \overline{\phi}_m - \overline{\phi}_M)}{\rho_s} \frac{D\rho_s}{Dt} + (1 - \overline{\phi}_m - \overline{\phi}_M) \frac{dz_v^{m \rightarrow M}}{dt} - \frac{D\overline{\phi}_m}{Dt} \tag{3}$$

$$\frac{D(\theta_{LM}^w S_{L2} + \theta_{gM}^w S_{gM})}{Dt} \bar{\phi}_M + (\theta_{LM}^w S_{LM} + \theta_{gM}^w S_{g2}) \left(\frac{d\bar{\epsilon}_{vM}}{dt} \right) \nabla \cdot (\mathbf{j}_{LM}^w + \mathbf{j}_{gM}^w) = -I^w \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \bar{\phi}_m \frac{D(\theta_{Lm}^w S_{Lm} + \theta_{gm}^w S_{gm})}{Dt} - (\theta_{Lm}^w S_{Lm} + \theta_{gm}^w S_{gm}) \left(\frac{d\bar{\epsilon}_{vm}}{dt} \right) \\ = I^w - (\theta_{Lm}^w S_{Lm} + \theta_{gm}^w S_{gm})(1 - \phi) \frac{d\rho_s}{\rho_s} \end{aligned} \quad (5)$$

donde t es el tiempo, $\bar{\phi}$ es la fracción volumétrica, ϕ es la porosidad total, ρ es la densidad, θ es la fracción másica, S el grado de saturación, ϵ_v la deformación volumétrica, $\mathbf{j}$ los flujos advectivos, y Γ^w el término de intercambio de agua entre la microestructura y la macroestructura. Como se ha indicado anteriormente, los subíndices m , M , s , L y g significan micro, macro, sólido, líquido y gas respectivamente. El superíndice w se refiere a la especie agua. El símbolo D indica derivada material.

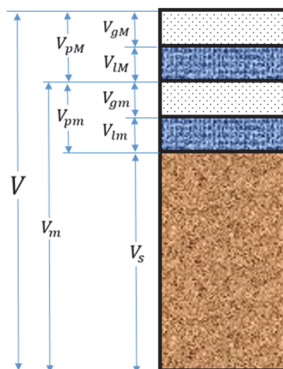


Fig. 13 – Diagrama de fases para un medio poroso no saturado de doble estructura. Los subíndices m , M , s , l y g significan micro, macro, sólido, líquido y gas, respectivamente.

Se puede constatar que los términos advectivos no aparecen en la ecuación de balance de agua de la microestructura lo que permite tratar la presión (o potencial) del agua microestructural como una variable de estado, reduciendo de esta manera el tamaño del sistema de ecuaciones a resolver. Para el intercambio de agua entre los dos niveles estructurales se utiliza una ley lineal:

$$I^w = \gamma(s_m - s_M) \quad (6)$$

donde s es la succión y γ es un parámetro que controla la velocidad del intercambio de agua.

Se considera que el estado de tensiones totales es el mismo en los dos niveles estructurales por lo que la ecuación de equilibrio es simplemente:

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (7)$$

donde $\boldsymbol{\sigma}$ es el tensor de tensiones totales y $\mathbf{b}$ las fuerzas de masa.

3.3 – Ecuación constitutiva mecánica

Los procesos referentes a la homogenización de la densidad seca y cambios de porosidad están controlados principalmente por la ecuación constitutiva mecánica del material. La ley utilizada es el resultado de la evolución de una serie de modelos de doble estructura que se han desarrollado a lo largo del tiempo (Gens y Alonso 1992, Alonso et al. 1999, Sanchez 2004, Sanchez et al. 2005, 2008, Vasconcelos 2021). La hipótesis básica es que la macroestructura no influye sobre el comportamiento microestructural (dominado por los fenómenos físico-químicos que suceden a nivel de la partícula de la arcilla) mientras que la deformación microestructural afecta a la macroestructural de una forma a menudo irreversible. Esta influencia se define mediante dos funciones de interacción, una referente al hinchamiento de la microestructura y la otra a su contracción.

Como tanto la macroestructura como la microestructura pueden estar en condiciones no saturadas, es necesario definir dos variables constitutivas para cada uno de los niveles (Gens 2010) que se presentan en la Tabla 1. Como se ha indicado anteriormente, se adopta la hipótesis de que las tensiones totales son las mismas para los dos niveles estructurales.

Tabla 1 – Variables constitutivas para los dos niveles estructurales.

	Primera variable constitutiva, PVC	Segunda variable constitutiva, SVC
nivel microestructural	Tensión efectiva de Bishop $\sigma'_{1m} = \sigma_1 - P_{gm} \mathbf{I} + S_{Lm} S_m \mathbf{I}$	succión micro $s_m = \max (P_{gm} - P_{Lm}, 0)$
nivel macroestructural	Tensión neta $\sigma''_M = \sigma_M - P_{gM} \mathbf{I}$	succión macro $s_2 = \max (P_{gM} - P_{LM}, 0)$

El comportamiento de la microestructura se considera reversible por lo que se modela mediante un modelo elástico no lineal caracterizado por un módulo de deformación volumétrica, K_m , dependiente de la tensión efectiva media, p'_m , en la microestructura:

$$K_m = \frac{p'_m}{(1 + \phi_m) \kappa_m} \tag{8}$$

donde κ_m es un parámetro del modelo.

El comportamiento macroestructural se representa por el modelo BBM (Alonso et al. 1990). La deformación volumétrica plástica macroestructural debido a las deformaciones microestructurales están definidas por las dos funciones de interacción (de compresión y de hinchamiento). Las funciones de interacción dependen del grado de apertura de la macroestructura, representado por la distancia (normalizada) del estado de tensiones a la superficie de fluencia. Las funciones de interacción utilizadas en los análisis son:

$$f_\beta = \begin{cases} f_{MC}^{(1)} + (f_{MC}^{(0)} - f_{MC}^{(1)}) - (1 - \mu_\beta)^{\eta_{MC}} \text{ si } \omega_\beta = +1 \\ f_{MS}^{(1)} + (f_{MS}^{(0)} - f_{MS}^{(1)}) - (1 - \mu_\beta)^{\eta_{MS}} \text{ si } \omega_\beta = -1 \end{cases} \tag{9}$$

Información adicional sobre el modelo constitutivo, incluyendo su formulación matemática completa, se encuentra en Vasconcelos (2021).

3.4 – Ecuaciones constitutivas hidráulicas

La componente hidráulica de la formulación requiere definir algunas leyes constitutivas básicas. Los flujos advectivos de agua en la macroestructura se consideran que están gobernados por la ley generalizada de Darcy:

$$\mathbf{q}_{LM} = -\frac{\mathbf{k}_{LM}k_{rLM}}{\mu_L}(\nabla P_{LM} - \rho_{LM}\mathbf{g}) \quad (10)$$

donde $\mathbf{k}_{LM}$ es la permeabilidad intrínseca, k_{rLM} es la permeabilidad relativa (dependiente del grado de saturación) y μ_L es la viscosidad de la fase líquida. Se considera que la variación de la permeabilidad intrínseca depende solo de los cambios de porosidad de la macroestructura:

$$\mathbf{k}_{LM} = \mathbf{k}_{oLM} \exp[b(\bar{\phi}_M - (\bar{\phi}_o)_M)] \quad (11)$$

Finalmente, la curva de retención relaciona la succión (o potencial) con el grado de saturación. Para definirla, se utiliza la expresión de Van Genuchten (1978):

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{S}{P_o} \right)^{1/(1-\lambda_o)} \right]^{-\lambda_o} \left(1 - \frac{S}{P_d} \right)^{\lambda_d} \quad (12)$$

donde P_o , P_d , λ_o y λ_d son parámetros del modelo.

4 – DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Los ensayos fueron realizados en los laboratorios de CIEMAT en Madrid. El aparato es un edómetro en el que se puede mantener el volumen total de la muestra constante (Figura 14). La muestra tiene 10 cm de largo y 10 cm de diámetro y está dividida en dos mitades. Los 5 cm superiores están ocupados por un bloque de bentonita compactado mientras que los 5 cm inferiores están rellenos de pellets (bentonita granular). La célula está instalada en un marco rígido que permite imponer que no haya cambio global de volumen durante el ensayo. Existe un transductor de desplazamiento para comprobar que el desplazamiento es efectivamente despreciable y una célula de carga para medir la fuerza axial que se desarrolla. El agua para la hidratación de la muestra se suministra a través de un disco poroso situado en la base. Por tanto, el agua penetra por la zona de los pellets para progresar posteriormente hacia el bloque.

Para la formación de las muestras se utilizó la bentonita FEBEX. Se han analizado dos ensayos: MGR22 y MGR23. Los bloques se compactaron a la humedad higroscópica del 14% hasta alcanzar una densidad seca de 1.60 g/cm³. Las densidades de los pellets individuales eran del orden de 2.11-2.13 g/cm³ mientras que el conjunto granular resultante tenía una densidad seca de 1.28-1.30 g/cm³, muy inferior a la del bloque. La humedad de los pellets era 10% en el ensayo MGR 22 y 3.5% en el ensayo MGR23.

La principal diferencia entre los dos ensayos radica en la forma de hidratación. En el ensayo MGR22, la hidratación se produce mediante un flujo constante nominal de 0.05 cm³/h mientras que en el ensayo MGR23 se aplica una presión de agua constante de 15 kPa. Las condiciones de hidratación se mantuvieron constantes hasta el final de los ensayos (256 días en el caso del MGR22 y 210 días para el MGR23). Durante la hidratación, el disco poroso superior se mantuvo abierto a la atmósfera y se midieron la carga axial, el desplazamiento de la parte superior de la muestra (prácticamente nulo) y el volumen de entrada de agua. Al finalizar el ensayo, las muestras fueron desmanteladas y se determinaron las distribuciones de humedad y densidad seca en seis secciones distribuidas uniformemente a lo largo de la muestra. Una descripción completa del equipo y los ensayos realizados se presenta en Villar et al. (2021).

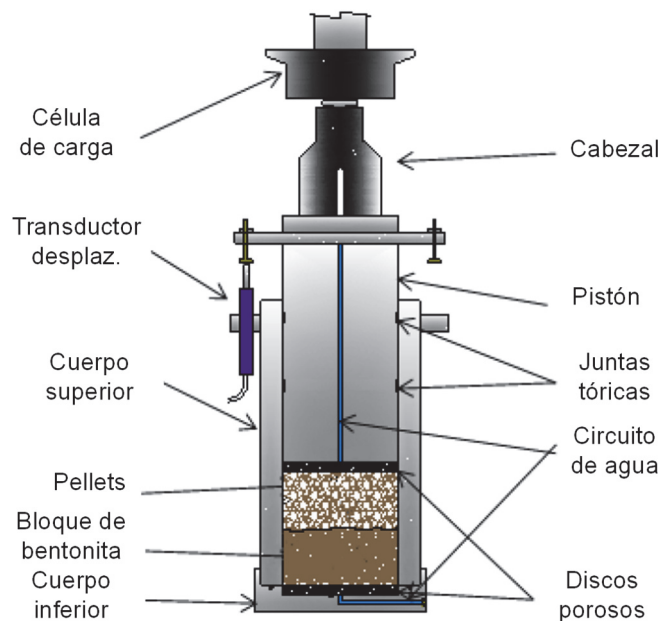


Fig. 14 – Esquema del aparato de ensayo (Villar et al. 2021).

5 – ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS Y DISCUSIÓN

5.1 – Características principales de los análisis

La formulación acoplada hidromecánica descrita anteriormente se ha aplicado al análisis de los ensayos MGR22 y MGR23. El dominio de cálculo es axisimétrico con un radio de 5 cm y una altura de 10 cm y ha sido discretizado mediante 400 cuadriláteros lineales, con un total de 451 nodos (Figura 15a). Se ha utilizado un esquema de integración selectivo para asegurar el buen funcionamiento de los elementos lineales. Se puede observar que la malla se refina cerca del contacto bloque/pellets y en las proximidades de la superficie de hidratación, donde se esperan los mayores gradientes. Las condiciones de contorno de desplazamiento se ilustran en la Figura 15b. No se ha considerado en los análisis la fricción entre la muestra y el cilindro que la contiene.

Los parámetros de los materiales se han derivado de la extensa información disponible sobre la bentonita FEBEX, tanto en forma de bloques como de pellets (e.g. Villar 2002, Lloret et al. 2004, Huertas et al. 2006, Lloret y Villar 2007). Dadas las características de los ensayos a simular, se ha dado especial importancia a los ensayos de presión de hinchamiento de Lloret et al. (2003) y Hoffman et al. (2007).

Una componente importante de los análisis es la selección de la curva de retención, frecuentemente un factor clave en las predicciones de hidratación. Con el modelo de doble estructura es necesario especificar una curva de retención para la microestructura y otra para la macroestructura. La curva de retención que se determinaría en el laboratorio sería una media de las dos, en proporción a sus fracciones volumétricas. La Figura 16 muestra las curvas de retención (micro, macro y global) para pellets y bloques. Puede observarse que hay una diferencia significativa en las curvas de retención de la macroestructura de pellets y bloques reflejando los distintos tamaños y disposición de los macroporos. Finalmente, el valor del parámetro de intercambio de agua

seleccionado, Γ^w , es de $4 \times 10^{-6} \text{ kg/s/m}^3/\text{MPa}$, que corresponde a un equilibrado rápido de la succión entre los dos niveles estructurales.

Como consecuencia de usar el modelo de doble estructura, hay que particionar la porosidad total entre microporosidad y macroporosidad. La división se ha basado en los ensayos de porosimetría MIP realizados por CIEMAT para determinar el estado inicial de la muestra (Villar et al. 2021). En el caso del bloque, la porosidad inicial es 0.404, dividida en fracciones volumétricas de 0.216 (micro) y 0,188 (macro) mientras que la porosidad de la zona de pellets es de 0.528, dividida en fracciones volumétricas de 0.323 (micro) y 0,205 (macro). La succión inicial de 180 MPa se ha derivado de los valores de humedad y las correspondientes curvas de retención. Se ha supuesto que inicialmente la microestructura y la macroestructura están en equilibrio hidráulico.

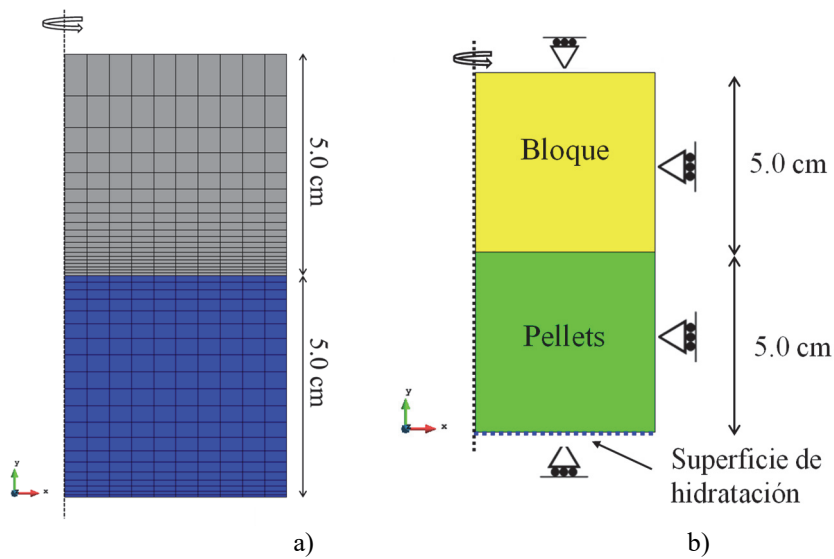


Fig. 15 – a) Dominio de análisis y discretización, b) condiciones de contorno.

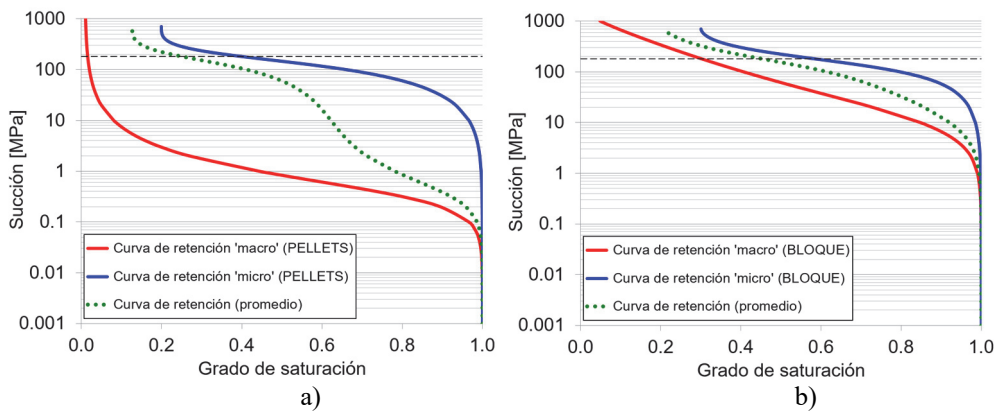


Fig. 16 – Curvas de retención. a) pellets, b) bloque de bentonita.

5.2 – Análisis del ensayo MGR22

Para la simulación del ensayo MGR22, se ha seguido lo más fielmente posible el protocolo experimental real del ensayo incluyendo un período inicial de 10 días sin entrada de agua seguidos por una inyección de agua constante de $0.047 \text{ cm}^3/\text{h}$ (en vez del $0.05 \text{ cm}^3/\text{h}$ nominal). La evolución de la entrada de agua (impuesta) y de la tensión axial calculada se presentan en la Figura 17 junto a los resultados experimentales. Se puede observar que la presión de hinchamiento final es reproducida correctamente. La variación en el tiempo también es bastante satisfactoria, aunque la velocidad inicial de aumento de presión calculada es más rápida que la observada sugiriendo que el parámetro de intercambio debería ser menor para retardar la transferencia inicial de agua de la macroestructura hacia la microestructura.

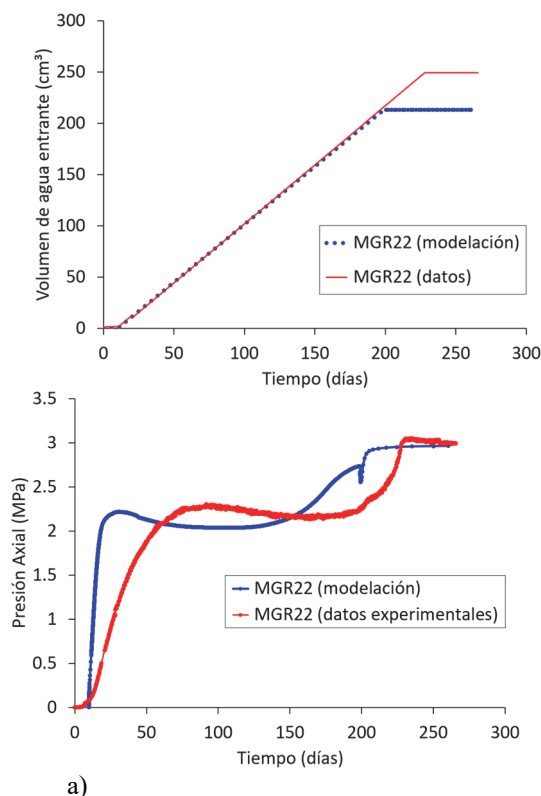


Fig. 17 – Comparación de las observaciones experimentales con los resultados del modelo. Ensayo MGR22. a) Entrada de agua, b) presión axial.

El progreso de la homogenización puede seguirse dibujando la evolución de la porosidad global en tres puntos diferentes (Figura 18). El punto con coordenada $y=2.5 \text{ cm}$ está situado en el centro de la zona de los pellets mientras que los puntos con $y=7.5 \text{ cm}$ y $y=10 \text{ cm}$ corresponden al centro del bloque y a la parte superior de la columna, respectivamente. Se puede observar que la porosidad de la zona de los pellets se reduce, mientras que la del bloque aumenta de forma que su diferencia se ha reducido muy significativamente al final del ensayo. También se puede comprobar que la reducción en el tiempo de la porosidad es muy similar en todo el bloque de bentonita.

Se puede obtener más información sobre la variación de la porosidad dibujando la evolución de las fracciones volumétricas de los dos niveles estructurales (Figura 19). Se puede ver que el cambio

de la fracción volumétrica micro es similar en todos los puntos y corresponde a la hidratación de la microestructura. En cambio, la reducción de la fracción volumétrica macro es mucho mayor en la zona de pellets porque el volumen disponible para compresión es notablemente más grande.

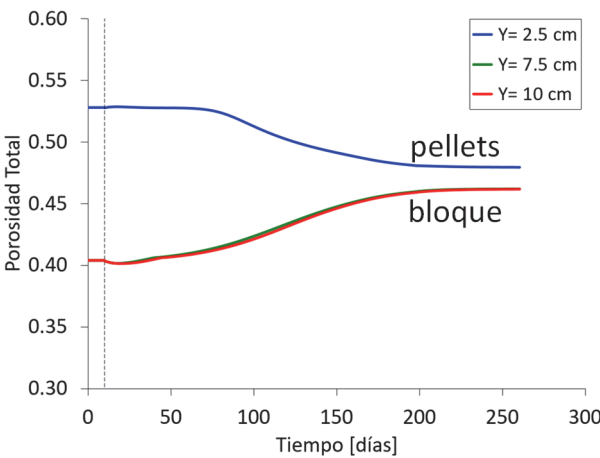


Fig. 18 – Evolución calculada de la porosidad de los pellets y del bloque de bentonita. Ensayo MGR22. El punto con $y=2.5$ cm está situado en el centro de la zona de los pellets, mientras que los puntos con $y=7.5$ cm y $y=10$ cm corresponden al centro del bloque y a la parte superior de la columna.

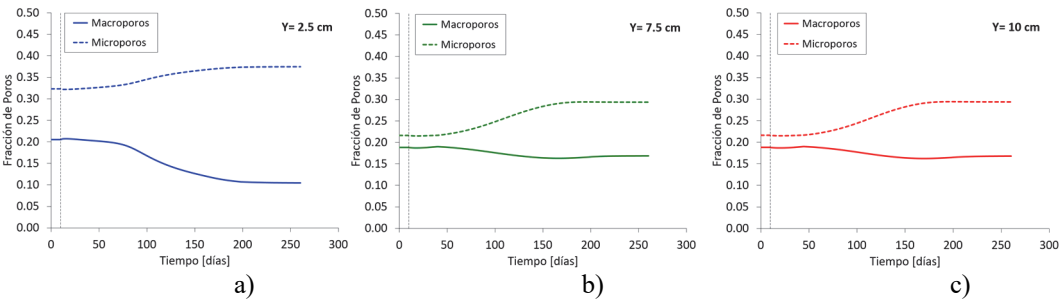


Fig. 19 – Evolución calculada de las porosidades micro y macro. Ensayo MGR22. a) centro de la zona de pellets ($y=2.5$ cm), b) centro del bloque ($y=7.5$ cm), c) parte superior de la columna ($y=10$ cm).

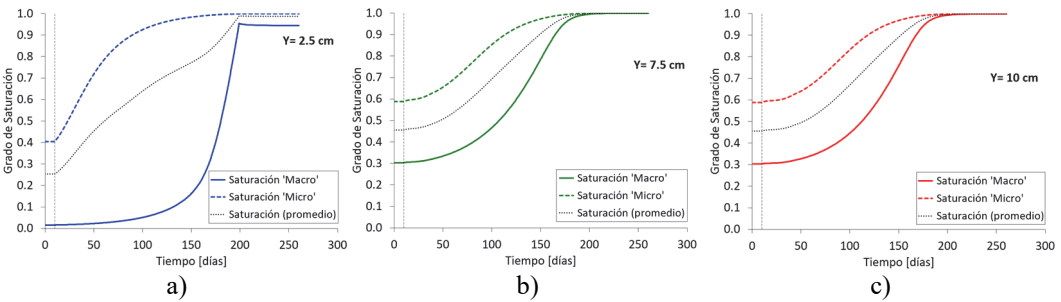


Fig. 20 – Evolución calculada de los grados de saturación micro, macro y global. Ensayo MGR22. a) centro de la zona de pellets ($y=2.5$ cm), b) centro del bloque ($y=7.5$ cm), c) parte superior de la columna ($y=10$ cm).

El avance de la hidratación se ilustra siguiendo los cambios en los grados de saturación calculados (global, micro y macro) en la Figura 20 para los mismos tres puntos considerados anteriormente. Los gráficos muestran que la columna alcanza la saturación a los 200 días aproximadamente. Durante el ensayo, el grado de saturación macro es siempre inferior al grado de saturación micro porque su valor inicial es menor, especialmente en la zona de pellets.

El resultado más significativo respecto al proceso de homogenización se recoge en la Figura 21a, que muestra la distribución de densidad seca a lo largo de la columna al final del ensayo. Se puede constatar que se ha alcanzado un alto grado de homogeneidad, sobre todo si se considera la elevada diferencia inicial de densidades (representadas por líneas verticales). Es importante observar que la simulación numérica predice un resultado muy próximo al observado, indicando que la formulación empleada es adecuada para representar proceso de homogenización, al menos en este caso. Como el material está básicamente saturado al final del ensayo, la distribución de humedades sigue el mismo patrón que las densidades secas (Figura 21b).

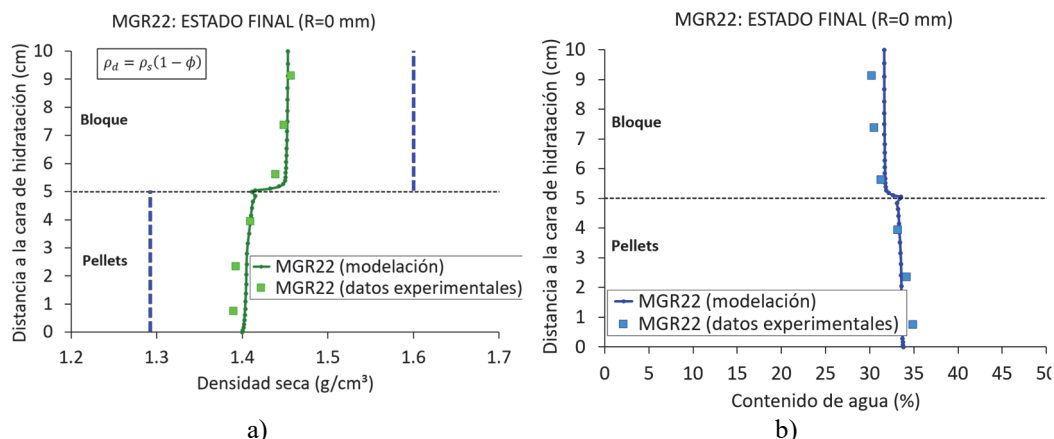


Fig. 21 – Comparación de las observaciones experimentales con los resultados del modelo. Ensayo MGR22. a) Distribución final de densidad seca (las dos líneas verticales corresponden a la situación inicial), b) distribución final del contenido de agua.

5.3 – Análisis del ensayo MGR23

Para la simulación de este ensayo se ha aplicado una presión de agua constante de 15 kPa en la cara inferior de la muestra. Para evitar problemas numéricos de convergencia la presión de agua no se ha aplicado instantáneamente sino a lo largo de un período de un día. La Figura 22a muestra la evolución de la entrada de agua calculada y observada. Puede comprobarse que la velocidad inicial de hidratación está subestimada. En cambio, el cálculo sobreestima la velocidad de aumento de la tensión axial (Figura 22b). Esta diferencia en las velocidades iniciales sugiere de nuevo que el parámetro de intercambio de agua entre niveles estructurales debe ser menor. Se puede observar que el valor final de la presión de hinchamiento está correctamente reproducido.

La variación de porosidad con el tiempo para los tres puntos seleccionados (Figura 23) muestra un grado final de homogenización similar al ensayo MGR22 a pesar de sus distintas condiciones de hidratación. En este caso, sin embargo, parece que la homogenización ocurre en una fase más temprana del ensayo. De nuevo, la evolución de la porosidad es muy similar en toda la sección del bloque. Los dos ensayos también son similares respecto a la evolución de las fracciones volumétricas macro y micro (Figura 24).

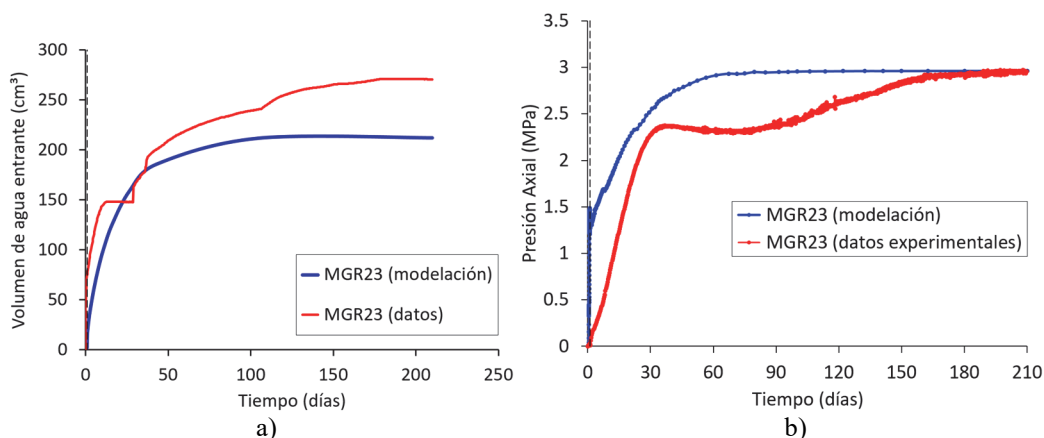


Fig. 22 – Comparación de las observaciones experimentales con los resultados del modelo. Ensayo MGR23. a) Entrada de aguas, b) presión axial.

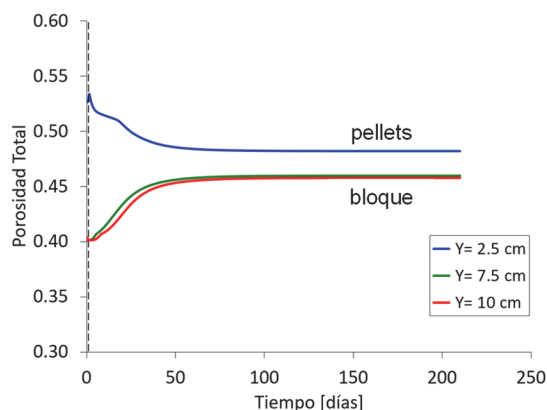


Fig. 23 – Evolución calculada de la porosidad de los pellets y del bloque de bentonita. Ensayo MGR23. El punto con $y=2.5$ cm está situado en el centro de la zona de los pellets mientras que los puntos con $y=7.5$ cm y $y=10$ cm corresponden al centro del bloque y a la parte superior de la columna.

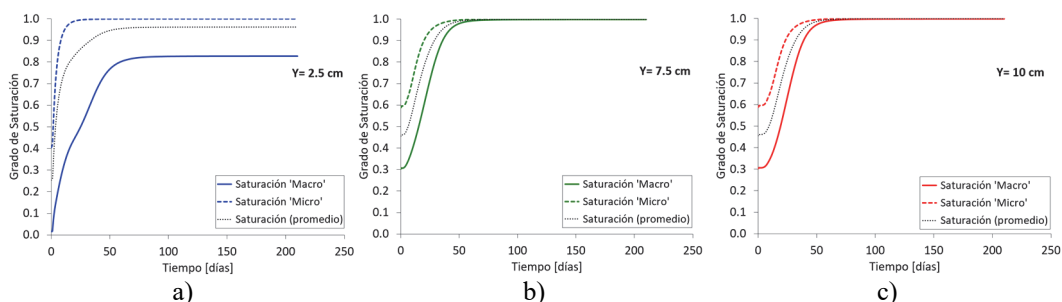


Fig. 24 – Evolución calculada de las porosidades micro y macro. Ensayo MGR23. a) centro de la zona de pellets ($y=2.5$ cm), b) centro del bloque ($y=7.5$ cm), c) parte superior de la columna ($y=10$ cm).

Toda la columna está prácticamente globalmente saturada al final del ensayo (Figura 25). De hecho, la macroestructura de la zona de los pellets muestra todavía un cierto déficit de saturación debido a que, con su curva de retención, una pequeña succión se corresponde todavía a un estado no completamente saturado. Esto es una consecuencia de no considerar el efecto de los cambios de índice de poros en la curva de retención. Sin embargo, como al final del ensayo la macroporosidad es muy reducida, la zona de pellets está prácticamente saturada globalmente.

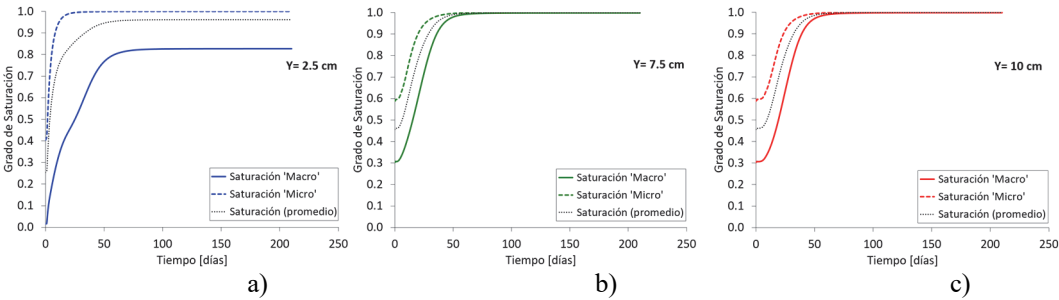


Fig. 25 – Evolución calculada de los grados de saturación micro, macro y global. Ensayo MGR23. a) centro de la zona de pellets ($y=2.5$ cm), b) centro del bloque ($y=7.5$ cm), c) parte superior de la columna ($y=10$ cm).

La distribución calculada de densidad seca al final del ensayo se corresponde muy bien con la determinada experimentalmente (Figura 26a). De nuevo, la formulación empleada es capaz de representar satisfactoriamente la intensa homogenización observada en el ensayo. El estado de saturación de la columna al final del ensayo implica que la distribución de humedades sigue la variación correspondiente a la distribución de la densidad seca, tanto experimental como calculada (Figura 26b).

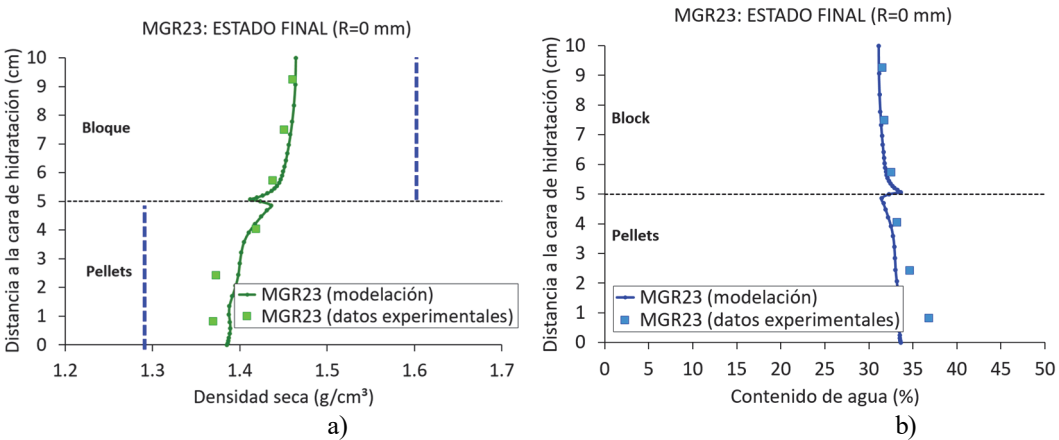


Fig. 26 – Comparación de las observaciones experimentales con los resultados del modelo. Ensayo MGR23. a) Distribución final de densidad seca (las dos líneas verticales corresponden a la situación inicial), b) distribución final del contenido de agua.

6 – CONCLUSIONES

Las funciones de seguridad de las barreras de bentonita para residuos nucleares de alta actividad dependen en buena parte del valor de su densidad seca, que evoluciona de una forma compleja durante la fase transitoria a causa de efectos térmicos y de hidratación. En este artículo se ha presentado una formulación acoplada hidromecánica, basada en un modelo de doble estructura, desarrollada para simular los posibles efectos de heterogeneidad y homogenización en la barrera. La formulación ha sido aplicada a la simulación de dos ensayos isotermos especialmente diseñados para examinar el proceso de homogenización a partir de una situación inicial con un elevado grado de heterogeneidad.

Globalmente, los resultados de los análisis pueden ser considerados como satisfactorios. La presión de hinchamiento final ha sido predicha correctamente en los dos casos, aunque se observan diferencias entre los resultados del modelo y los experimentales en la evolución de la entrada de agua y la tensión axial, sobre todo en la parte inicial del ensayo, cuando la elevada velocidad de cambio dificulta su simulación precisa.

El estado final de saturación también se reproduce correctamente en los dos casos. Más relevante es el hecho que la distribución final de densidad calculada se corresponde muy bien con la observada experimentalmente, confirmando el alto grado de homogenización que se produce aun partiendo de un sistema altamente heterogéneo.

El comportamiento mecánico de la bentonita ha sido representado por una ley constitutiva de doble estructura. El funcionamiento de este modelo ha sido satisfactorio y ha sido capaz de proporcionar información adicional para examinar los procesos de hidratación y homogenización desde una perspectiva más amplia.

7 – AGRADECIMIENTOS

Los trabajos presentados en este artículo han sido desarrollados en el marco del proyecto BEACON (Bentonite Mechanical Evolution). El proyecto BEACON recibe financiación del programa EURATOM de investigación y formación 2014-2018, bajo el acuerdo de subvención no. 745942. Se agradece asimismo el respaldo de Conacyt (Id. no. 710153) al tercer autor.

8 – REFERENCIAS

- Alonso, E.E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40(3), 405–430.
- Alonso, E.E.; Vaunat, J.; Gens, A. (1999). *Modelling the mechanical behaviour of expansive clays*. Engineering Geology, 54, 173-183.
- Bäckblom, G. (1991). *The Äspö Hard Rock Laboratory—a step toward the Swedish final repository for high-level radioactive waste*. Tunnelling and Underground Space Technology, 6(4), 463-467.
- Bárcena, I.; Fuentes-Cantillana, J.L.; García-Siñeriz, J.L. (2003). *Dismantling of the heater 1 at the FEBEX in situ test. Description of Operations*. Publicación Técnica ENRESA 09/2003, Madrid
- Chapman, N.A.; Mc Kinley, I.G. (1987). *The geological disposal of nuclear waste*. JohnWiley: Chichester.
- Dieudonné, A.-C.; Della Vecchia, G.; Charlier, R. (2017). *A water retention model for compacted bentonites*. Canadian Geotechnical Journal, 54 (7), 915-925.

- García-Siñeriz, J.L.; H. Abós, H.; Martínez, V.; De la Rosa, C.; Mäder, U.; Kober, F. (2016). *FEBEX DP: Dismantling of heater 2 at the FEBEX "in situ" test. Description of operations*. Nagra report, NAB 16-11, Wettingen.
- Gens, A. (2003). *The role of Geotechnical Engineering for nuclear energy utilisation*. Proc. 13th. Europ. Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Eng., Prague, 3, 25–67.
- Gens, A. (2010). *Soil-environment interactions in geotechnical engineering. The 47 Rankine Lecture*. Geotechnique, 60, 3–74.
- Gens, A.; Alonso, E.E. (1992). *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal, 29(6), 1013–32.
- Gens, A.; Olivella, S. (2000). *Non isothermal multiphase Flow in deformable porous media. Coupled formulation and application to nuclear waste disposal*. In Smith & Carter (eds.), Developments in Theoretical Soil Mechanics, 619–640, Rotterdam: Balkema.
- Gens, A.; Sánchez, M.; Guimarães, L. do N.; Alonso, E.E.; Lloret, A.; Olivella, S.; Villar, M.V.; Huertas, F. (2009). *A full-scale in situ heating test for high-level nuclear waste disposal: observations, analysis and interpretation*. Géotechnique, 59, 1-23.
- Ghiadistri, G.M.; Potts, D.M.; Zdravković, L.; Tsiamposi, A. (2018). *A new double structure model for expansive clays*. In: Proceedings of the 7th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2018). Hong Kong.
- Hoffmann, C.; Alonso, E.E.; Romero, E. (2007). *Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures*. Physics and Chemistry of the Earth, 32, 832-849. doi: 10.1016/j.pce.2006.04.037
- Huertas, F.; Fariña, P.; Farias, J.; García-Siñeriz, J.L.; Villar, M.V.; Fernández, A.M.; Martín, P.L.; Elorza, F.J.; Gens, A.; Sánchez, M.; Lloret, A.; Samper, J.; Martínez, M.A. (2006). *Full-scale Engineered Barrier Experiment. Updated Final Report*. Technical Publication 05-0/2006, ENRESA. Madrid.
- IAEA (2011). *Geological Disposal Facilities for Radioactive Waste*. Specific Safety Guide, No. SSG-14. Safety Standards. International Atomic Energy Agency, Vienna.
- Johannesson, L.-E. (2007). *Canister Retrieval Test. Dismantling and sampling of the buffer and determination of density and water ratio*. International Progress Report IPR-07-16. SKB, Stockholm.
- Karnland, O.; Nilsson, U.; Weber, H-P.; Wersin, P. (2007). *Sealing ability of Wyoming bentonite pellets foreseen as buffer material. Laboratory results*. Nagra report, NAB 07-23, Wettingen.
- Keusen, H.R.; Ganguin, J.; Schuler, P.; Buletti, M. (1989). *Grimsel Test Site. Geology*. Technical Report NTB 87-14E. Baden: Nagra. 1989.
- Lloret, A.; Romero, E.; Villar, M.V. (2004). *FEBEX II Project Final report on thermo-hydro-mechanical laboratory tests*. Publicación Técnica ENRESA 10/04.Madrid.
- Lloret, A.; Villar, M.V. (2007). *Advances on the knowledge of the thermo-hydro-mechanical behaviour of heavily compacted "FEBEX" bentonite*. Physics and Chemistry of the Earth, 32, 701-715.
- Lloret A.; Villar, M.V.; Sánchez, M.; Gens, A.; Pintado, X.; Alonso, E.E. (2003). *Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes*. Géotechnique, 53(1), 27–40.

- Mayor, J.C.; García-Siñeriz, J.L.; Alonso, E.; Alheid, H.-J.; Blümling, P. (2007). *Engineered barrier emplacement experiment in Opalinus Clay for the disposal of radioactive waste in underground repositories*. In: Bossart P., Nussbaum C., eds. Mont Terri Project – Heater Experiment, Engineered Barriers Emplacement and Ventilation Tests. Rep. Swiss Geol. Survey No. 1, 115–179.
- Mayor, J.C.; Velasco, M. (2014) *Long-term Performance of Engineered Barrier Systems PEBS. EB dismantling Synthesis report (DELIVERABLE-Nº: D2.1-8)*. Seventh Euratom Framework Programme for Nuclear Research & Training Activities (2007-2011) Contract number: FP7 249681. 2014.
- Mašin, D. (2013). *Double structure hydromechanical coupling formalism and a model for unsaturated expansive clays*. Engineering Geology, 165, 73-88.
- Mc Combie, C.; Pentz, D.L.; Kurzeme, M.; Miller, I. (2000). *Deep geological repositories: a safe and secure solution to disposal of nuclear wastes*, GeoEng2000, An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering: 1: 686–691. Technomic Publishing, Melbourne.
- Nagra (2019). *Implementation of the Full-scale Emplacement Experiment at Mont Terri: Design, Construction and Preliminary Results*. Technical Report 15-02. NAGRA, Wettingen.
- Navarro, V.; Asensio, L.; Gharbicheb, H.; De la Morena, G.; Alonso, J.; Veli-Matti Pulkkanen, V.-M. (2020a). *A triple porosity hydro-mechanical model for MX-80 bentonite pellet mixtures*. Engineering Geology, 265: 105311. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105311>
- Navarro, V.; Asensio, L.; De la Morena, G.; Gharbicheb, H.; Alonso, J.; Veli-Matti Pulkkanen, V.-M. (2020b). *From double to triple porosity modelling of bentonite pellet mixtures*. Engineering Geology, 274: 105714. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105714>
- NEA, (1995). *The Environmental and Ethical Basis of Geological Disposal, A Collective Opinion of the NEA Radioactive Waste Management Committee*, Nuclear Energy Agency, OECD, Paris.
- Olivella, S.; Carrera, J.; Gens, A.; Alonso, E.E. (1994). *Non-isothermal multiphase flow of brine and gas through saline media*. Transport in Porous Media, 15, 271-293
- Sánchez, M. (2004). *Thermo-hydro-mechanical coupled analysis in low permeability media*. Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Sánchez, M.; Gens, A.; Guimarães, L. do N.; Olivella, S. (2005). *A double structure generalized plasticity model for expansive materials*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29(8), 751–87.
- Sánchez, M.; Gens, A.; Guimarães, L.N.; Olivella, S. (2008). *Implementation algorithm of a generalised plasticity model for swelling clays*. Computers and Geotechnics, 35, 860-871.
- Sellin, P.; Leupin, O. (2013). *The use of clays as an engineered barrier in radioactive-waste management – a review*. Clay Clay Miner. 61 (6): 477–498. <https://doi.org/10.1346/CCMN.2013.0610601>
- Thorsager, P.; Börgesson, L.; Johannesson, L.E.; Sandén T. (2002). *Canister retrieval test, Report on installation*. International progress report 02-30. SKB, Stockholm.
- Thury, M.; Bossart, P. (1999). *The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation, in Switzerland*. Eng Geol., 52, 347–359.
- van Genuchten, R. (1978). *Calculating the unsaturated hydraulic permeability conductivity with a new closed-form analytical model*. Water Resour. Res., 37(11), 21–28.

- Vasconcelos, R.B. de (2021). *A double-porosity formulation for the THM behaviour of bentonite-based materials*. Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Villar, M.V. (2002). *Thermo-hydro-mechanical characterization of a bentonite from Cabo de Gata. A study applied to the use of bentonite sealing material in high level radioactive waste repositories*. [Ph.D. Thesis]. ENRESA Technical Publication 01/2002, Madrid.
- Villar, M.V.; García-Siñeriz, J.L.; Bárcena, I.; Lloret, A. (2005). *State of the bentonite barrier after five years operation of an in situ test simulating a high level radioactive waste repository*. Eng. Geol. 80 (3–4), 175–198. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.05.001>.
- Villar M.V.; Iglesias R.J.; García-Siñeriz J.L. (2020a). *State of the in situ Febex test (GTS, Switzerland) after 18 years: a heterogeneous bentonite barrier*, Environmental Geotechnics 7(2), 147–159, <https://doi.org/10.1680/jenge.17.00093>
- Villar, M.V.; Iglesias, R.J.; García-Siñeriz, J.L.; Lloret, A.; Huertas, F. (2020b). *Physical evolution of a bentonite buffer during 18 years of heating and hydration*. Engineering Geology 264: 105408. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105408>
- Villar, M.V.; Iglesias, R.J.; Gutiérrez-Alvarez, C.; Carbonell, B. (2021). *Pellets/block bentonite barriers: laboratory study of their evolution upon hydration* (submitted for publication).
- Wang, G.; Wei, X. (2015). *Modeling swelling-shrinkage behavior of compacted expansive soils during wetting-drying cycles*. Canadian Geotechnical Journal, 52, 783-794

A GEOTECNIA NOS PAVIMENTOS E VIAS-FÉRREAS E PROSPETIVAS PARA A ERA DIGITAL

Pavement and rail track geotechnics and prospects for the digital age

António Gomes Correia^a, José Neves^b, Eduardo Fortunato^c, Manuel Parente^d

^a ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal

^b CERIS, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^c Departamento de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Portugal

^d BUILT CoLAB, Portugal

RESUMO – O artigo tem como objetivo apresentar as principais contribuições da geotecnia e da era digital nos pavimentos e nas vias-férreas, com importância nas várias fases do ciclo de vida (projeto, construção, operação e manutenção). Neste contexto são apresentados aspetos da caracterização e modelação dos geomateriais e sua influência no desempenho dessas estruturas, através da demonstração de resultados de ensaios de laboratório e “in situ”. No que diz respeito à digitalização que caracteriza a indústria na atualidade (Indústria 4.0), são descritas algumas das maiores potencialidades que as áreas da otimização e das tecnologias de informação e comunicação podem ter na gestão e alocação inteligente de recursos em ambientes dinâmicos, tais como as terraplenagens, bem como nos sistemas de gestão de pavimentos, para além do recurso ao BIM ao longo das fases de projeto. Acresce ainda a integração de materiais com capacidade de auto-sensorização que constituirão as estruturas inteligentes do futuro.

ABSTRACT – This paper presents the main contributions in the fields of geotechnics and the digital era in pavements and rail tracks, focusing on the various stages of life cycle of those structures (design, construction, operation, and maintenance). In this context, aspects concerning the characterization and modelling of geomaterials, together with their influence on the performance of these structures, are presented through the demonstration of laboratory and in situ test results. Regarding the digitalization trends that characterize nowadays' industry (Industry 4.0), this paper tackles some of the potential stemming from the application of areas such as optimization, as well as information and communication technologies, in different fields. Among the latter, the management and intelligent allocation of resources in dynamic environments, such as earthworks, as well as in pavement management systems, can be highlighted in tandem with the use of BIM throughout the design phases. Finally, the integration of materials featuring self-sensing capabilities, which will provide the smart structures of the future, is also addressed.

Palavras Chave – Geotecnia nos transportes, pavimentos, digital.

Keywords – Transportation geotechnics, pavements, digital.

E-mails: age@civil.uminho.pt (A. Correia), jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt (J. Neves), efortunato@lnec.pt (E. Fortunato), manuel.parente@builtcolab.pt (M. Parente)

ORCID: orcid.org/0000-0002-0103-2579, orcid.org/0000-0002-7131-7967, orcid.org/0000-0002-9968-0821, orcid.org/0000-0001-5765-2622

1 – INTRODUÇÃO

A geotecnia nos pavimentos e nas vias-férreas integra um conjunto de conhecimentos que permite por um lado a caracterização geotécnica dos materiais e, por outro lado, a modelação do comportamento desses geomateriais sob as ações físicas, mecânicas e ambientais nessas estruturas, para além da otimização na gestão desses geomateriais na fundação e nas camadas estruturais. Uma abordagem mecanicista, quer na caracterização dos geomateriais quer no dimensionamento dessas estruturas, permite minimizar a rejeição de geomateriais disponíveis no local e na respetiva envolvente, através da valorização desses e de outros materiais por processos químicos e/ou mecânicos contribuindo desta forma para a economia circular.

Os resultados da caracterização geotécnica dos geomateriais continuarão a ser obtidos por via do recurso a ensaios “in situ” e em laboratório (cada vez mais com capacidades de sensorização e transmissão sem fios dos dados), tendo como desafios do futuro a interpretação desses resultados e a respetiva transmissão praticamente em tempo real. Estes desafios a nível da caracterização aplicam-se também ao nível do controlo de qualidade, de que são exemplo os equipamentos de compactação inteligente.

A valorização da geotecnia nas várias fases de planeamento, projeto, construção e operação das infraestruturas de transporte pode contribuir muito significativamente para a sustentabilidade geral das obras, ao permitir as escolhas mais adequadas em cada uma dessas fases do ponto de vista técnico, económico, social e ambiental (Gomes Correia et al., 2016). No âmbito das terraplenagens e das estruturas de pavimentos e vias-férreas, os grandes desafios da geotecnia envolvem a aplicação de ideias inovadoras, sobretudo da ciência dos materiais e da era digital, relacionadas com estratégias, materiais e tecnologias aos diferentes níveis do projeto, construção, operação e manutenção.

2 – ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS E VIAS-FÉRREAS

2.1 – O pavimento

A estrutura de um pavimento é constituída por camadas que se constrói sobre o terreno resultante das terraplenagens de forma a satisfazer critérios, por um lado, de comportamento estrutural (capacidade de carga e durabilidade adequadas às solicitações previsíveis do tráfego) e, por outro lado, de comportamento funcional (superfície final adequada às condições de circulação dos veículos), dentro de limites de custos de construção e manutenção aceitáveis e para determinado período do ciclo de vida da obra. Em geral, a estrutura dos pavimentos é constituída por camadas de superfície (camada de desgaste e camada de regularização ou ligação) e camadas de fundação (camada de base e camada de sub-base). O pavimento assenta sobre a fundação, na designada plataforma de apoio do pavimento.

A camada de desgaste é a camada superior do pavimento que está diretamente sujeita ao tráfego e aos agentes atmosféricos, devendo garantir a circulação dos veículos em condições de segurança (resistência à derrapagem, visibilidade, etc.), conforto (ótico, acústico e dinâmico) e economia (em termos de consumo de combustíveis, desgaste de pneus e outros componentes dos veículos e de duração do tempo de viagem). As camadas de base e sub-base têm como função principal a degradação das cargas dos veículos de modo a que os valores transmitidos à fundação do pavimento sejam compatíveis com a capacidade de suporte desta.

A fundação do pavimento é constituída pelo conjunto da camada de leito do pavimento e dos terrenos subjacentes que podem condicionar o seu comportamento. O leito do pavimento visa adaptar as características aleatórias e dispersas dos materiais existentes em aterro ou em escavação às características consideradas em fase de projeto. O leito do pavimento pode ser constituído por solos naturais selecionados ou por agregado britado de granulometria extensa. Pode-se, ainda, considerar a hipótese de construir o leito do pavimento em materiais tratados com cal ou com

ligantes hidráulicos (como por exemplo o cimento), para obter a fundação com as características pretendidas. Os terrenos subjacentes podem existir em escavação (terreno natural) ou em aterro. Em escavação, a fundação inclui os terrenos existentes “in situ” que, nos casos de não terem as características geotécnicas adequadas, deverão ser substituídos ou tratados. Em aterro, a zona em que irá assentar a camada de leito do pavimento constitui a parte superior do aterro. Pela função que vão desempenhar, a gestão da fase de terraplenagens deve recomendar para esta zona os materiais de melhor qualidade de entre os disponíveis em obra, de modo a se conseguirem as melhores características possíveis para a fundação do pavimento a um baixo custo. As condições de fundação, em especial da camada de leito do pavimento, são importantes na escolha do tipo de pavimento e no seu comportamento a médio e longo prazos. É recomendável que seja possível optar pelas melhores soluções de fundação, segundo critérios técnicos e económicos razoáveis, mesmo que tal exija a substituição ou tratamento dos materiais disponíveis no local. Este procedimento permitirá não só reduzir a espessura das camadas superiores do pavimento, que são construídas com materiais mais nobres e caros, à custa de materiais mais económicos, mas também tornar mais eficientes as futuras intervenções de manutenção ou reabilitação.

Os tipos de pavimentos mais correntes na tecnologia de construção rodoviária em Portugal são os pavimentos flexíveis (os mais representativos, constituídos por misturas betuminosas), seguindo-se os pavimentos rígidos (de betão) e os pavimentos semirrígidos (Neves, 2001). Nestes diferentes tipos de pavimentos a geotecnia interessa sobretudo, além da fundação, as camadas de base e de sub-base constituídas por geomateriais, predominantemente agregado britado de granulometria extensa, naturais ou reciclados, cujo comportamento depende das suas características intrínsecas (propriedades geométricas, físicas, mecânicas e químicas) e das condições de estado (compacidade e teor em água). Os geossintéticos podem igualmente ser utilizados nos pavimentos com as principais funções de separação, filtro, reforço e estabilização de forma a beneficiar favoravelmente o desempenho das estruturas ao longo da sua vida útil.

2.2 – A via-férrea

Quanto às diferentes tipologias de estruturas de via-férrea, a via balastrada tradicional é a mais difundida no mundo inteiro e a correntemente utilizada em Portugal (Fortunato, 2016). A via-férrea balastrada é constituída pela superestrutura (carris, fixações e travessas) e pela subestrutura (balastro, sub-balastro e camadas da fundação). Esta estrutura é relativamente simples, mas exhibe um comportamento complexo, em particular devido às solicitações dinâmicas a que está sujeita, e à forma como funcionam e interagem os seus diversos elementos. A geotecnia nas vias-férreas interessa sobretudo os geomateriais das camadas da subestrutura.

Os carris têm como principais funções guiar o material circulante e transmitir aos elementos subjacentes as ações verticais e horizontais (transversais e longitudinais), bem como os esforços de origem térmica. Existem diversos tipos de carril, sendo que o aumento da respetiva inércia permite obter maior resistência à flexão e menor fadiga, conduzindo também à distribuição da carga por um maior número de travessas, reduzindo assim a solicitação nas camadas de apoio.

As travessas, tradicionalmente construídas em madeira, betão ou metal, têm como funções atenuar e distribuir para o balastro os esforços transmitidos pelos carris. Normalmente, aquando da passagem de um eixo sobre uma travessa, cerca de 40% a 60% da carga desse eixo é transferida para as camadas subjacentes por essa travessa (Profillidis, 2006). Para além dos esforços decorrentes das solicitações associadas às cargas estáticas, as travessas têm também de resistir aos esforços originados pelas cargas dinâmicas e pelos que se geram devido a assimetrias de carga, por exemplo no traçado em curva. Em parte, são responsáveis pela manutenção da geometria da via, principalmente pela bitola e inclinação dos carris (“tombo”). As travessas apresentam também um papel importante para a estabilidade da via no seu plano pois é o peso próprio daquelas e o facto de estarem envolvidas pelo balastro que permite à via resistir aos esforços laterais produzidos não só pelo material circulante, mas também associados à variação térmica dos carris de barra longa

soldada. É de notar que nos dias de hoje, particularmente nas linhas de alta velocidade, existe a tendência de instalar travessas de grande resistência, como as do tipo monobloco, de betão armado pré-esforçado, com comprimento de 2,6 m a 2,8 m e peso da ordem dos 300 kg a 400 kg, usualmente colocadas com espaçamento de 60 cm.

As fixações dos carris, para além de garantirem o posicionamento destes elementos, devem apresentar propriedades resilientes, especialmente no caso das travessas de betão. Usualmente, esta resiliência é fornecida pela inclusão de palmilhas elásticas sob os carris, que influenciam a resposta dinâmica da via e reduzem o desgaste das travessas de betão. Em travessas de madeira (pouco utilizadas atualmente), interpõe-se apoios metálicos (chapins) entre os carris e as travessas, apoios esses que asseguram tensões admissíveis e protegem a madeira contra o desgaste mecânico. De referir ainda que as fixações são elementos importantes no isolamento elétrico dos carris.

A camada de balastro recebe os elevados esforços transmitidos pelas travessas e tem como principal função a sua atenuação e distribuição, reduzindo assim as tensões transmitidas às camadas inferiores. A camada de balastro é constituída por partículas de rocha, com granulometria uniforme, e usualmente apresenta 20 cm a 40 cm de espessura. A interação entre as partículas confere à camada uma elevada resistência à compressão, essencialmente na direção vertical. As forças horizontais que atuam sobre a via (transversais e longitudinais) são equilibradas pelo imbricamento das partículas de balastro e pelo atrito que se gera entre estas e as travessas. De certo modo, o balastro permite o encastramento parcial das travessas, fornecendo estabilidade à superestrutura da via-férrea. Nestas circunstâncias, a camada de balastro está sujeita a importantes solicitações, o que permite sugerir que esta é uma das aplicações mais exigentes a que os agregados estão sujeitos, no âmbito da sua aplicação em obras de engenharia civil. A camada de balastro contribui para a drenagem da via, uma vez que permite a percolação da água entre as partículas. Pelo facto de ser constituída por material resiliente, fornece à via capacidade de dissipar energia e atenuar vibrações que resultam da passagem de veículos. De referir ainda outras funções secundárias do balastro, que se traduzem pela inibição do crescimento de vegetação e isolamento elétrico entre os carris. Sendo o balastro constituído por partículas grosseiras de dimensões semelhantes, é possível efetuar o rearranjo da estrutura da camada, o que facilita as tarefas de manutenção e a reposição da qualidade geométrica da via. Esta faculdade facilita também as operações de colocação e remoção do balastro e dos outros elementos constituintes da via.

O sub-balastro é um elemento constituído por uma ou várias camadas de materiais distintos, e que separa o balastro da fundação. Usualmente, esta camada tem sido construída com agregado britado de granulometria extensa. À semelhança do balastro, a camada de sub-balastro tem como função degradar as cargas resultantes da circulação de veículos e transmitir-las, a níveis aceitáveis, para as camadas inferiores. Apesar de estes dois elementos partilharem esta mesma função, o sub-balastro deve permitir uma atenuação das tensões de forma mais adequada do que a resultante do aumento da espessura da camada de balastro; de facto, esse aumento, para além de ser economicamente pouco eficiente, pode conduzir a um mau comportamento da camada de balastro. O sub-balastro funciona como barreira para evitar o desgaste da plataforma devido às ações mecânicas do balastro, impede que este penetre nos solos e evita a ascensão de partículas finas provenientes da fundação, que podem contaminar o balastro. O sub-balastro permite ainda drenar as águas que caem na via, encaminhando-as para a drenagem lateral, e evita a subida das águas a partir da fundação. Para além disso, protege também a fundação contra as ações do gelo.

Considera-se como sendo a fundação da via-férrea o conjunto das camadas localizadas abaixo da camada de sub-balastro, que constituem o terreno natural ou foram construídas para o efeito, e até à profundidade onde se fazem sentir as ações produzidas pelo tráfego ferroviário. É normal haver uma preocupação especial com as características dos terrenos até profundidades de, pelo menos, 1 m a 2 m abaixo da base da travessa, na ausência de solos moles (Kaynia et al., 2000). Na parte mais superficial da fundação encontra-se a camada de leito da via (ou coroamento), sobrejacente à parte superior das terraplenagens. Nas linhas modernas e naquelas que têm sido reabilitadas, estas camadas superiores são constituídas por materiais de boa qualidade, cumprindo

exigências, ao nível da compactação e da deformabilidade, superiores às que são exigidas às camadas subjacentes. Em particular, nas situações em que os terrenos de fundação exibem deficientes propriedades geotécnicas, há que garantir uma espessura adequada das camadas superiores, de forma a evitar que a via exiba fenómenos de ressonância, resultantes da circulação de veículos a velocidades próximas da que habitualmente se designa por “velocidade crítica” (Krylov et al., 2000).

Do exposto, é evidente a importância da geotecnia no desempenho nas estruturas de pavimento e de via-férrea. Essa importância deve refletir-se, não só no investimento nos estudos geotécnicos do terreno de fundação e das camadas estruturais, mas também na implementação de práticas geotécnicas adequadas, relativas quer aos materiais, ao dimensionamento e aos processos construtivos, para além do comportamento a longo prazo avaliado através da análise do ciclo de vida.

3 – CARACTERIZAÇÃO DE GEOMATERIAIS E MODELAÇÃO ESTRUTURAL

3.1 – Enquadramento

O comportamento das estruturas rodoviárias ou ferroviárias ao longo do seu ciclo de vida depende, entre outros fatores, da qualidade e desempenho dos materiais, não só dos materiais das camadas, mas também dos materiais existentes na fundação. Em muitas dessas estruturas, são as camadas de geomateriais que, em conjunto com a fundação, desempenham o papel mais importante no comportamento estrutural à passagem do tráfego e para as condições ambientais em que se encontram, como por exemplo as condições hídricas. Sobretudo, em redes secundárias de estradas, são as estruturas de pavimento com maior espessura das camadas não ligadas, por oposição à espessura das camadas superiores ligadas (misturas betuminosas ou revestimentos superficiais), que têm a maior representatividade e importância. Nas estradas não revestidas, são as camadas não ligadas que asseguram toda a capacidade de carga. No caso das vias-férreas, o desempenho é fortemente condicionado pelas características dos geomateriais que constituem as camadas de balastro, sub-balastro e fundação da via.

O conhecimento adequado do comportamento de todos os materiais, mas em particular dos geomateriais aplicados na fundação e nas camadas não ligadas, é essencial ao dimensionamento. A natureza e diversidade intrínseca dos geomateriais torna a abordagem à sua caracterização física e mecânica mais complexa, ao contrário de outros materiais fabricados para os quais muitas vezes estão associados sistemas de controlo da sua produção. Com efeito, uma abordagem mais racional ao comportamento dos materiais é mais exigente ao nível dos equipamentos e da amostragem, o que na maioria das vezes é incompatível com o tempo e os custos alocados à atividade de projeto. O comportamento elástico linear tem sido o modelo mais correntemente utilizado no dimensionamento estrutural, pela sua simplicidade de relacionar tensões e deformações. Contudo, a utilização de modelos simplificados pode influenciar significativamente o dimensionamento dos pavimentos e das estruturas de via-férrea, quer em obra nova quer em contexto de reabilitação, com impacto na segurança e na economia (Neves e Gomes Correia, 2002c e 2003, Varandas et al., 2020).

O comportamento dos geomateriais é caracterizado por leis constitutivas – curvas tensão-deformação – que correspondem a relações não lineares, o que leva à definição de parâmetros variáveis para relacionar diferentes valores de tensão com a deformação correspondente (Gomes Correia, 2008). O conhecimento dos modelos mais adaptados ao seu comportamento é fundamental para que, ao serem integrados nos modelos de resposta das estruturas, seja possível o cálculo realista dos estados de tensão e deformação induzidos pelas solicitações do tráfego. Desta forma será possível contribuir para o melhor dimensionamento das estruturas que satisfaça os critérios aplicáveis, não só técnicos, mas também económicos e ambientais. Esta preocupação assume ainda maior relevância no contexto do modelo de economia circular em que são maiores as

exigências, não só no planeamento das ações de manutenção e reabilitação no âmbito dos sistemas de gestão dos pavimentos, mas também na implementação de práticas construtivas mais sustentáveis ao longo do ciclo de vida das obras (Gomes Correia et al., 2016).

A investigação suportada em experimentação tem desempenhado um papel importante na validação e calibração de modelos mais ajustados ao comportamento dos geomateriais, contribuindo para a sua implementação no dimensionamento estrutural assistido por meios de cálculo automático cada vez mais potentes. É disso exemplo a realização em laboratório de ensaios de cargas cíclicas em provetes de materiais ou em modelos físicos de estruturas de pavimentos e/ou vias-férreas e a instrumentação de trechos experimentais. Com efeito, a instrumentação dessas estruturas e a observação do seu comportamento em ensaios não destrutivos tem sido da maior utilidade à avaliação do comportamento dos geomateriais com vista ao estabelecimento e validação de modelos mais adequados a utilizar no dimensionamento. A Figura 1 mostra exemplos de instrumentação de trechos experimentais rodoviários e ferroviários com diferentes tipos de dispositivos. Para além do conhecimento adequado do comportamento dos geomateriais no contexto do dimensionamento estrutural, é também importante que na fase de construção seja assegurado o controlo de qualidade dos materiais e dos processos construtivos.

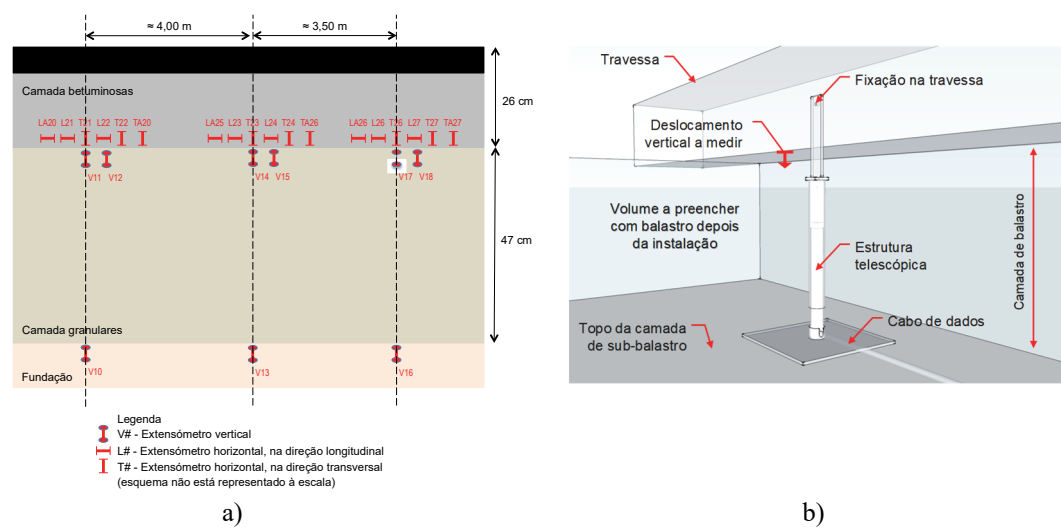


Fig. 1 – Instrumentação de trechos experimentais: a) pavimento rodoviário; b) via-férrea.

Em seguida passa-se em revista alguns dos principais aspetos do comportamento mecânico dos geomateriais – solos e misturas de materiais granulares não ligadas – sob ação de cargas cíclicas, avaliados em laboratório e “in situ”, que devem ser levados em linha de conta no dimensionamento estrutural dos pavimentos e vias-férreas.

3.2 – Caracterização laboratorial

O comportamento dos solos da fundação dos pavimentos e das vias-férreas sob ação de cargas cíclicas tende a ser mais complexo e dependente de muitos fatores como, por exemplo, dos estados de tensão e deformação aplicados, da história de tensões, da frequência, amplitude e número de ciclos do carregamento, da compactidade, do teor em água, da sucção, do grau de saturação e da anisotropia (Gomes Correia, 2001 e 2004a).

O ensaio triaxial de precisão de cargas cíclicas tem permitido estudar a deformabilidade dos solos ao nível das deformações quasi-elásticas, reversíveis ou resilientes, bem como ao nível das deformações permanentes ou plásticas que se desenvolvem com a aplicação do número de ciclos

de carregamento. A simulação através destes ensaios dos estados de tensão representativos ao nível da fundação das estruturas dos pavimentos e das vias-férreas tem demonstrado que o comportamento dos solos deve ser analisado no domínio das pequenas deformações (Gomes Correia et al., 2010). Além disso, é neste domínio que o comportamento exibido pelos solos depende do estado de tensão aplicado, ou seja, que o comportamento é não linear. (Gomes Correia e Biarez, 1999) Assim, a utilização de correlações empíricas baseadas em resultados de ensaios, como é o caso do ensaio de determinação do Índice Californiano de Capacidade de Carga CBR (“Californian Bearing Ratio”), apenas deve ser considerada como uma forma de avaliação qualitativa e expedita da deformabilidade do solo (Gomes Correia, 2001).

De um modo geral, os modelos de comportamento resiliente dos solos finos estabelecidos em ensaios triaxiais relacionam o módulo quasi-elástico, reversível ou resiliente (M_r) com a tensão deviatória cíclica (q), ou com as relações q/σ_3 ou q/p'_0 , mostrando que o módulo reversível depende da tensão de confinamento (σ_3) e da tensão normal média efetiva (p'_0) (Brown, 1996, Gomes Correia e Dawson, 1996). Estas leis traduzem o comportamento não linear dos solos, nomeadamente dos solos mais finos, quando sujeitos a carregamentos cíclicos. Biarez et al. (1999) generalizaram as leis de comportamento dos solos cobrindo a gama das muito pequenas deformações às grandes deformações.

Quanto aos materiais granulares não ligados das camadas de base e de sub-base de pavimentos rodoviários e as camadas de balastro e de sub-balastro de vias-férreas, estes desempenham um papel fundamental no comportamento estrutural destas estruturas. Para além de agregados naturais, estas camadas também podem ser constituídas por agregados reciclados e artificiais, de diversas proveniências, o que contribui igualmente para a desejável sustentabilidade na construção das infraestruturas de transporte (Delgado et al., 2019, Fortunato et al., 2018, Gomes Correia et al., 2012, Gomes Correia et al., 2016). Quando solicitadas pelo tráfego e à semelhança da fundação, estas camadas exibem igualmente um comportamento mais complexo que interessa conhecer para o dimensionamento mais adequado dos pavimentos.

Os primeiros modelos para caracterizar o comportamento dos materiais granulares basearam-se na interpretação de ensaios triaxiais de cargas cíclicas a tensão lateral constante, em que apenas a tensão deviatória era cíclica. Estes ensaios, realizados em câmaras triaxiais de maior dimensão, atendendo à natureza dos materiais, permitiram obter modelos simples do módulo reversível em função do estado de tensão a que o material estava sujeito. As deformações radiais não eram habitualmente medidas nestes ensaios e, portanto, eram arbitrados valores constantes para o coeficiente de Poisson. As limitações destas leis constitutivas fizeram-se sentir, sobretudo, quando se passaram a realizar ensaios mais sofisticados com medição de deformações radiais e com tensão lateral variável. A intensa investigação desenvolvida na Europa desde o final da década de 80 do século XX, onde Portugal participou ativamente (Gomes-Correia e Dawson, 1996), culminou na atual norma EN 13286-7 (2004) relativa ao ensaio triaxial de cargas cíclicas aplicado a misturas granulares não ligadas. Esta norma considera a variação cíclica das tensões deviatória e lateral e contempla diversas trajetórias de tensões, de forma a enquadrar a modelação do comportamento para diversos estados de deformação e condições de estado. Estes ensaios têm permitido estudar, tal como nos solos, a deformabilidade dos materiais granulares ao nível das deformações resilientes e das deformações permanentes. A investigação realizada neste domínio tem mostrado claramente que as misturas de materiais granulares não ligadas evidenciam comportamento reversível não linear, dependendo das condições de estado e até da anisotropia (Gomes Correia, 2000, Gomes Correia, 2004b, Neves e Gomes Correia, 2004).

Tal como nos solos, também nas misturas granulares é muito importante que nos ensaios triaxiais de cargas cíclicas o sistema de medição das deformações seja aplicado diretamente no provete (ensaio triaxial de precisão). Tem havido uma grande evolução nos sistemas de medição da deformação triaxial. Desde os primeiros sistemas de medição constituídos por transdutores de medição de deslocamento linear do tipo LVDT (“Linear Variable Differential Transformer”), como o representado na Figura 2a e instalado no Instituto Superior Técnico, tem-se assistido a uma

evolução conduzindo a sistemas de maior durabilidade e precisão. A Figura 2b mostra a instrumentação de um provete com transdutores do tipo LDT (“Local Differential Transducer”) construídos na Universidade do Minho (Coronado et al., 2011 e 2016). Este tipo de transdutores não só permite o registo de deformações numa gama ainda menor, como também são de fácil construção e aplicação, têm menor custo e apresentam maior durabilidade a longo prazo pela maior resistência à temperatura e humidade. Relativamente à avaliação do estado de tensão do provete, o transdutor de medição da força vertical deve igualmente ser colocado no interior da câmara e no topo do provete, permitindo assim obter uma maior precisão nas leituras pela eliminação da influência do atrito mobilizado na zona do pistão. A Figura 3 evidencia o melhor desempenho que globalmente é conseguido num sistema de medição tensão-extensão triaxial deste tipo no domínio das pequenas deformações ($0,1 \times 10^{-5} < \epsilon_1 < 3 \times 10^{-5}$).

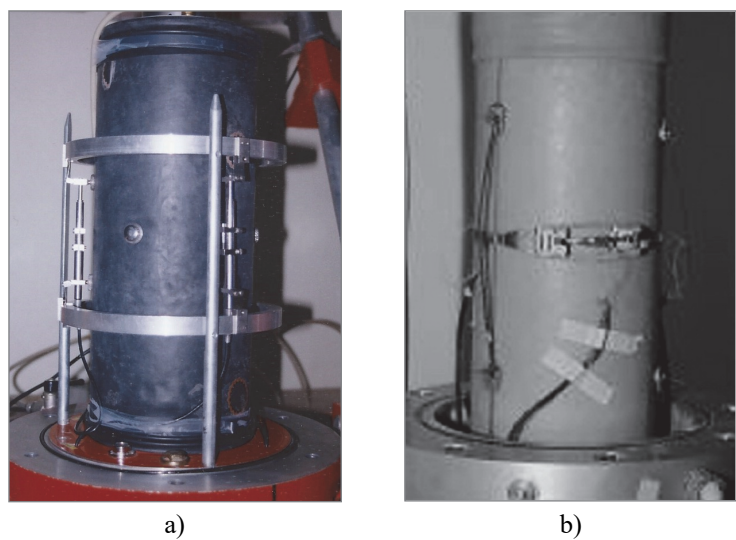


Fig. 2 – Sistemas de medição da deformação triaxial: a) LVDT; b) LDT.

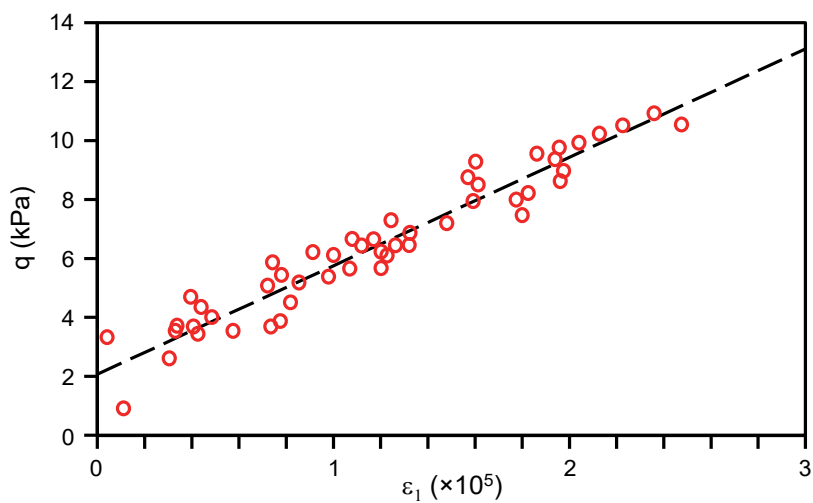


Fig. 3 – Desempenho do sistema de medição tensão-extensão triaxial no domínio das pequenas deformações (Coronado et al., 2011).

Gomes Correia et al. (1999) apresenta uma revisão dos modelos de comportamento reversível atualizados posteriormente em Gomes Correia (2004b), sendo que modelos de comportamento às deformações permanentes, quer de solos, quer de agregados, podem ser consultados em trabalhos recentes (Ramos et al., 2020, Varandas et al., 2020). Os modelos avançados para as deformações permanentes, para além de serem influenciados pelas condições de estado (Gomes Correia, 2000), devem incluir o estado de tensão inicial, e o posicionamento da tensão aplicada em relação à envolvente de rotura. A consideração do comportamento reversível e às deformações permanentes tem sido utilizado para uma classificação geomecânica dos solos e dos materiais granulares de que é exemplo a Figura 4 em relação ao teor em água (Coronado et al., 2011). Esta mesma abordagem foi recentemente adaptada para a classificação do comportamento às deformações permanentes dos tipos de solos definidos pela “Union Internationale des Chemins de Fer” (UIC) e “American Society for Testing and Materials” (ASTM) como se ilustra na Figura 5 (Ramos et al., 2020).

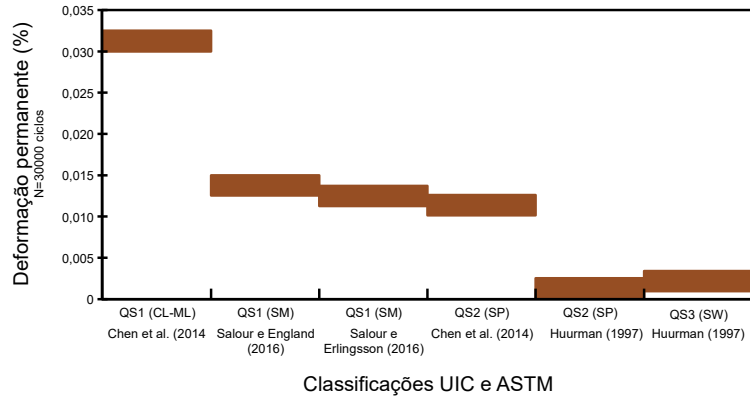
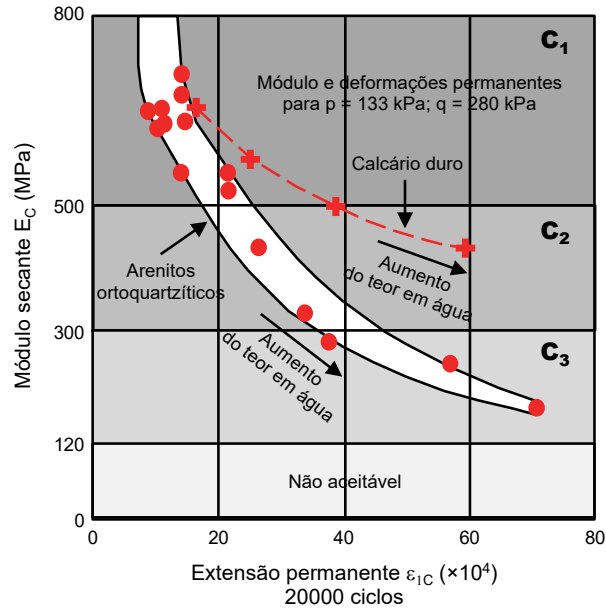


Fig. 5 – Deformação permanente para diferentes solos (adaptado de Ramos et al., 2020).

Também os modelos físicos de laboratório (Ramos et al., 2021), bem como os construídos à escala real, têm desempenhado um papel importante quer, por exemplo, na avaliação do comportamento não linear dos agregados que constituem as camadas de apoio da via-férrea (Fortunato, 2005), quer no âmbito do estudo do reforço da fundação de vias-férreas com injeções de ligantes (Fortunato et al., 2019), quer ainda no estudo da deformação permanente dos materiais. Em particular, no que se refere à análise e modelação do comportamento das camadas de balastro e sub-balastro ferroviário, Varandas et al. (2020) utilizaram um modelo físico da via-férrea construído à escala real (Figura 6), para, através de ensaios de carga cíclica, validar a implementação num modelo numérico – dinâmico, tridimensional, por elementos finitos – de análise estrutural da via-férrea, um modelo elástico não linear para estimar a deformação resiliente e um modelo constitutivo de deformação permanente.

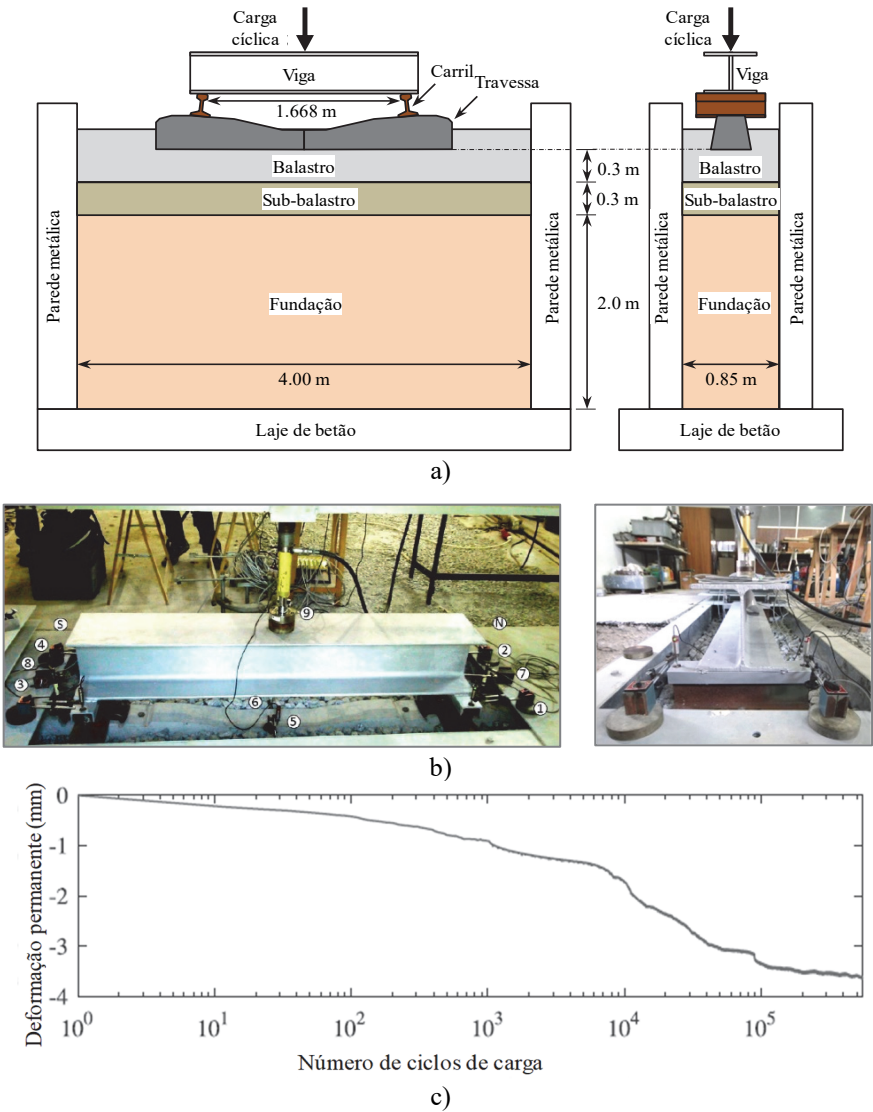


Fig. 6 – Modelo físico: a) esquema (vistas frontal e lateral); b) ensaio (vistas frontal e lateral); c) resultados experimentais (Varandas et al., 2020).

3.3 – Caracterização *in situ*

Em pavimentos rodoviários, a realização de ensaios de carga com placa e aplicação repetida de ciclos de carga e descarga (Figura 7a) mostrou que a fundação exibiu comportamento não linear, evidenciado através da relação direta do módulo reversível com a tensão vertical aplicada na placa de ensaio (Figura 7b) (Neves e Gomes Correia, 2006).

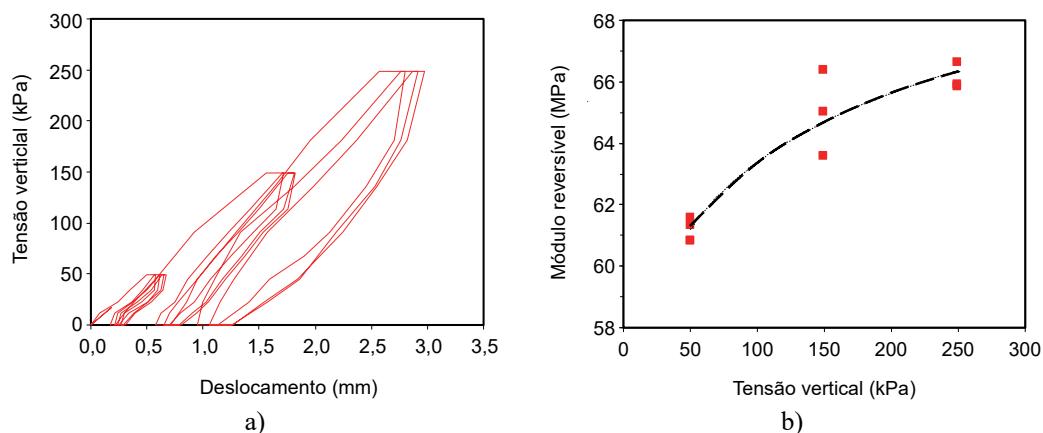


Fig. 7 – Comportamento de fundação em ensaios de carga com placa: a) ciclos de carga e descarga; b) influência da tensão vertical no módulo reversível (Neves e Gomes Correia, 2006).

Em trechos experimentais foram avaliados os estados de deformação gerados em ensaios de carga para diferentes frequências de passagem do veículo de ensaio: ensaio com defletômetro de impacto (FWD, “Falling Weight Deflectometer”) (simulação de carga dinâmica equivalente à passagem de tráfego à velocidade de 80 km/h); ensaio de carga com passagem de veículo de ensaio à velocidade aproximada de 3 km/h (simulação de carga quase estática) (Neves e Gomes Correia, 2002b, 2002c e 2007). A análise das extensões verticais medidas na fundação (Figura 8a), complementadas também com extensões verticais medidas nas camadas granulares (Figura 8b), permitiu avaliar a influência dos seguintes fatores no comportamento do solo de fundação (consultar a Figura 1a para identificação dos extensômetros):

- Influência das condições hídricas do solo: aos valores mais baixos do teor em água do solo, associados a precipitação reduzida ou nula, corresponderam as menores extensões na fundação.
- Influência da temperatura das camadas betuminosas: a deformabilidade da fundação dependeu da rigidez das camadas betuminosas atendendo à influência da temperatura no seu comportamento viscoelástico. Para um aumento médio da temperatura das camadas betuminosas de 10 °C constatou-se aumento de 33% a 45% nas extensões da fundação.
- Influência do tipo de carregamento: a deformabilidade da fundação foi superior nos ensaios de carga quase estática, comparativamente aos ensaios de carga dinâmicos. Com efeito, foi constatado que o nível de extensões medido na fundação nos ensaios dinâmicos correspondeu de 60% a 70% das extensões medidas nos ensaios quase estáticos. Aliás, foi também observada uma influência idêntica ao nível das camadas betuminosas, embora de forma menos acentuada.
- Influência do nível de extensão: o comportamento da fundação foi linear quando submetida a níveis de carga no domínio das muito pequenas deformações ($<10^{-5}$). Este foi o caso do pavimento constituído por camadas betuminosas de maior rigidez, ou seja, após a fase de construção. Por sua vez, o comportamento da fundação foi não linear antes da

fase de construção do pavimento. Nesta fase, este comportamento foi justificado pelo nível elevado das extensões induzidas no solo pela realização dos ensaios de carga diretamente na fundação. Posteriormente, a construção do pavimento permitiu reduzir as extensões medidas na fundação.

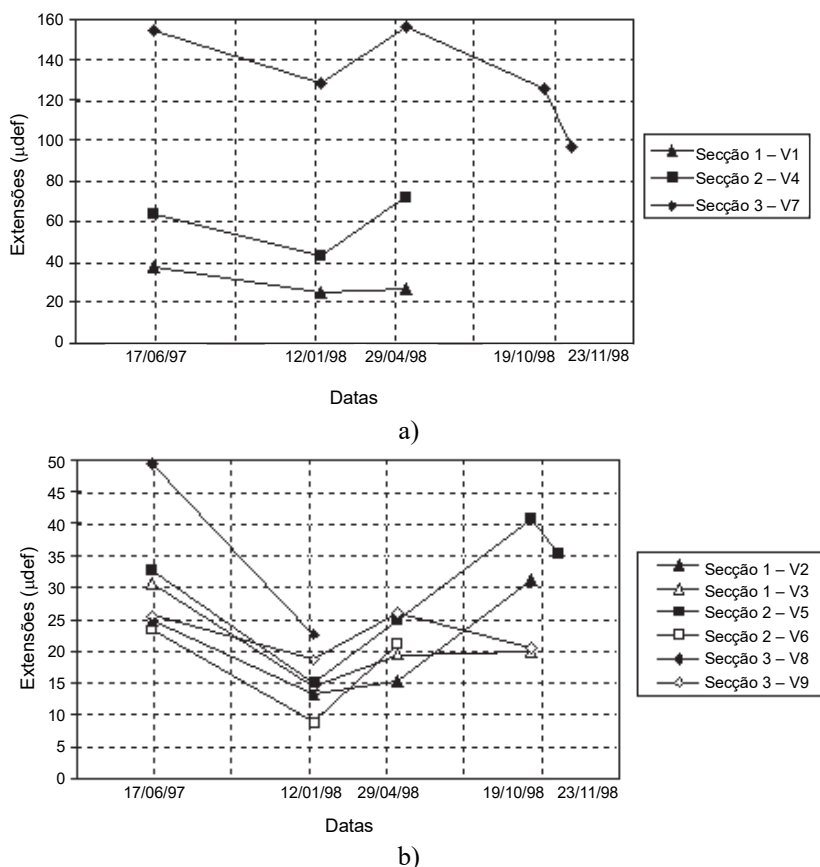


Fig. 8 – Medição de extensões verticais em trechos experimentais durante ensaios de carga: a) topo da fundação; b) topo das camadas granulares.

No âmbito ainda da caracterização “in situ”, Nazarian e Desai (1993) propôs um método de ensaio sísmico “in situ” não destrutivo – análise espectral de ondas de superfície (SASW, “spectral analysis of surface waves”) – que, com base na medição direta de perfis de velocidade de onda de corte dos materiais, permite obter perfis de rigidez das camadas com potencial interesse para o dimensionamento dos pavimentos.

A caracterização “in situ” da subestrutura da via-férrea, com recurso a distintos métodos, tem permitido não só avaliar a qualidade das infraestruturas construídas como também contribuir para melhorar a conceção e os processos construtivos dessas estruturas (Fortunato, 2016). A título de exemplo, no âmbito da construção de uma via-férrea em Portugal foi possível, para além de proceder à caracterização de alguns dos geomateriais em laboratório – nomeadamente do comportamento resiliente e da deformação permanente sob carga triaxial cíclica –, proceder também à instrumentação e ensaio de camadas construídas. A medição em contínuo da rigidez no topo dessas camadas, com recurso ao equipamento “Portancemètre”, permitiu avaliar o benefício, em termos de aumento do módulo de deformabilidade equivalente (E_{V2}), de colocar no topo do

aterro uma camada de coroamento (leito da via) e sobre esta uma camada de sub-balastro (Figura 9a); para além disso, permitiu avaliar o progressivo aumento de rigidez da subestrutura da via nas zonas de aproximação das obras de arte (Figura 9b), onde se construíram blocos técnicos de transição das terraplenagens para essas estruturas, de acordo com os requisitos atualmente estabelecidos para vias-férreas novas de elevado desempenho (Fortunato et al., 2013).

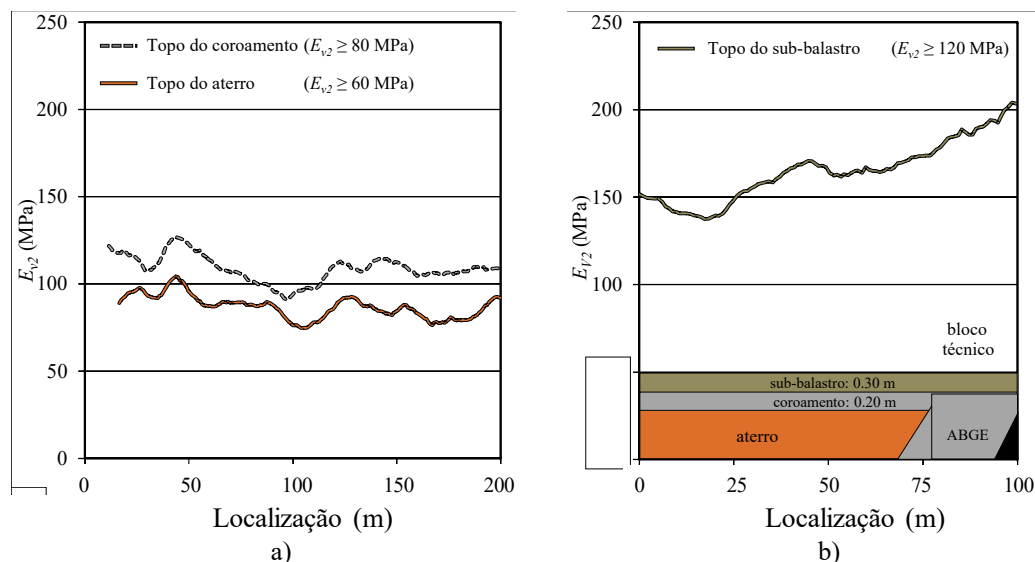


Fig. 9 – Resultados da medição de rigidez em contínuo com o “Portancemètre”: a) nos topos do aterro e do coroamento; b) no topo do sub-balastro em zona de transição (Paixão et al., 2015).

Subsequentemente, em fase de operação, a infraestrutura foi monitorizada e observou-se o seu comportamento durante a passagem de comboios. Em particular, as deflexões verticais máximas do carril medidos à passagem de vários eixos permitiram observar que a rigidez da via aumenta com a aproximação à obra de arte. Na sequência destes estudos, calibrou-se um modelo numérico, nomeadamente considerando os resultados da caracterização “in situ” e da monitorização da via em operação. A utilização desse modelo contribuiu para aumentar o conhecimento sobre o comportamento dinâmico da infraestrutura, em particular em zonas de transição, e validar as hipóteses de projeto, relativamente à seleção de materiais e definição da geometria dos blocos técnicos (Paixão et al., 2014).

Numa outra zona da mesma via-férrea desenvolveram-se estudos com o objetivo de avaliar a possibilidade de alterar as disposições de projeto, nomeadamente substituir a camada de sub-balastro de 0,30 m de espessura de agregado granítico (G) de granulometria extensa por uma camada de 0,15 m de agregado calcário (C) (com granulometria semelhante, mas com menor resistência à fragmentação que o granito), sobre a qual se construiu uma camada de 0,15 m do mesmo agregado granítico. Atendendo à maior disponibilidade e ao custo inferior do agregado calcário, esta alteração traduziu-se por uma redução no prazo de execução e no custo da obra. Os estudos laboratoriais e os resultados da caracterização “in situ”, quer relativos à análise das alterações das características físicas dos materiais durante a construção quer do módulo de deformabilidade medido pelo “Portancemètre”, permitiram concluir que era possível proceder a essa alteração, sem qualquer prejuízo do desempenho da estrutura, obtendo mesmo valores superiores de E_{v2} (Figura 10).

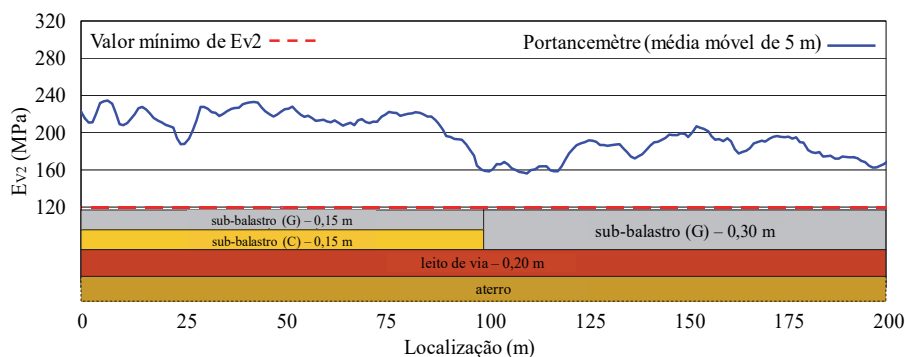


Fig. 10 – Valores de E_{v2} medidos em contínuo com o “Portancemètre” em zonas adjacentes com distintas configurações da camada de sub-balastro (Fortunato et al., 2012).

3.4 – Modelação estrutural de pavimentos

O comportamento não linear dos solos e dos materiais granulares sob ação de cargas cíclicas, conforme foi amplamente confirmado pelos estudos de laboratório e de observação de trechos experimentais descritos anteriormente, terá naturalmente impacto quando considerado no dimensionamento das estruturas de pavimento. Esta influência pode traduzir-se consequentemente na economia do dimensionamento, quer de pavimentos novos quer no âmbito do reforço de pavimentos existentes (Neves, 2001).

Na análise do comportamento da fundação de trechos experimentais de pavimentos rodoviários durante ensaios de carga com pneu, realizados em condições quase estáticas (baixa velocidade de passagem do veículo de ensaio) e com medição das deflexões à superfície com viga Benkelman, Neves e Gomes Correia (2006) utilizaram o modelo elástico não linear, através do método dos elementos finitos, e o modelo elástico linear, utilizando o método de múltiplas camadas elásticas lineares, em tudo semelhante ao trabalho original em Balay et al., (1998). A análise dos resultados permitiu confirmar que a utilização do modelo não linear foi a metodologia mais adequada à modelação do comportamento da fundação. Por sua vez, a utilização do modelo linear, admitindo meio homogêneo e semi-infinito em toda a fundação, que corresponde à prática mais habitual no projeto, foi a metodologia que mais se desajustou dos resultados experimentais, tendendo a subestimar a rigidez dos solos. Na consideração de comportamento linear e numa abordagem expedita, foi a divisão da fundação em subcamadas que permitiu a melhor aproximação aos resultados experimentais, confirmando indiretamente a hipótese de comportamento não-linear dos solos (Neves e Gomes Correia, 2006, Gaspar, 2010). Atendendo a que a avaliação das extensões verticais na fundação é fundamental à análise do critério das deformações permanentes estabelecido para o dimensionamento de pavimentos do tipo flexível (com camadas superiores de misturas betuminosas), é muito importante ter o melhor conhecimento possível relativo à deformabilidade da fundação em correspondência com o comportamento estrutural do pavimento na sua globalidade (Neves e Gomes Correia, 2014).

Com efeito, a modelação numérica recorrendo a ferramentas mais complexas, como por exemplo o método de elementos finitos, permite a análise de estruturas de pavimentos considerando modelos de comportamento mais adequados ao comportamento dos materiais, como é o caso da não linearidade para os materiais granulares e da viscoelasticidade para os materiais betuminosos (Balay et al., 1998, Monteiro, 2019, Neves e Gonçalves, 2018). A Figura 11 mostra a modelação por elementos finitos de um pavimento flexível (camada de desgaste em misturas betuminosas e camadas de base e sub-base de materiais granulares) com a utilização do programa ADINA em análises bidimensional (2D) e tridimensional (3D). As condições de simetria axial, que é possível estabelecer para a geometria circular de carregamento equivalente ao efeito do eixo-

padrão (Figura 11a), permitem que a análise 2D possa ser utilizada frequentemente com vantagens associadas à maior simplicidade e rapidez de análise. A modelação numérica pode ainda permitir a consideração na estrutura do pavimento quer de descontinuidades, como é o caso da instalação de geogrelhas (Neves e Gonçalves, 2018), quer da ação dinâmica dos veículos (Monteiro, 2019).

Relativamente ao comportamento dos materiais granulares das camadas de base e de sub-base, a comparação de resultados de ensaios de carga realizados em trechos experimentais com os obtidos da análise numérica pelo método dos elementos finitos, para as mesmas condições de realização dos ensaios, permitiu concluir que o modelo utilizado para descrever o comportamento dos materiais granulares teve influência significativa nas extensões de cálculo na fundação e no pavimento (Neves e Gomes Correia, 2002b, 2002c e 2004). A Figura 12 mostra a comparação das extensões horizontais na base da camada betuminosa resultantes de simulações numéricas e de medições em extensómetros durante ensaios experimentais (ver a Figura 1a). A figura mostra que as extensões máximas medidas em ensaios de carga realizados para diferentes carregamentos do eixo (força) estiveram mais próximas dos resultados da modelação considerando um modelo elástico não linear para as camadas granulares. Ao invés, o modelo linear conduziu às maiores extensões de cálculo, sempre superiores às observadas. Para o carregamento máximo (36 kN), foi possível constatar que a consideração de comportamento linear sobrestimou a extensão horizontal em aproximadamente 45%.

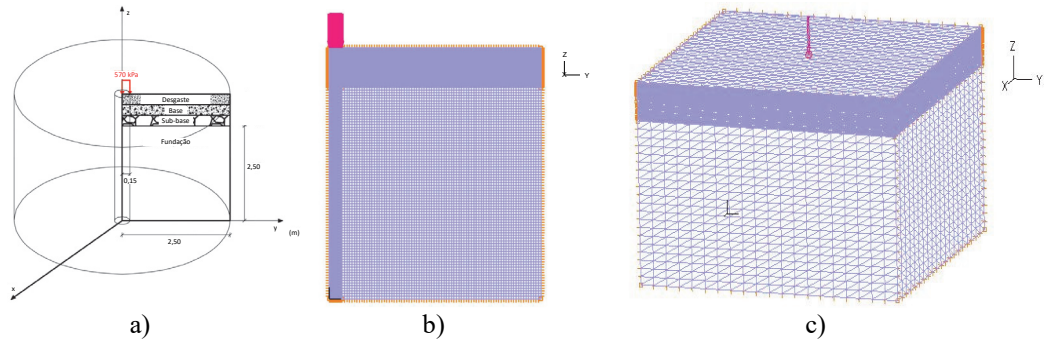


Fig. 11 – Modelação de pavimento flexível: a) geometria axial do pavimento e do carregamento; b) modelação 2D (Neves e Gonçalves, 2018); c) modelação 3D (Monteiro, 2019).

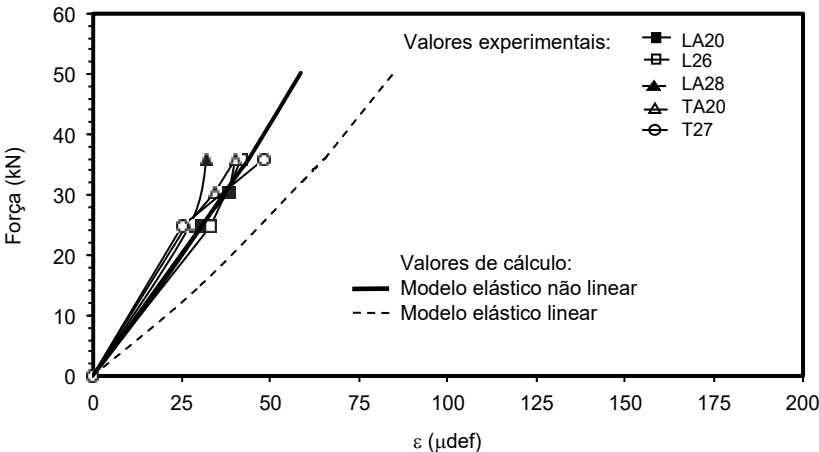


Fig. 12 – Comparação de extensões experimentais e de cálculo em função do modelo de comportamento das camadas de misturas granulares não ligadas (Neves e Gomes Correia, 2004).

Atendendo a que as extensões na base das camadas betuminosas estão associadas ao dimensionamento de pavimentos segundo o critério de fadiga, a utilização do modelo elástico linear, ao sobrestimar as extensões, pode resultar no sobredimensionamento da estrutura do pavimento. A consideração da não linearidade do comportamento pode ser ainda mais importante em pavimentos onde as camadas de materiais granulares desempenham a função estrutural principal, como é o caso dos pavimentos com camadas de misturas betuminosas de reduzida espessura. Neves e Gomes-Correia (2002a) mostraram que há redução significativa das extensões quando se utiliza o modelo não linear, tanto mais expressiva quanto mais espessa for a camada de material granular em relação às camadas de materiais betuminosos. Estes autores concluíram que essa redução pode atingir cerca de 60% no caso das extensões da fundação e 70% nas extensões das camadas betuminosas, dependendo do tipo de estrutura de pavimento. Este facto pode traduzir-se na menor espessura das camadas betuminosas necessária à satisfação dos critérios de dimensionamento, com impacto económico de grande significado. Idêntica importância da utilização do modelo não linear foi demonstrada para o caso do reforço de pavimentos existentes (Neves e Gomes-Correia, 2003).

3.5 – Modelação estrutural da via-férrea

Relativamente à estrutura da via-férrea, é também importante a consideração do comportamento não linear dos solos de fundação (Gomes Correia e Cunha, 2014), incluindo também o seu comportamento a longo prazo, dependente do número de ciclos associados ao carregamento e da variabilidade do nível de tensões (Ramos et al., 2020, Varandas et al., 2020). Igualmente, e como foi referido anteriormente, a camada de balastro assume particular importância no desempenho da infraestrutura. Esta camada está sujeita a importantes variações do estado de tensão devido aos ciclos de carga associados à passagem dos comboios. Atendendo a que a rigidez do material de granulometria uniforme que usualmente constitui a camada de balastro é influenciada pelo estado de tensão a que está sujeito, pode ser importante considerar a resposta resiliente não linear na análise estrutural. Ainda que para valores usuais de carga por eixo a deflexão vertical ao nível do carril e a aceleração das travessas possam não ser significativamente influenciadas pelo facto de simplificar, considerar-se o módulo de deformabilidade independente do estado de tensão, tem-se demonstrado que a assunção do comportamento elástico linear falha na estimativa das tensões no interior da camada de balastro.

Utilizando um modelo numérico 3D por elementos finitos (Figura 13a), calibrado experimentalmente, que contempla o comportamento dinâmico e a interação veículo-via, Paixão et al. (2016) evidenciaram a importância de considerar o comportamento elástico não linear do material da camada de balastro – recorrendo ao modelo K- θ – na avaliação das tensões nesta camada. Os valores de pico das tensões média (p) e deviatórica (q), calculadas em diversos pontos de uma secção transversal do centro do modelo (Figura 13b), à passagem dos comboios de passageiros Alfa Pendular (AP) e Intercidades (IC), são apresentados na Figura 13c (modelos linear e não linear). Esses valores são obtidos, respetivamente, através das equações:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (2)$$

Pode concluir-se que a consideração do comportamento elástico linear ($E = 130$ MPa) falha quer na estimativa das tensões de pico nas várias posições, quer na estimativa da variação da tensão, em particular antes e após os eixos atravessarem a secção em análise (mais pronunciado em termos de

q nas posições A, B e C da Figura 13b. Este comportamento decorre do facto de a transferência de carga entre a base das travessas e a camada de balastro se realizar de forma distinta no caso do comportamento não linear, pois concentram-se tensões mais elevadas nos elementos finitos que sofrem maiores variações de módulo, resultantes das condições de carga mais gravosa a que estão sujeitos. Este aspeto é mais evidente nos elementos sob as travessas, como se constata da análise da Figura 14, onde se apresenta mapas de cores da tensão vertical de pico, σ_z , obtida nas situações de comportamento linear e não linear, à passagem dos veículos na secção alinhada com a travessa central do modelo ($x = 0,0$ m), nos planos $z = 0,0$ m (base da camada de balastro) e $z = 0,3$ m (base da travessa). Estes resultados mostram que a consideração do comportamento elástico linear parece subestimar os níveis de tensão na camada de balastro, o que pode afetar negativamente os estudos de modelação que dependam da avaliação rigorosa das tensões ou deformações dos geomateriais. Por exemplo, o modelo elástico linear deve ser utilizado com precaução no estudo do comportamento de longo prazo das vias que envolva formulações empíricas simples que relacionam deformações plásticas com tensões ou deformações elásticas, e não leis constitutivas que permitem avaliar deformações permanentes da camada de balastro (Varandas et al., 2020).

4 – DIGITALIZAÇÃO

4.1 – Aplicação às terraplenagens

A gestão e alocação de recursos em ambientes dinâmicos, como se verifica em obras de terraplenagens ou operações mineiras, é tradicionalmente baseada em grande parte na experiência da equipa de projeto. Porém, as metodologias utilizadas não se traduzem, na maioria dos casos, na utilização ótima dos recursos disponíveis (por exemplo equipamento mecânico), o que tem um impacto negativo em fatores tais como custos, durações e emissões de carbono durante a execução deste tipo de tarefas. Neste sentido, estudos recentes permitiram verificar a viabilidade de várias técnicas de modelação avançada e otimização moderna que, por sua vez, permitem realizar o escalonamento de processos e a alocação de recursos de um modo automático e garantindo a utilização ótima dos vários recursos disponíveis em fase de projeto (Gomes Correia e Magnan, 2012, Parente et al., 2015a e 2015b).

No entanto, as soluções que advêm da aplicação das técnicas acima referidas resultam de uma abordagem totalmente preditiva o que, dada a elevada incerteza associada às fases de construção (por exemplo decorrente de avarias do equipamento, condições atmosféricas imprevisíveis, variações na produtividade estimada do equipamento, entre outros fatores), não devem ser vistas como uma regra inflexível, mas sim como parte de uma abordagem adaptável e ágil. De facto, a variabilidade das condições de trabalho em fases de execução ou de obra exige um constante ajuste das soluções de alocação de recursos e do fluxo de trabalho no estaleiro, de modo a que seja possível garantir o desempenho ótimo da frota de equipamentos.

Neste contexto, com o desenvolvimento inerente às áreas de Investigação Operacional e das tecnologias de informação e comunicação, surgem novos conceitos e ferramentas com o potencial para enfrentar este problema. Iniciativas como a Indústria 4.0 (I4.0), com origem nas indústrias de produção e que se apoia em conceitos tais como sistemas ciber-físicos e sistemas de otimização ágeis e flexíveis (em detrimento de abordagens preditivas rígidas), aliados à monitorização das operações em tempo real, podem servir de base para o desenvolvimento da indústria da construção e mineira nestas direções. Embora a origem do conceito I4.0 possa ser atribuída às indústrias de produção e manufatura, já foi estabelecido que estas apresentam uma estrutura semelhante a vários processos na área de Engenharia Civil, o que implica que ambos seguem as mesmas tendências de desenvolvimento. De facto, e do ponto de vista da Engenharia, processos como terraplenagens em obras de infraestruturas de transporte podem ser considerados linhas de produção dinâmicas em ambientes caracterizados por elevada complexidade e incerteza (Parente et al., 2015a).

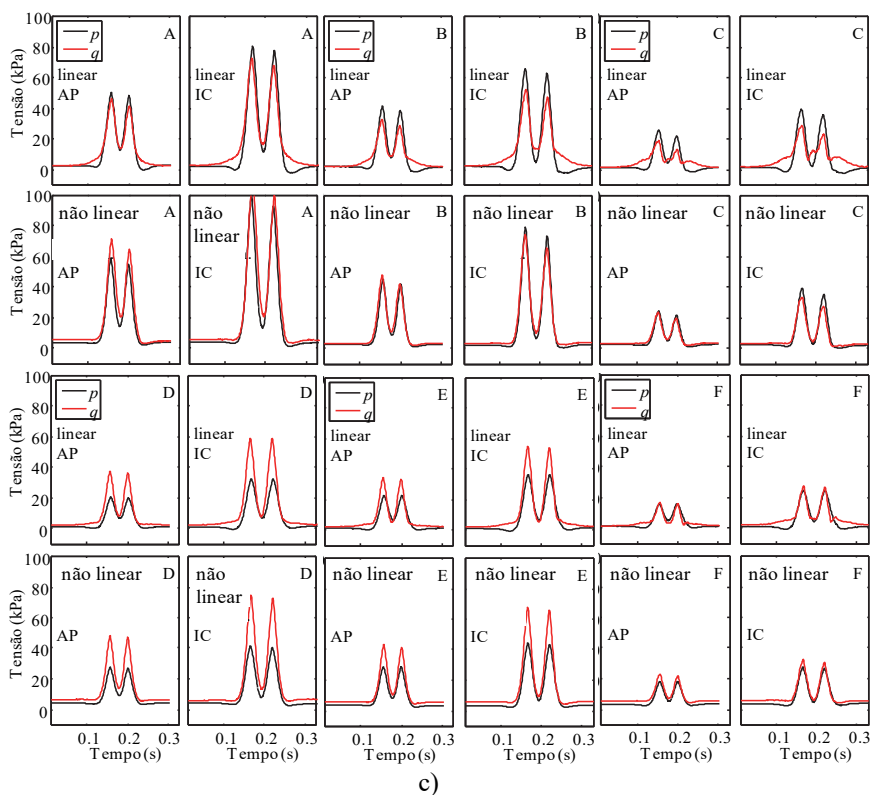
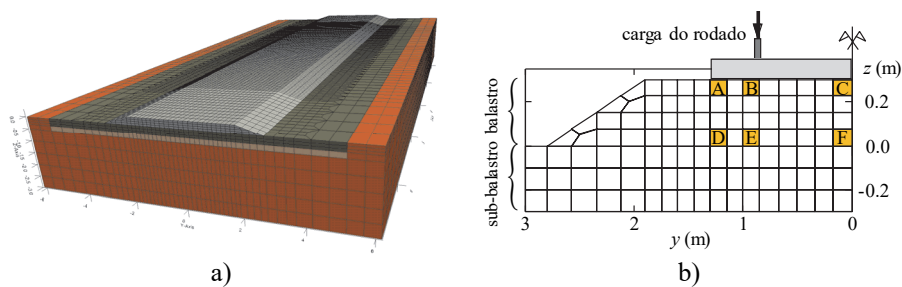


Fig. 13 – Tensões em secção transversal de via-férrea: a) aspeto do modelo 3D; b) identificação dos pontos em análise do centro do modelo; b) tensões p e q (Paixão et al., 2016).

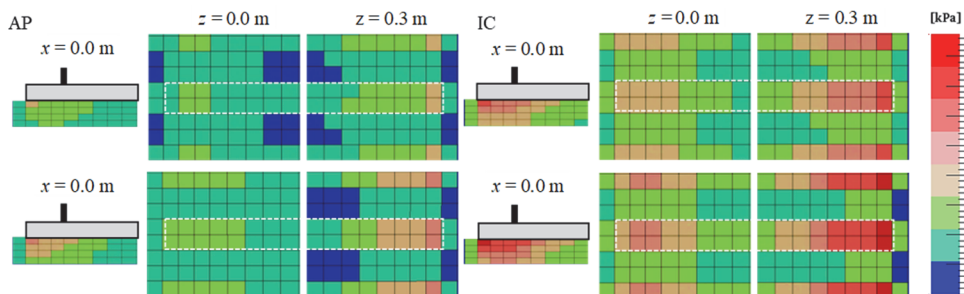


Fig. 14 – Tensão vertical de pico obtida na camada de balastro (adaptado de Paixão et al., 2016).

Tais processos de Engenharia Civil podem ser melhorados pela aplicação de conceitos relacionados com automação e autonomia, flexibilidade e adaptação, monitorização em tempo real e interconectividade em Cloud/Internet das Coisas, e auto-configuração/auto-otimização, que essencialmente constituem pilares da I4.0 (Rüßmann et al., 2015). A Figura 15 mostra os pilares da Indústria 4.0 com maior relevância na indústria da construção.

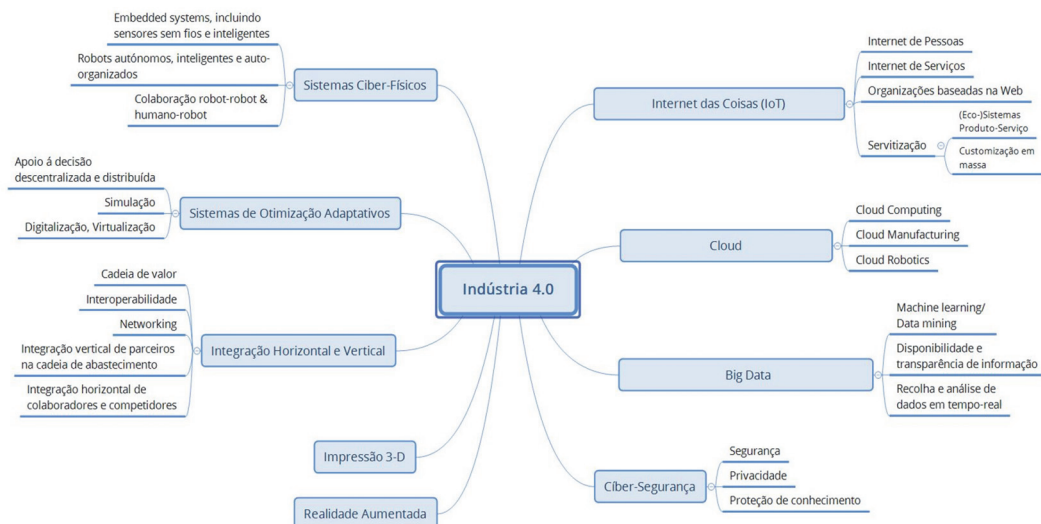


Fig. 15 – Pilares da Indústria 4.0 com relevância na indústria da construção.

Ainda que já existam vários estudos que demonstram a viabilidade e o ganho associados à utilização de conceitos e tecnologias tais como a Impressão 3D ou a Realidade Aumentada na construção, a presente análise da Figura 15 será limitada ao âmbito deste trabalho. Assim, verifica-se que, no contexto da aplicação às terraplenagens, os pilares da I4.0 com um impacto mais significativo resumem-se a:

- Sistemas ciber-físicos: têm como objetivo criar uma ligação entre os recursos disponíveis no mundo físico/real e os elementos correspondentes num mundo/modelo virtual. Geralmente, no âmbito da construção, isto é conseguido por meio da utilização de equipamentos de monitorização e instrumentação ligados a um sistema informático, que representa os recursos monitorizados num espaço virtual, tornando-se possível a análise de cenários de um modo rápido e sem custos quando integrado com sistemas de otimização adaptativos.
- Sistemas de otimização adaptativos: potenciam a manipulação dos recursos no mundo virtual (cujas identidade é ligada ao recurso correspondente no mundo físico por meio dos sistemas ciber-físicos) no contexto da simulação de cenários e otimização de processos. Os resultados podem ser transmitidos de volta ao mundo físico por meio da ligação estabelecida pelos sistemas ciber-físicos.
- “Big Data”: os métodos de “machine learning” e “data mining” permitem a utilização de bases de dados de construções passadas como base para estimativa de variáveis em construções futuras (por exemplo a estimativa de produtividade de equipas/equipamentos dependendo das condições de trabalho a que estão sujeitas). Podem ser utilizados em conjunto com sistemas de otimização adaptativos e sistemas ciber-físicos, apoiando-os na estimativa de parâmetros de otimização desconhecidos ou com grande variabilidade/incerteza.

- Internet das coisas: compreende ligação de máquinas, pessoas, recursos, fabricantes e clientes entre si por meio da internet. Isto potencia e suporta conceitos tais como “Building Information Modelling” (BIM) e construção sustentável (por exemplo otimizando a manufatura de elementos construtivos, assim como a utilização energética das construções e dos fabricantes), assim como manutenção preditiva (como por exemplo apoiando-se no aumento da informação disponibilizada pela instrumentação presente nos equipamentos, como resultado da implementação dos sistemas ciber-físicos), entre outros.

Ao mesmo tempo, verifica-se que as novas ferramentas associadas aos sistemas de informação e comunicação já fornecem os meios necessários à implementação destes conceitos nos próprios estaleiros, uma vez que incluem diferentes tipos de instrumentação capaz de monitorizar o equipamento ativo autonomamente e em tempo real. O Quadro 1 resume os vários tipos de instrumentação de monitorização em função do tipo de equipamento e da sua atividade. Aqui, verifica-se que vários destes equipamentos já podem ser monitorizados no que diz respeito à sua posição ao longo do tempo por meio de sistemas de informação geográfica e sistemas de posicionamento global (GPS), o que é especialmente importante na avaliação do rendimento dos equipamentos de transporte (i.e. camiões basculantes, “dumpers”) (Caterpillar Inc., 2012, Montaser e Moselhi, 2014). Para além disso, estes desenvolvimentos incluem instrumentação acrescida para outros tipos de equipamento, tais como sensores capazes de medir o volume de material transportado em cada ciclo de carga de escavadoras em tempo real (LC Products, 2018, Shearon, 2015), a monitorização e ajuste automático da inclinação e elevação das lâminas do equipamento de espalhamento (Caterpillar Inc., 2006), ou o controlo e ajuste dos parâmetros de compactação adotados por um compactador equipado com a tecnologias de controlo contínuo da compactação (Gomes Correia e Quibel, 2000, Petersen, 2005, Thurner e Sandström, 2000) e/ou compactação inteligente (Camargo et al., 2006, Gomes Correia e Parente, 2014, Thurner e Sandström, 1980). Mesmo que várias destas tecnologias tenham como propósito apenas o melhoramento dos processos em si, verifica-se que, através da sua implementação, é possível obter facilmente dados relativos à produtividade dos equipamentos dependendo das condições de trabalho a que estão sujeitos em tempo real.

Quadro 1 – Instrumentação existente para equipamentos mecânicos e fatores monitorizados.

Equipamento	Tipo de instrumentação	Fatores monitorizados
Escavação	GPS e/ou sensores de volume de material transportado por ciclo	Quantidade de material transportado por ciclo e número de ciclos (produtividade); material carregado em cada camião ou “dumper”; tempo de inatividade
Transporte	GPS ou sinal de rádio	Número de viagens por intervalo temporal (produtividade); velocidade (instantânea e média); tempo de inatividade
Espalhamento	GPS, sensores laser na lâmina	Ângulo e inclinação da lâmina de espalhamento; velocidade do equipamento; tempo de inatividade
Compactação	GPS, sensores no tambor (controlo contínuo da compactação), e/ou no controlo dos parâmetros de compactação do equipamento (compactação inteligente)	Número de passagens por intervalo temporal; velocidade do equipamento; medição contínua da rigidez do material e geração de mapa de compactação (controlo contínuo da compactação); ajuste automático dos parâmetros de compactação (compactação inteligente)

Assim, durante as fases de execução torna-se possível recorrer às capacidades destas tecnologias de campo para monitorizar e avaliar constantemente a produtividade do equipamento ativo, permitindo que os sistemas de otimização reajustem as soluções de alocação de recursos previamente adotadas na fase de projeto, de modo a assegurar a continuação dos trabalhos em condições ótimas. Uma possível arquitetura de um sistema de otimização reativo deste tipo pode ser descrita através dos seguintes passos:

1. Recolha periódica ou em tempo real dos dados gerados pela instrumentação de monitorização instalada nos equipamentos.
2. Compilação e análise dos dados recebidos pelo sistema em função do formato de origem e do tipo de equipamento associado, traduzindo os dados em produtividade real dos equipamentos (por exemplo produtividade média num determinado espaço de tempo).
3. A informação decorrente do passo anterior é utilizada pelo sistema de otimização, ao qual pode ser solicitado (manual ou automaticamente em função de uma série de indicadores predefinidos, por exemplo quando se verifica que a produtividade de algum equipamento está abaixo do que tinha sido originalmente estimado nas fases de projeto) um novo ciclo de otimização dos recursos ativos e disponíveis. Este novo ciclo de otimização (denominado re-otimização) compreende a reorganização/relocação dos recursos mecânicos ao longo do estaleiro de modo garantir a minimização de vários objetivos, que podem incluir combinações de custos de execução, duração de execução, ou emissões de carbono, por exemplo. Os custos e atrasos associados à implementação das novas soluções (por exemplo o tempo necessário para deslocar o equipamento ativo de uma frente de trabalho para outra) devem fazer parte das soluções sugeridas pelo sistema, uma vez que uma alteração constante da solução de alocação de equipamentos no estaleiro pode não trazer vantagens para a finalização das tarefas dentro dos prazos e custos que foram estimados.
4. Comunicação dos resultados da otimização ao utilizador do sistema sob a forma de várias soluções de alocação dos recursos, no contexto de apoio à decisão. Tal como verificado em estudos anteriores (Marques et al., 2009; Parente et al., 2015a; Parente et al., 2016), a utilização de vários objetivos de otimização resulta numa série de “trade-offs” entre os mesmos, o que aumenta a flexibilidade do processo de decisão.

Como pode facilmente inferir-se, este tipo de sistema compreende uma implementação direta dos conceitos de sistemas ciber-físicos e sistemas de otimização adaptativa mencionados anteriormente. Como tal, representa um passo importante na direção do conceito de construção inteligente (à semelhança do conceito conhecido como “smart manufacturing” nas indústrias de produção e manufatura), baseado em robots autónomos, autossuficientes e interligados, que constituem a base do paradigma trazido pela I4.0.

4.2 – Aplicação aos pavimentos

A fim de ter infraestruturas de transporte resilientes e sustentáveis que protejam o ambiente, permitam às pessoas prosperar e criem valor económico, os gestores têm vindo a mudar a forma como trabalham. O BIM, grande volume de dados, computação em nuvem e análises estão a mudar a forma como a infraestrutura é planeada, concebida, construída e gerida. Um exemplo é a moderna gestão de infraestruturas que faz uso de sistemas para avaliação do estado, previsão do desempenho e apoio à decisão. Estas tarefas recorrem a grandes volumes de dados e ao respetivo tratamento, em particular para produzir informação que possibilite interpretar o comportamento das estruturas, como um todo e dos elementos que as constituem, e alimentar modelos de análise. Exemplo disso são os Sistemas de Gestão de Pavimentos (SGP), que a partir da década de 60 do século XX, têm vindo a desenvolver-se por todo o mundo. Neste domínio, as técnicas de “machine learning” podem ser utilizadas na avaliação do estado do pavimento, na previsão do desempenho do pavimento e no apoio à decisão. Nestes sistemas, os modelos de previsão do

desempenho (mecanicistas, empíricos ou empírico-mecanicistas), quer determinísticos quer probabilísticos, assumem particular relevo, pelo que o recurso a estas técnicas pode ser vantajoso, nomeadamente nas diversas etapas e sucessivas iterações dos modelos (recolha de dados; pré-processamento de dados; modelação; avaliação e estabelecimento do modelo final). De facto, não é fácil estabelecer os modelos de previsão, que normalmente se baseiam em indicadores ou combinações de indicadores de desempenho, devido ao número de variáveis envolvidas – relacionadas com tráfego, ambiente, estrutura do pavimento, construção e manutenção – e à forma como se relacionam entre si (Marcelino et al., 2018). As técnicas de “machine learning” que têm vindo a ser utilizadas no âmbito dos SGP, são, por exemplo, algoritmos genéticos, “support vector machines”, “random forests”, “naïve bayes” e, em particular e há mais tempo, as redes neuronais (Marcelino et al., 2021).

A principal limitação na utilização dos modelos baseados em técnicas de “machine learning” reside no facto de requererem uma quantidade significativa de dados e de nem todos os tipos de infraestruturas possuírem o volume de dados históricos necessários para aplicá-los, o que torna essencial a pesquisa de técnicas ou tecnologias que possam contribuir para aumentar o volume de dados disponíveis. Nestes processos de desenvolvimento de modelos de previsão é fundamental dispor de bases de dados de qualidade. No entanto, existem diversas razões que contribuem para a existência de bases de dados incompletas e de difícil utilização, condicionando a sua fiabilidade e a aplicabilidade prática, nomeadamente: distintas dimensões das séries temporais; distintas frequências de recolha de dados; inconsistências de dados; dados em falta; valores fora da gama expectável; problemas com o nível de integração dos dados, relacionados com alterações, ao longo do tempo, da forma como são recolhidos (métodos, tipos de equipamentos e formatos diferentes).

Sendo a falta de dados em determinadas observações um problema recorrente, conduzindo à redução do tamanho do conjunto de dados, pode ser necessário recorrer a métodos adequados que permitam completar esse conjunto. Em geral, ao constatar a existência de dados em falta, é essencial identificar o tipo, a extensão e a aleatoriedade dos dados em falta, para definir qual método de tratamento a ser utilizado. Marcelino et al. (2019a) apresentaram um estudo comparativo no qual aplicaram na imputação de dados em falta em sistemas de gestão de pavimentos, para além de valores médios, três técnicas de “machine learning”. Estas técnicas foram: “multivariate imputation with chained equations (MICE)”, “k-nearest neighbors (KNN)” e “MissForest”. Nesse estudo concluíram que a técnica que conduziu a melhores resultados foi a “MissForest”, apresentando o menor valor de erro (definido pela diferença entre os valores imputados e reais). Em particular, em relação à imputação da média o erro foi inferior em 46%.

No sentido de estudar formas de enriquecer as bases de dados, no trabalho apresentado em Marcelino et al. (2019b) testou-se a aplicação de “transfer learning” no desenvolvimento de modelos de previsão. O processo de “transfer learning” pretende transferir a aprendizagem obtida em tarefas anteriores para novas tarefas. Nesse estudo, o objetivo foi utilizar dados de pavimentos de uma base de dados semelhante à que se pretendia utilizar, mas mais completa do que esta, para treinar os modelos de forma a que pudessem ser transferidos e aplicados à base de dados de trabalho. Concluiu-se que devido ao enriquecimento da base de dados, foi possível obter uma redução do erro dos modelos na ordem de 20%.

4.3 – Aplicação à via-férrea

A digitalização ferroviária oferece uma vasta gama de serviços e aplicações potenciais a curto e médio prazo. Destacam-se os serviços de informação de passageiros e carga, vigilância por vídeo, vigilância inteligente, infraestruturas inteligentes, monitorização de bens, sistemas de sinalização e sistemas automatizados de controlo de comboios, todos eles com o objetivo comum de melhorar a eficiência das operações e de servir o utilizador mais eficazmente. O programa Shift2Rail, iniciado em 2014 (Shift2Rail@, 2021), como uma plataforma de coordenação e desenvolvimento de atividades de investigação e inovação visa promover a competitividade

ferroviária e perseguir benefícios específicos, tais como a redução do custo do ciclo de vida dos caminhos-de-ferro em 50%, duplicando a sua capacidade e aumentando a sua pontualidade em 50%. Nestes objetivos o papel da digitalização é muito importante, com especial destaque para as infraestruturas inteligentes (Rana et al., 2016). Neste contexto, Abedi et al. (2020) desenvolveram um compósito auto-sensorial cimentício com elevado desempenho mecânico, microestrutural e de elevada durabilidade recorrendo à combinação híbrida de nanotubos de carbono (CNTs) e nanoplaquetas de grafeno (GNPs). Esta prova de conceito está a ser adaptada para um solo-cimento com previsão de ser utilizado num demonstrador na via-férrea nacional numa zona de transição. Tratar-se-á de um material inovador com capacidade de monitorização contínua da deformação e de localização de dano, para além de poder emitir um sinal de alerta para estados de degradação não conformes às condições de serviço. Nesta mesma linha de materiais inovadores e auto-sensoriais foi também desenvolvido um protótipo de uma geogrelha cuja informação está publicada em Rana et al. (2014). Estes desenvolvimentos estão alinhados com o apoio à manutenção preditiva e à supervisão em tempo real.

A digitalização a nível de projeto é também já uma realidade, embora ainda pouco aplicada ao nível da infraestrutura ferroviária. Uma das ferramentas é o BIM, que é o processo de geração, construção e gestão de dados ao longo da vida do projeto, utilizando tecnologias baseadas em modelos ligados a uma base de dados de informação do projeto. BIM incorpora dados físicos, ambientais e comerciais sobre cada elemento. Esta ferramenta tem sido aplicada com sucesso em muitas áreas da arquitetura, engenharia e construção (AEC). Contudo, essa não é a realidade em todos os setores, como é o caso das obras de geotecnia e infraestruturas de transporte, onde a sua aplicação é ainda limitada. Neves et al. (2019) estudaram a viabilidade de implementação da metodologia BIM no âmbito da obra de renovação integral duma via-férrea em Portugal, com aplicação de geotêxtil e geogrelha na base da camada de balastro. Nesse estudo foi realizada a modelação geométrica espacial – modelo 3D – de um trecho da obra e foi avaliada a possibilidade de extração de informação do modelo criado relativamente aos principais parâmetros geométricos da via-férrea e com vista à sua futura inspeção. A implementação da metodologia BIM apresentou ainda limitações, nomeadamente ao nível da interoperabilidade entre sistemas para definição de modelos mais avançados, como foi o caso do modelo 4D associado ao planeamento no tempo do processo construtivo. Idêntica problemática se coloca em relação aos pavimentos rodoviários.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Há hoje e continuará no futuro a verificar-se a utilização de abordagens mecanicistas, quer a nível da interpretação dos resultados dos ensaios, quer a nível de dimensionamento, bem como de retroanálise da observação de estruturas rodoviárias e ferroviárias em detrimento de abordagens de base puramente empírica. Esta orientação privilegia a valorização de materiais, muitas vezes rejeitados no passado, contribuindo para a economia circular e visando soluções mais sustentáveis e resilientes. Cada vez mais se poderá recorrer ao dimensionamento por programas de cálculo automático simulando cada vez mais as condições reais. Estas simulações numéricas integradas com os dados da monitorização (reais ou sintéticos) resultantes de múltiplas fontes permitirão representar a sua contraparte física (“digital twin”). Além disso, a abordagem probabilística será cada vez mais incorporada no projeto geotécnico e no projeto de pavimentos e vias-férreas de modo a contabilizar a incerteza e a variabilidade da natureza dos geomateriais “in situ” e das ações quer mecânicas quer ambientais. As abordagens de dimensionamento serão cada vez mais orientadas para as condições de funcionalidade e segurança, incorporando análises de custo de ciclo de vida.

No rescaldo do impacto significativo que a crise económica europeia teve no setor da construção na década passada, a recuperação desta indústria passará indubitavelmente pela incorporação das novas tecnologias, ferramentas e metodologias correspondentes à digitalização que se verifica atualmente na indústria, garantindo assim a competitividade europeia neste setor no

panorama global. Isto compreende a evolução dos processos de dimensionamento e construção na direção da construção inteligente, caracterizada pela autonomia e interconectividade da Indústria 4.0, não só potenciando a flexibilidade e adaptabilidade em obra para lidar com a incerteza inerente à mesma, mas também integrando equipamentos, pessoas, processos e dimensionamento num contexto de apoio à decisão em tempo real. Um dos principais desafios do futuro é saber lidar e utilizar os dados eletrónicos recolhidos no local, usando materiais inteligentes, instrumentos de última geração e sistemas informatizados comerciais. A tendência é mesmo a geração em tempo real de informação de apoio à geração de relatórios digitais, e de suporte à tomada de decisões nos aspetos da gestão e do controlo de qualidade. Na prática, isto terá um impacto marcante em termos económicos (por exemplo minimização de custos, tempos), ambientais (por exemplo minimização de emissões de carbono e otimização de recursos) e sociais (por exemplo melhoramento da qualidade das estruturas e serviços, aumentando o ciclo de vida útil e a segurança dos utilizadores), que correspondem aos principais aspetos da sustentabilidade na construção.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abedi, M.; Fangueiro, R.; Gomes Correia, A. (2020). *Ultra-sensitive affordable cementitious composite with high mechanical and microstructural performances by hybrid CNT/GNP*. Materials, Vol. 13, nº 16, art. n.º 3484.
- Balay, J.; Gomes Correia, A.; Jouve, P.; Horny, P.; Paut, J. L. (1998). *Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées*. Dernières avancées. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 216, pp. 3-17.
- Biarez J.; Bougriou Z.; Fayad T.; Hammoud I.; Liu W.; Gomes Correia A. (1999). *Les modules de 10-5 à 10-1 pour les sols remaniés et non remaniés, pour les fondations des voies ferrées et les routes*. Proceedings of the 10th ECSMGE, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, AA Balkema. The Netherlands, vol. 3, pp. 1737-1742.
- Brown, S. F. (1996). *36th Rankine Lecture: Soil Mechanics in Pavement Engineering*. Géotechnique, Vol. 46, nº 3, pp. 383-426.
- Camargo, F.; Larsen, B.; Chabourn, B.; Roberson, R.; Siekmeier, J. (2006). *Intelligent compaction: A Minnesota case history*. Proceedings of the 54th Annual University of Minnesota Geotechnical Conference. Minneapolis, USA.
- Caterpillar Inc. (2006). *System for Track-Type Tractors AccuGrade: Grade Control System for Track-Type Tractors*. http://www.cat.com/en_US/support/operations/technology/earth-moving-solutions/accugrade-grade-control-system.html. Acedido em abril de 2018.
- Caterpillar Inc. (2012). *Cat Minestar System – Robison Mine case study*. http://www.cat.com/en_US/articles/customer-stories/mining/case-studies/robinson-mine.html. Acedido em abril de 2018.
- Coronado, O.; Caicedo, B.; Taibi, S.; Gomes Correia, A.; Fleureau, J.-M. (2011). *A macro geomechanical approach to rank non-standard unbound granular materials for pavements*. Engineering Geology, vol. 119, pp. 64-73.
- Coronado, O.; Caicedo, B.; Taibi, S.; Gomes Correia, A.; Souli, H.; Fleureau, J.-M. (2016). *Effect of water content on the resilient behavior of non standard unbound granular materials*. Transportation Geotechnics, vol. 7, pp. 29-39.

- Delgado, B.; Viana da Fonseca, A.; Fortunato, E.; Maia, P. (2019). *Mechanical behavior of inert steel slag ballast for heavy haul rail track: laboratory evaluation*. Transportation Geotechnics, vol. 20, pp. 2214-3912.
- EN 13286-7 (2004). *Unbound and hydraulically bound mixtures; Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Fortunato, E., (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E. (2016). *Comportamento estrutural de vias-férreas balastradas. Contributos para melhorar a eficiência e a qualidade da operação*. Lisboa: LNEC. ISBN 978-972-49-2280-5.
- Fortunato, E.; Paixão, A.; Fontul, S. (2012). *Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer*. Hokkaido University, Japan: Taylor & Francis Group.
- Fortunato, E.; Paixão, A.; Calçada, R., (2013). *Railway track transition zones: design, construction, monitoring and numerical modelling*. International Journal of Railway Technology. Saxe-Coburg Publications, vol. 2, n.º 4, pp. 33-58.
- Fortunato, E.; Roque, A. J.; Gomes Correia, A. (2018). *Comportamento estrutural de um trecho rodoviário construído com agregado siderúrgico inerte para construção (ASIC)*. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada, Sociedade de Portuguesa de Geotecnia.
- Fortunato, E.; Paixão, A.; Morais, P.; Santos, C.; Francisco, A.; Asseiceiro, F.; Cruz, J.; Cruz, N. (2019). *Soil-binder columns for the rehabilitation of railway track platforms*. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Iceland.
- Gaspar, A. P. T. (2010). *Performance evaluation and numerical modeling of an ISAC embankment and its comparison with a traditional soil embankment*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Gomes Correia, A. (2000). *Influence of compaction conditions on the resilient and permanent deformations of aggregate mixtures of granite*. Compaction of soils and granular materials (eds. A. Gomes Correia & A. Quibel). Presse Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 27-39.
- Gomes Correia, A. (2001). *Soil Mechanics in routine and advanced pavement and rail track rational design*. Geotechnics for Roads, Rail tracks and Earth Structures (Gomes Correia and Brandl, eds.). Balkema, pp. 165-187.
- Gomes Correia, A. (2004a). *Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas*. Geotecnia, n.º 100, pp. 103-122, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, Portugal.
- Gomes Correia, A. (2004b). *Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks*. Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction (eds. A. Gomes Correia and A. Loizos). Milpress, Rotterdam, Netherlands, pp. 35-60.
- Gomes Correia, A. (2008). *Innovations in design and construction of granular pavements and railways*. Advances in Transportation Geotechnics (Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom, Eds.). Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47590-7, pp. 3-13.
- Gomes Correia, A.; Biarez, J. (1999). *Stiffness properties of materials to use in pavement and rail track Design*. Proceedings of the 12th ECSMGE, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure (Barends et al., eds.), Balkema, Rotterdam, vol. 2, pp. 1245-1250.

- Gomes Correia, A.; Cunha, J. (2014). *Analysis of nonlinear soil modelling in the subgrade and rail track responses under HST*. Transportation Geotechnics, vol. 1, pp. 147-156.
- Gomes-Correia, A.; Dawson, A. (1996). *The effects of sugrade clay condition on the structural behaviour of road pavements*. Flexible Pavements (A. Gomes Correia, Ed.). Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 523 2, pp. 113-119.
- Gomes Correia, A.; Magnan, J. P. (2012). *Trends and challenges in earthworks for transportation infrastructures*. Advances in Transportation Geotechnics II, Taylor & Francis Group, pp. 1–12.
- Gomes Correia, A.; Parente, M. (2014). *Intelligent compaction technology for geomaterials. A demonstration project*. TRA2014 Transport Research Arena, pp. 1–10.
- Gomes Correia, A.; Quibel, A. (2000). *Compaction of soils and granular materials* (A. Gomes Correia & A. Quibel, Eds.). Presse Nationale des Ponts et Chaussées.
- Gomes Correia, A.; Araújo, N.; Reis Ferreira, S. (2010). *A large precision triaxial apparatus for study geomaterials under cyclic loading*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 1125-1130.
- Gomes Correia, A.; Hornych, P.; Akou, Y. (1999). *Review of models and modelling of unbound granular materials*. Unbound Granular Materials. Laboratory testing, In-situ Testing and Modelling (A. Gomes Correia, Ed.). A.A. Balkema, pp. 3-15.
- Gomes Correia, A.; Winter, M. G.; Puppala, A. J. (2016). *A review of sustainable approaches in transport infrastructure geotechnics*. Transportation Geotechnics, vol. 7, pp. 21-28.
- Gomes Correia, A.; Roque, A. J.; Reis Ferreira, S. M.; Fortunato, E. (2012). *Case study to promote the use of industrial byproducts: The relevance of performance tests*. Journal of ASTM International, vol. 9, n.º 2, pp. 1-18.
- Kaynia, A. M.; Madshus, C.; Zackrisson, P. (2000). *Ground vibration from high-speed trains: Prediction and countermeasure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, n.º 6, pp. 531-537.
- Krylov, V. V.; Dawson, A. R.; Heelis, M. E.; Collop, A. C. (2000). *Rail movement and ground waves caused by high-speed trains approaching track-soil critical velocities*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, vol. 214, n.º 2, pp. 107-116.
- LC Products. (2018). *Titan 3330 Production Monitor Brochure*. https://lc.com.au/products_excavator_production_monitor.aspx. Acedido em abril de 2018.
- Marcelino, P.; Lurdes Antunes, M.; Fortunato, E. (2018). *Comprehensive performance indicators for road pavement condition assessment*. Structure and Infrastructure Engineering, vol. 14, n.º 11, pp. 1433-1445.
- Marcelino, P.; Lurdes Antunes, M.; Fortunato, E.; Gomes, M. C. (2019a). *Improved Methods for the Imputation of Missing Data in Pavement Management Systems*. 18th Annual International Conference on Pavement Engineering, Asphalt Technology and Infrastructure, Liverpool, UK.
- Marcelino, P.; Lurdes Antunes, M.; Fortunato, E.; Gomes, M. C. (2019b). *Transfer learning for pavement performance prediction*. International Journal of Pavement Research and Technology, vol. 13, pp. 154–167.

- Marcelino, P.; Lurdes Antunes, M.; Fortunato, E.; Gomes, M. C. (2021). *Machine learning approach for pavement performance prediction*. International Journal of Pavement Engineering, vol. 22, n.º 3, pp. 341-354.
- Marques, R.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2009). *Data mining applied to compaction of geomaterials*. Proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Champaign, Illinois, USA, Taylor & Francis, vol. 2, pp 597-605.
- Montaser, A.; Moselhi, O. (2014). *Truck + for earthmoving operations*. Journal of Information Technology in Construction, vol. 19, pp. 412–433.
- Monteiro, A. (2019). *Modelação numérica do comportamento de camadas de pavimentos rodoviários constituídas por solos tratados com cimento*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Nazarian, S; Desai, M. R. (1993). *Automated surface wave method: Field testing*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 119, n.º 7.
- Neves, J. (2001). *Contribuição para a modelação do comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis*. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa.
- Neves, J.; Gonçalves, M. (2018). *Finite element modelling of reinforced road pavements with geogrids*. Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX – Cardoso et al. (Eds), Taylors & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-33203-4, vol. 2, pp. 1371-1376.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2002a). *Importância do comportamento dos materiais granulares no dimensionamento e na economia de construção de pavimentos flexíveis*. 2º Congresso Rodoviário Português, Lisboa. Centro Rodoviário Português, vol. II, pp. 233- 244.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2002b). *Bearing capacity of a flexible pavement during the construction phase*. Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, BCRA02, Lisboa. A.A. Balkema, Rotterdam, vol. 1, ISBN 90 5809 396 4, pp. 677-684.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2002c). *O contributo da observação de trechos experimentais na modelação do comportamento estrutural e pavimentos flexíveis*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, vol. 3, pp. 1421-1431.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2003). *Influence of non-linear elastic behaviour of unbound granular materials on pavement reinforcement design*. Proceedings of the 3rd International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Conference, MAIREPAV03, Guimarães. A.A. Balkema, Rotterdam, ISBN 972-8692-03-X, pp. 251-260.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2004). *Behaviour of granular materials: field results versus numerical simulations*. Proceedings of the 6th International Symposium on Unbound Aggregates in Roads, UNBAR6, Nottingham, United-Kingdom. A.A. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 699 8, pp. 97-106.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2006). *Consideração da não-linearidade do comportamento dos solos na modelação numérica de pavimentos rodoviários*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp.1-10.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2006). *A experiência portuguesa na modelação do comportamento estrutural dos solos de fundação dos pavimentos rodoviários*. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Geotecnia de Infraestrutura de Transportes, Brasil. ABMS/SPG, pp. 77-82.

- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2007). *Evaluation and modelling of subgrade stiffness during the construction phase of asphalt pavements*. Proceedings of the International Conference on Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials. Grécia, vol. 1, pp. 503-511.
- Neves, J.; Gomes Correia, A. (2014). *Portuguese experience on asphalt pavements design supported by in situ performance evaluations*. Design, Analysis, and Asphalt Material Characterization for Road and Airfield Pavements. GSP 246, ASCE, pp. 75-82.
- Neves, J.; Sampaio, Z.; Vilela, M. (2019). *A case study of BIM implementation in rail track rehabilitation*. Infrastructures, vol. 4, nº 8.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2014). *Transition zones to railway bridges: track measurements and numerical modelling*. Engineering Structures, vol. 80, pp. 435-443.
- Paixão, A.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2015). *Design and construction of backfills for railway track transition zones*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, vol. 229, nº 1, pp. 58-70.
- Paixão, A.; Varandas, J. N.; Fortunato, E.; Calçada, R. (2016). *Non-linear behaviour of geomaterials in railway Tracks under different loading conditions*. Procedia Engineering, vol. 143, pp. 1128-1135.
- Parente, M.; Cortez, P.; Gomes Correia, A. (2015a). *An evolutionary multi-objective optimization system for earthworks*. Expert Systems with Applications, vol. 42, nº 11, pp. 6674–6685.
- Parente, M.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2015b). *Modern optimization in earthwork construction*. Proceedings of the XVI ECSMGE, ICE Publishing, pp. 343–348.
- Parente, M.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2016). *Metaheuristics, data mining and geographic information systems for earthworks equipment allocation*. Advances in Transportation Geotechnics III, vol. 143, pp. 506-513.
- Petersen, L. (2005). *Continuous compaction control MnROAD demonstration*. Technical report for the Minnesota Department of Transportation (Mn/DOT). Minneapolis, USA.
- Profillidis, V. A. (2006) *Railway management and engineering*. 3ª Edição. Ashgate, Aldershot, UK, ISBN 978-1-4094-6463-1.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking*. Transportation Geotechnics, vol. 23, 100326.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P.; Esen, A.; Woodward, P. K.; Connolly, D. P.; Laghrouche, O. (2021). *Influence of track foundation on the performance of ballast and concrete slab tracks under cyclic loading: Physical modelling and numerical model calibration*. Construction and Building Materials, vol. 277.
- Rana, S.; Subramani, P.; Figueiro, R.; Gomes Correia, A. (2016). *A review on smart self-sensing composite materials for civil engineering applications*. AIMS Materials Science, vol. 3, nº 2, pp. 357-379.
- Rana, S.; Zdraveva, E.; Pereira, C.; Figueiro, R.; Gomes Correia, A. (2014). *Development of hybrid braided composite rods for reinforcement and health monitoring of structures*. The Scientific World Journal, nº 170187.
- Rüßmann, M.; Lorenz, M.; Gerbert, P.; Waldner, M.; Justus, J.; Engel, P.; Harnisch, M. (2015). *Industry 4.0: The future of productivity and growth in manufacturing industries*.

https://www.bcgperspectives.com/content/articles/engineered_products_project_business_industry_40_future_productivity_growth_manufacturing_industries/#chapter1. Acedido em abril de 2017.

Shearon, L. (2015). *Manage what you measure*. Australia's Mining Monthly Magazine, 57. https://lc.com.au/pdfs/amm_titan_article.pdf. Acedido em abril de 2018.

Shift2Rail Homepage (2021). <https://shift2rail.org>. Acedido em abril de 2021.

Turner, H.; Sandström, A. (1980). *A new device for instant compaction control*. Proceedings of International Conference on Compaction, Paris, France, pp. 611–614.

Turner, H.; Sandström, A. (2000). *Continuous Compaction Control, CCC*. In A. Gomes Correia & A. Quibel (Eds.), *Compaction of soils and granular materials*. Paris, France: Presse Nationale des Ponts et Chaussées.

Varandas, J. N.; Paixão, A.; Fortunato, E.; Zuada Coelho, B.; Hölscher, P. (2020). *Long-term deformation of railway tracks considering train-track interaction and non-linear resilient behaviour of aggregates – A 3D FEM implementation*. Computers and Geotechnics, vol. 126, 103712.

30 ANOS DE PROGRESSO EM 3 LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA DE UNIVERSIDADES PORTUGUESAS: CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS NÃO PLÁSTICOS

30 years of progress in 3 geotechnical labs of Portuguese universities: characterisation of non-plastic soils

António Viana da Fonseca^a, Jaime Santos^b, Paulo Coelho^c

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

^b CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

^c Universidade de Coimbra, CITTA, Dep. de Engenharia Civil da FCTUC, Coimbra, Portugal

RESUMO – Os 3 Laboratórios de Geotecnia dos Departamentos de Engenharia Civil das Universidades do Porto, de Lisboa e de Coimbra, tiveram um desenvolvimento notável ao longo dos últimos 30 anos relativamente às valências em equipamento e metodologia de ensaios na vertente da Mecânica dos Solos. Este artigo retrata essa evolução, na perspetiva da caracterização do comportamento mecânico de solos não plásticos, destacando a matriz preferencial das competências laboratoriais focadas no ensino e investigação avançados e que potenciaram intensas colaborações que se traduziram em várias dissertações de doutoramento e mestrado comuns e em diversos projetos de investigação conjuntos. Inicialmente, cada Instituição descreve alguns dos equipamentos e das técnicas experimentais que adquiriu e/ou desenvolveu localmente para a caracterização experimental avançada do comportamento de solos não plásticos sob diferentes tipos de solicitação e níveis de deformação. Alguns resultados experimentais obtidos considerados relevantes ilustram o contributo dos Laboratórios para o progresso do conhecimento neste campo. Posteriormente, o artigo descreve alguns resultados de investigação colaborativa entre as 3 Instituições onde a combinação de técnicas e equipamentos de ensaio complementares permitiu a caracterização de aspetos relevantes da Areia de Coimbra.

ABSTRACT – The 3 Geotechnical Labs of the Civil Engineering Departments of Porto, Lisbon and Coimbra Universities, had a remarkable development during the last 30 years with respect to the equipment and testing methods in Soil Mechanics. The paper depicts this evolution from the perspective of the characterisation of the mechanical behaviour of non-plastic soils, highlighting the emphasis of the experimental facilities on advanced teaching and research that underpinned solid collaborations that resulted in various joint MSc and PhD thesis and collaborative research projects. Firstly, each Institution describes some equipment and experimental techniques acquired and/or developed locally for the advanced experimental characterisation of the behaviour of non-plastic soils under different loading conditions and varying strain levels. Some relevant experimental results obtained highlight the contribution of the Laboratories for the progress of the knowledge in this field. Next, the paper describes some results obtained through collaborative research involving the 3 Institutions where the combination of distinct testing techniques and equipment enabled the characterisation of relevant aspects of Coimbra sand.

Palavras Chave – Laboratório de geotecnia, solos granulares, equipamento e métodos avançados, projeto e análise

Keywords – Geotechnical laboratory, granular soils, advanced equipment and methods, design and analysis

E-mails: viana@fe.up.pt (A.V. Fonseca), jaime.santos@tecnico.ulisboa.pt (J. Santos), pac@dec.uc.pt (P. Coelho)

ORCID: orcid.org/0000-0002-9896-1410, orcid.org/0000-0003-4231-5687, orcid.org/0000-0001-6078-0393

1 – INTRODUÇÃO E MOTIVAÇÃO

Na sequência do objetivo descrito no resumo, neste trabalho procurou-se não repetir entre as três secções correspondentes, associadas aos laboratórios de geotecnia da FEUP, IST e FCTUC, equipamentos e métodos para se dar uma visão mais abrangente das capacidades instaladas, embora se interliguem muitos dos ensaios que são contextualizados para propósitos do projeto e análise de comportamento de estruturas geotécnicas. A matriz preferencial destas competências laboratoriais é o ensino superior e a investigação avançada, pelo que ao longo destes anos de colaborações entre os grupos que trabalham neles, foram concluídas dissertações de doutoramento e mestrado e projetos de investigação conjuntos. A marca de cada laboratório foi acordada entre os responsáveis para que se relevasse algum(ns) tópicos e metodologias que se considerasse importante na engenharia geotécnica do presente e próximo futuro. Assim, numa das secções dá-se particular relevo a técnicas de instrumentação inovadoras e métodos de preparação, condicionamento e ensaios mecânicos em trajetórias convencionais monotónicas ou cíclicas em câmaras triaxiais clássicas, com propósitos de identificar com rigor estados limites de serviço e últimos (rigidez de muito pequenas a muito altas deformações, condições de estados instáveis – amolecimento e/ou liquefação em carregamentos não drenado – e últimos – estados críticos. Descreve-se sucintamente as valências dos ensaios de corte simples e corte direto simples, tanto estáticos como cíclicos, dada a relevância da trajetória imposta para estudos de estabilidade. Na secção subsequente faz-se uma apresentação sintética dos meios disponíveis para a caracterização dinâmica e cíclica destes solos, com recurso a equipamento que permite a avaliação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento hysterético dos solos, como a coluna ressonante e o ensaio de torção cíclica. Na última secção, são apresentados outros equipamentos avançados, as células de caminhos de tensões, o aparelho de coluna ôca (HCA), combinados com equipamentos para instrumentação interna e medição da velocidade de propagação de ondas e sistemas de controlo e aquisição automáticos de dados e preparação de amostras.

2 – CONTRIBUIÇÃO DO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA FEUP

2.1 – Breve nota sobre a evolução de procedimentos

O Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo) foi criado de raiz no final da década de 80 tendo crescido paulatinamente em equipamentos para ensaios geotécnicos mais especializados e inovando em processos e metodologias a dois níveis, ensaios in situ (é disso exemplo a introdução do primeiro CPTU na década de 90 – Viana da Fonseca, 1994, Viana da Fonseca, 2007) e ensaios laboratoriais (Viana da Fonseca et al., 1994, Viana da Fonseca, 1995, 1996, 1998). Nos pontos que seguem serão descritos brevemente algumas das valências em ensaios mecânicos em laboratório em solos granulares (excluído agregados para infraestruturas de transporte) e como os sistemas foram sendo completados e melhorados no decurso destes mais de 30 anos de trabalho continuado (Figura 1).

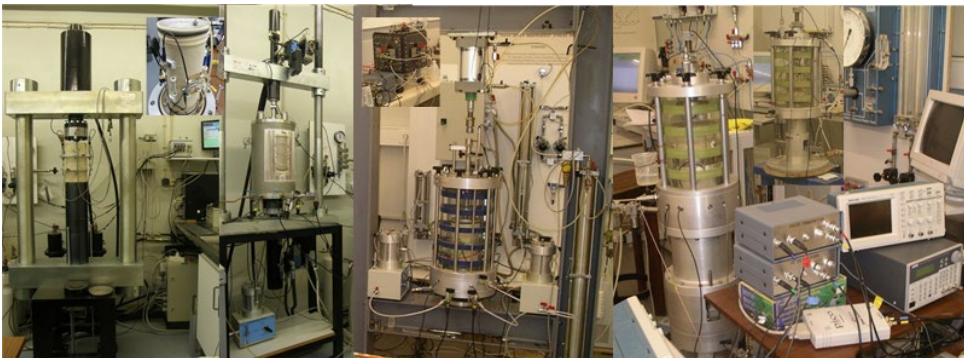


Fig. 1 – Triaxiais para agregados, solos não saturados e stress-path (www.fe.up.pt/labgeo)

2.2 – Ensaios triaxiais convencionais

2.2.1 – Equipamentos e procedimentos avançados para novos desafios

Os ensaios triaxiais estáticos foram sempre considerados prioritários no laboratório de geotecnia da FEUP na identificação das propriedades hidráulicas e geomecânicas dos solos para definição de parâmetros em análises do comportamento de obras de terra (aterros, barragens, etc.) ou de maciços interagindo com estruturas, tais como fundações (de edifícios ou aterros), escavações e contenções periféricas, obras subterrâneas e outras. Tal enquadrava-se num grande número de trabalhos de investigação, com relevo para teses de doutoramento (Viana da Fonseca, 1996, Ferreira 2008, Cruz, 2008, Topa Gomes, 2009, Bedin, 2010, Rios, 2011, Dourado, 2012, Amaral, 2012, Guedes, 2013, Esteves, 2013, Laranjo, 2013, Soares, 2014, Motta, 2016, Raposo, 2016, Panico, 2018, Delgado, 2019, Ramos, 2021). Muitos destes trabalhos de investigação incidiram sobre solos residuais – profícuos no Centro e Norte de Portugal –, solos sedimentares de aluviões e eluviões do território nacional e Brasileiro, materiais granulares para infraestruturas de transportes, rejeitos silto-arenosos de mineração e outros, consequência de trabalhos de extensão, fruto da visibilidade atida a partir de um volume significativo de publicações. Estas e muitas teses de mestrado seriam enquadradas em projetos (FCT, ANI, com empresa de construção e projetos internacionais, salientando-se o recente projeto europeu Liquefact (www.liquefact.eu)). Muito incidiriam particularmente em estudos de instabilidade de solos granulares (arenosos, siltosos e com cascalho), associados à liquefação por fluxo (estática), com ênfase para rejeitos de mineração, ou cíclica, em particular de origem sísmica.

Para além de terem sido estudados muito solos amostrados em condições indeformadas, foram também otimizados processos de reconstituição dos solos para índices de vazios próximos das condições de estado em jazida (solos soltos a muito soltos e liquidificáveis), com o objetivo de obter uma melhor caracterização da linha dos estados críticos, que foi definida com alguma incerteza em vários trabalhos de Mestrado Integrado em Engenharia Civil – ramo Geotecnia - da FEUP. Valores do índice de vazios mais baixos, não denunciando potencial de liquefação estática, podem sê-lo em carregamento cíclicos de grande intensidade, pelo que se estudou de forma sistemática a mobilidade cíclica, para bom reconhecimento das consequências das ações sísmica. Os estudos de suscetibilidade e perigo (hazard) obrigaram à caracterização do comportamento dos lados húmido (solto) e seco (denso) das superfícies associadas aos estados críticos (no espaço de invariantes de tensão e de variação volumétrica, definidos por linhas de estado crítico, LEC ou CSL, na literatura anglo-saxónica) para definir os parâmetros necessários aos modelos constitutivos que simulam assertivamente as repostas dos maciços terrosos. Complementarmente aos ensaios estáticos, para definir a linha de consolidação em condições confinadas, teoricamente paralela à linha dos estados críticos, realizaram-se sempre ensaios mais simples como consolidómetros e ensaios de corte direto e simples estático (simple shear, SS). Dada a relevância da rotação das tensões principais em carregamentos monotónicos e cíclicos, fez-se um novo investimento num sistema cíclico (CSS).

A evolução crescente, nos últimos anos, da atividade do laboratório para responder aos projetos de investigação e crescentes solicitações da indústria de mineração para caracterização e parametrização de materiais finos rejeitados dos processos de mineração (de proveniência nacional e internacional e minérios tão distintos como bauxite, cobre, ferro, ouro, zinco, etc) numa perspetiva de modelação constitutiva para análise avançadas (numéricas) da estabilidade de barragens e pilhas de grande dimensão, levou a um significativo de esforço de modernização de equipamento, técnicas, metodologias de ensaios e interpretação que cobririam gamas de deformação de muito baixas deformações (rigidez elástica e dinâmicas) a muito grandes (comportamento de amolecimento pós-pico, com transformação de fase ou instabilização, para resistências residuais, baixas a nulas).

Das diferentes técnicas (desde os electro-inclinómetros pendulares do Imperial College aos transdutores de bandas metálicas - bronze fosfórico - extensiométradas, *LTD* - das equipas de investigação da Universidade de Tóquio, passando por transdutores de proximidade da Universidade de Surrey) que foram vindo a ser sido apontadas como vantajosas em alguns aspetos, todas foram

aplicadas no LabGeo da FEUP e discutidas em Viana da Fonseca (1995 e 1996). Em geral a instrumentação faz-se, pelo menos, num par de pontos diametralmente opostos, e idealmente em três pontos afastados circunferencialmente a 120° , a fim de melhor avaliar as extensões médias do provete, frequentemente sujeito a inclinações no processo de carregamento, fruto de causas estruturais ou induzidas por deficientes facetamentos na preparação. Estes dispositivos viriam a ser complementados por transdutores de “hall-effect”, determinantes para a leitura de deformações de muito baixas até médias deformações em vários doutoramentos (ex.: Cruz, 2006, Bedin, 2010). O aumento da potência dos magnetes permitiu uma maior gama de medição do deslocamento linear, o que permitiu com diversos transdutores de “hall-effect” pivotados na zona central do provete (duas últimas fotos da figura anterior) uma boa avaliação da variação de volume do corpo de prova (Bedin, 2010; Guedes, 2013). Para a inferição global da variação do volume no decurso de ensaios triaxiais para muito grandes deformações utilizam-se fibras óticas envolvendo o provete (Figura 2) viabilizando medições espacialmente contínuas, de alta resolução ($<1\text{cm}$) e de alta precisão (deformações $<5\mu\epsilon$), conseguindo-se um perfil de deformação completo (Viana da Fonseca et al., 2015a).



Fig. 2 – Instrumentação para medição direta de deformações em câmaras triaxiais.

As investigações na FEUP, para estudar os principais fatores e limites do potencial de liquefação do solo com base em dados laboratoriais, foram inicialmente baseadas em células triaxiais equipadas com instrumentação interna (“diretamente pivotadas nas faces dos provetes”), sendo eficientes em materiais que não apresentam colapso, portanto com baixa variação de deformação volumétrica durante a fases de saturação e consolidação, por um lado, ou no corte, quando não se desencadeia instabilização pós-pico, com é o caso da liquefação estática ou cíclica. Se tal acontecer, alguns desses dispositivos ultrapassam o seu alcance e destacam-se do provete, inviabilizando a boa determinação do volume pós-colapso, em particular nos solos não plásticos muito soltos a soltos, determinante para a correta identificação do estado residual e a posição relativa à Linha dos estados Críticos.

De facto, a instrumentação interna permite informações valiosas sobre as deformações volumétricas durante as fases de percolação e saturação, mas pode ser errônea devido à não homogeneidade da forma dos provetes durante o ensaio, particularmente quando se desenvolvem descontinuidades de corte com localização e embarrilamento. Assim, quando a avaliação precisa do índice de vazios se tornou prática corrente e exigente no LabGeo, sendo a definição do estado último decisiva para condições de estados críticos em modelos de instabilidade para estudos de rejeitos e outros solos liquidificáveis (Viana da Fonseca, 2012; Bedin et al., 2012; Viana da Fonseca e Soares, 2012), foi implementada a técnica de congelamento pós-rotura (Figura 3), proposta por Sladen e Handford (1987), e tornou-se corrente – como em poucos laboratórios geotécnicos de qualidade.

2.2.2 – Preparação de provetes soltos a muito soltos: a opção pelo “moist tamping”

Os estudos de comportamento de provetes de solos granulares (arenosos e siltosos) em condições de estado solto a muito solto, devem reproduzir as condições que se instalam aquando da

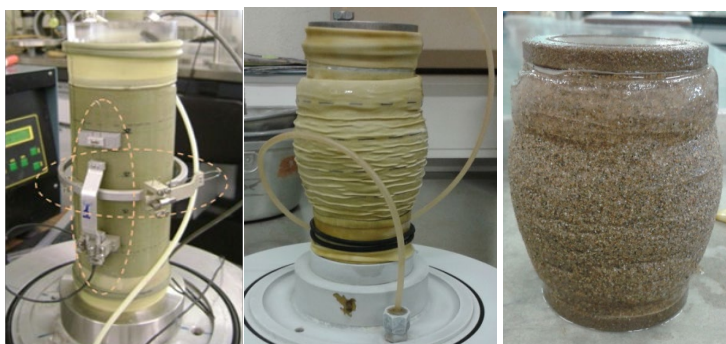


Fig. 3 – Transdutores Hall para instrumentação local e congelamento dos provetes pós-rotura para avaliação do índice de vazios final e definição da Linha do Estados Críticos em solos.

deposição na natureza (aluviões ou eluviões) ou antrópica, como é do caso, dos solos finos de rejeitos de mineração dispostos em húmido espigotados ou depositados em lâmina de água.

Para tal, os métodos mais usados têm sido a deposição em húmido “slurry”, a seco (“dry pluviation”) ou com leve apiloamento (“moist tamping”) por camada com teores em água otimizados para que estes provetes possam moldar-se soltos (índices de vazios muito elevados), mas estáveis, acima do índice de vazios máximo (geralmente determinado por via seca). Assim preparados, procede-se ao adensamento/consolidação em células edométricas (convencionais ou de carregamento contínuo, CRD, CRA, ou HCT) e/ou em células triaxiais até níveis de tensão diversos que sejam relevantes para a obra ou estrutura geotécnica em apreço (aterros, barragens, pilhas, etc.).

Se os primeiros tipos de preparação podem ser considerados mais próximos das condições de deposição in situ (em obra), são, porém, difíceis de implementar diretamente em moldes desenhados para encaixarem na base e topo, com a membrana aderente às paredes interiores do molde, no caso da deposição em húmido, por um lado, ou dificilmente garantem condições “soltas” e muito menos “muito soltas” na preparação por pluviação seca (Viana da Fonseca et al. 2011).



Fig. 4 – Fases de montagem: a) ajuste da membrana ao molde; b) introdução de uma camada de areia; c) fase final da colocação da areia no molde (adapt. de Viana da Fonseca et al. 2021).

Por isso, a compactação húmida (“moist tamping”) foi escolhida (Figura 4) por ser capaz de produzir a mais ampla faixa na razão de vazios com uniformidade satisfatória, permitindo uma definição clara do CSL, já que os estados de elevada deformação que definem esta linha extrema, já são isentos de eventual fábrica (organização intra e interparticular) que seria induzida pelo apiloamento leve em camadas. Embora seja uma técnica muito popular pela sua versatilidade e estabilidade dos provetes sustentados por alguma sucção (fruto da água meniscal nos vazios), pode em ensaios cíclicos para verificação da suscetibilidade à liquefação de origem sísmica, criar um “tecido em favo de mel” que leva a uma maior suscetibilidade à liquefação (Ramos, 2021). Sendo uma técnica mais fácil de executar e eficiente na obtenção de índices de vazios desejados, se for

garantida a não segregação das partículas do solo (como pode acontecer na técnica de pluviação seca com funil seco), permite que o operador controle a densidade final muito mais prontamente.

Esta técnica de apiloamento suave de solo um pouco húmido, é descrita em vários trabalhos de dissertações de doutoramento e mestrado na FEUP, obriga a cuidadoso estudo do número de camadas a dispor e à consideração da necessidade de subcompactação (undercompaction) das primeiras (precedentes) camadas de solos apilado que deve ser calibrado previamente para classes diferenciadas de solos (este assunto é objeto de várias publicações, salientando-se o artigo recente de Viana da Fonseca et al., 2021).

Para além da fase de preparação acima descrita, a execução dos ensaios envolveu as seguintes etapas: (i) percolação dos provetes com água desaerada (assegurando-se sempre que o volume de água percolado fosse no mínimo o dobro do volume de vazios); introduziu-se com grande sucesso percolação prévia de CO₂ pela base do provete e que dada a sua densidade elimina com grande eficiência grande parte do ar livre nos poros; (ii) saturação plena da amostra, por aumento da contrapressão até à dissolução completa da fase gasosa, com elevadas pressões que podem oscilar entre 300 e 500kPa; (iii) consolidação contínua e gradativa, isotrópica ou anisotrópica que permitem a simulação das condições desejadas de consolidação; (iv) carregamento distorcional tanto em condições estáticas como cíclicas, em condições drenadas e não drenadas.

2.2.3 – Ajustes em câmaras triaxiais para definição da linha de estados críticos

Os procedimentos recomendados para avaliar Linhas de Estado Crítico (LEC ou CSL) num artigo recentemente publicado (Viana da Fonseca et al., 2021) reforçam, com resultados comparados, a grande vantagem do uso de células triaxiais com bases e topos dos provetes lubrificados e um pistão de acionamento da carga embutido naquele topo superior. De facto, juntamente com a verificação da condição de saturação total e da medição do teor de água no final do teste, os resultados para as CSL reportados no âmbito de um programa “round robin” liderado pela Univ. Western of Australia (Reid et al., 2020) mostram que há fiabilidade e reprodutibilidade dos procedimentos seguidos por alguns dos laboratórios de referência que foram convidados, incluindo o LabGeo da FEUP. Comparações entre diferentes configurações de equipamentos triaxiais confirmaram que as extremidades lubrificadas reduzem o atrito mobilizado durante o ensaio, conferindo um comportamento de tensão-deformação uniforme, variação de volume confiável e resposta de pressões neutras regulares, proporcionando uma melhor definição dos pontos de instabilidade dos solos liquidificáveis e a própria LEC.

As extremidades lubrificadas têm uma placa rígida e lisa e dois discos de membrana triaxial de látex padrão com massa de silicone entre dois discos de látex e as superfícies metálicas. O uso de um pistão embutido evita a inclinação das amostras, resultando em tensões de desvio uniformes, evitando a geração de superfícies (bandas) de corte durante o ensaio triaxial em solos de contração e induzindo mais significativa contração volumétrica. A Figura 5 ilustra estes melhoramentos.

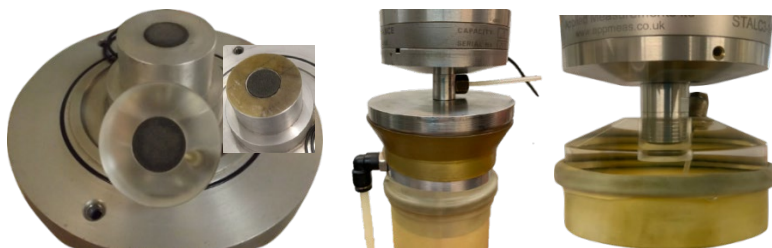


Fig. 5 – a) Placas de extremidade lubrificadas; b) Conexão da célula de carga ao topo com manga de sucção e a pistão de carregamento encastrado na tampa superior incorporada.

A Figura 6-a apresenta uma comparação entre as trajetórias de variação do índice de vazios e a tensão média efetiva no decurso de ensaios drenados, definindo no seu limite a LEC neste espaço de compressibilidade. Pode-se observar que as trajetórias obtidas pelo procedimento convencional e pelo inovador têm a mesma forma, provando a representatividade dos dois conjuntos de provetes e a consistência do método de reconstituição. No entanto, as trajetórias finalizam em pontos diferentes afetando a posição e a inclinação da LEC, resultando em projetos e análises de estruturas geotécnicas mais seguros. Na Figura 6-b apresentam-se comparações diretas entre ensaios em que o carregamento se faz com pistão não guiado e o mesmo garantido com a nova técnica.

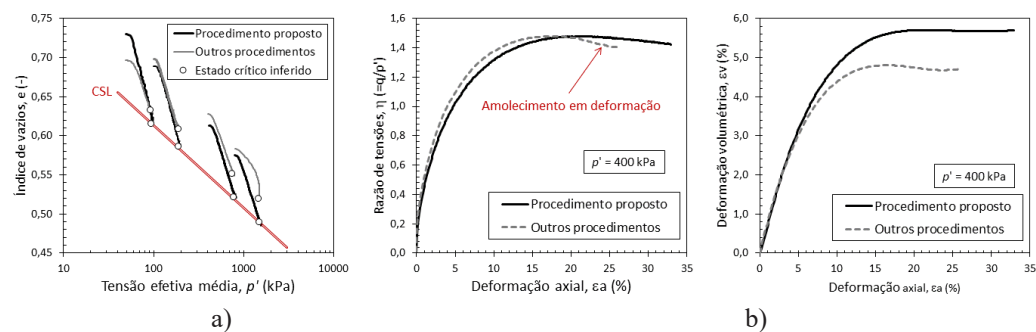


Fig. 6 – Comparação de resultados entre ensaios emparelhados sem e com guiamento do pistão; a) LEC em trajetórias de dois conjuntos de ensaios; b) trajetórias de tensão-deformação

2.3 – Transdutores piezoelétricos para avaliação de velocidades de ondas primárias (S e P)

No laboratório de geotecnia da FEUP, estes transdutores foram introduzidos em 2000 (manufaturados pela Enel.Hydro S.p.A - B.U. ISMES, Bérghamo – Brignoli et al., 1996) evoluindo-se posteriormente (Ferreira e Viana da Fonseca, 2002) para sistemas manufaturados por universidades parceiras da FEUP em projetos de investigação, tais como a Universidade de Bristol (UoB), na pessoa do Prof. David Nash, em 2001 (Lings e Greening, 2001, Greening e Nash, 2004) e a University of Western Australia (UWA), na pessoa do Prof. Martin Fahey (Ismail et al. 2005).

Na Figura 7 apresentam-se fotos de transdutores providos dos laboratórios das universidades parceiras. A manufatura implica o uso de ferramentas particulares e materiais, sendo necessários moldes específicos para a resina epóxida específica envolver o transdutor com finíssima e uniforme superfície de proteção, proporcionando isolamento e robustez adequados para o funcionamento continuada destes transdutores em condições agressivas, submerso sob pressões que podem atingir valores elevados (pormenores em Ferreira, 2009) e atuando sobre distintos tipos de partículas em forma, peso e mais ou mesmo cimentadas (também se usam em rochas – Arroyo et al., 2010).



Fig. 7 – Transdutores piezocerâmcos, ondas S e P: (a) bender elements (BE) e compression plates (ISMES); (b) bender-extender elements, BEE (UoB); (c) BE em T, hv e hh (UWA).

2.3.1 – As potencialidades dos Bender/Extenders Elements na experimentação em Geotecnia

A necessidade de ir instalando estes dispositivos (BE e BEE) em várias células triaxiais (bem como em edômetros hidráulicos e mais recentemente numa célula de ensaios de corte simples) seria resolvida com o fabrico no próprio LabGeo da FEUP destes transdutores (BE, BEE e BE_T), mais tarde fornecendo a outras universidades, no âmbito de projetos de investigação comuns.

São muitas as potencialidades destes transdutores para servir objetivos tão diversos como:

- a verificação da saturação em provetes de solos, condição determinante em certos processos de caracterização do comportamento dos solos, particularmente em carregamentos não drenados, sustentada pela velocidade da onda de compressão, assunto que será desenvolvido abaixo;

- a avaliação rigidez distorcional máxima que é determinável pela medição da velocidade das ondas correspondentes (V_s), que tem um valor de per si já que permite a determinação teórica de módulos de referência que viabilizam modelos no domínio da teoria de elasticidade ($G_{max}=G_{din}$) ou de porosidade ou índices de vazios em solos granulares submersos (Foti et al., 2002), acrescido de, em conjunto com V_p , a determinação do coeficiente de Poisson dos solos não saturados (inviável se os poros estiverem preenchido com água/líquido menos compressível do que do que as partículas entre si) ou solos cimentados natural ou artificialmente (Consoli et al., 2012, Amaral et al., 2011, 2013, Viana da Fonseca et al. 2013, Rios et al., 2017) e mesmo rochas (Arroyo et al. 2000).

- definição de anisotropia induzida (estado de tensão de repouso, Viana da Fonseca et al., 2005, ou trajetória de carregamento) e inerente (microfábrica e macrofábrica natural ou imposta, tal como analisado em Ferreira, 2009, Amaral, 2012 e Viana da Fonseca et al. 2013).

- avaliação da qualidade de amostras de solos indeformados (Ferreira et al. 2011, Viana da Fonseca et al. 2019a e b, Molina-Gómez et al. 2020); uma descrição completa das atividades que conduziram a estudos aprofundados dos desempenhos de alguns amostradores de referência pode ser vista em: <https://paginas.fe.up.pt/~sgwww/labgeo/liq2proearth/>

- suscetibilidade à liquefação por fluxo e cíclica em solos não plásticos, areias, siltes e mistos (ex. rejeitos finos de mineração), perigo - hazard (Viana da Fonseca et al, 2011, 2015, Bedin, 2012, Robertson et al. 2017) e evolução com o estado de tensão induzido (Schnaid et al., 2013, Soares, 2014, Soares e Viana da Fonseca, 2016); o índice de rigidez – um ratio entre a rigidez máxima (dinâmica) para muito baixas deformações) e a resistência distorcional (em particular, a resistência não drenada de pico) – é hoje reconhecido nuclear para avaliação da sensibilidade dos solos (“sensitivity” na literatura anglo-saxónica), seja para estudo de resistências residuais (em argila remoldadas, por ex.), ou resistências pós desestruturação (em solos cimentados), ou, resistência liquefeita em solos liquidificáveis de grande fragilidade (em rejeitos de mineração), pelo que veio ser particularmente estudado em trabalhos de investigação que se descrevem a seguir.

2.3.2 – Interpretação dos registos das ondas no domínio do tempo e da frequência, ondas de compressão para avaliação do grau de saturação

Uma das condições para que estes dispositivos sirvam os seus propósitos é de usar métodos de análise sem viés destes registos no tempo das ondas do BE recetor e conseguir identificar bem o tempo de propagação da onda através do provete, distinguindo-a claramente de espúrias que podem resultar de reflexões, refrações e de outros caminhos não representativos (como os que foram debatidos intensamente nas primeiras duas décadas de anos deste século). Contribuindo para a solução deste assunto, e no âmbito de tese de doutoramento da investigadora Cristina Ferreira, seria publicado um método que se tornou referência (Viana da Fonseca et al., 2009) e que na sua essência consiste em fazer uma análise simultânea da coerência entre os sinais de entrada e saída no domínio do tempo (TD) em relação à frequência de entrada e um gráfico de tempo versus frequência deduzida dos dados de varredura. Ou seja, o uso combinado de métodos no domínio do tempo e da frequência (FD) podem ajudar efetivamente na análise e interpretação dos resultados de BE. Este processo ilustra-se na Figura 8 e na prática corrente pode ser aplicado de forma intuitiva. A saturação da

amostra pode ser feita medindo o valor do parâmetro “B” de pressão nos poros (neutra) definido por Skempton, como a razão dos incrementos da pressão nos poros (Δu) e pressão da célula ($\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1$) aplicada sob condições não drenadas. Em condições totalmente saturadas, $\Delta \sigma_3 = \Delta u$ e o valor B é unitário. Na prática para solos granulares, um valor B superior a 0,97 é recomendado.

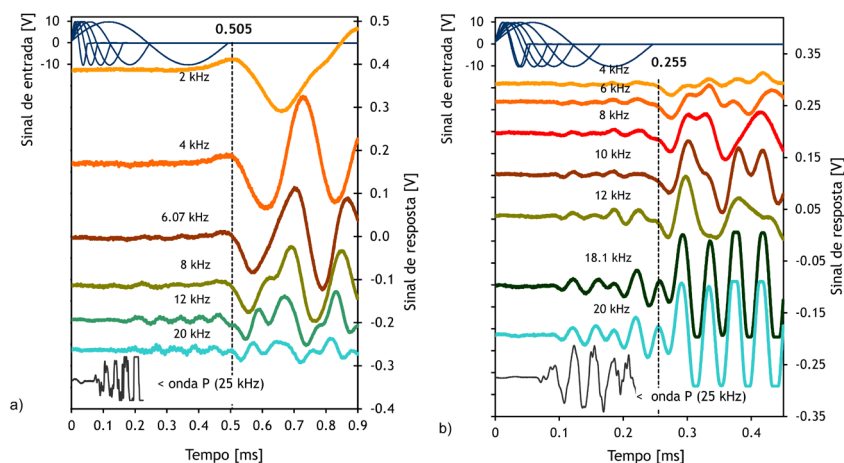


Fig. 8 – Resultados em TD para ondas sinusoidais de input num provete de solo (onda S em frequências de 2, 4, 6.07, 8, 12, 20 kHz e onda P, em 25 kHz): (a) $p' = 100$ kPa; (b) $p' = 800$ kPa.

No entanto, um valor B alto nem sempre garante a saturação total para todos os tipos de solos, o que é particularmente importante em ensaios não drenados realizados especificamente para a avaliação da suscetibilidade à liquefação (os valores da resistência variam significativamente para diferenças muito reduzidas de grau de saturação. Ora, a insuficiente garantia de diferenciar total saturação de saturação quase-total a partir dos valores de B (reconhece-se que o tempo de resposta pode ser assumido com critérios muito pessoais e, por isso, erróneos a estes níveis de exigência), uma correlação deste parâmetro com a velocidade da onda de compressão (V_P) pode de forma singular validar a condição de saturação completa do solo. Num artigo de Faria et al. (2005) nesta revista e num outro com solos de Maputo (Chembeze e Viana da Fonseca, 2008), os autores demonstram como se pode verificar, com recurso à medição de velocidades de ondas vibratórias de compressão (V_P) através dos provetes em fase de saturação/consolidação, por meio de transdutores piezoelétricos, se a “completa” saturação dos solos a estudar em ensaios triaxiais, pode ser assegurada exclusivamente com a avaliação do parâmetro de pressão neutra de Skempton: ($B = \Delta u / \Delta \sigma$, em que $\Delta \sigma$ é o incremento de pressão isotrópica e Δu o correspondente incremento da poropressão, neutra ou intersticial). Estes transdutores foram inicialmente desenvolvidos para atuarem em movimento transversal à direção de propagação das ondas que assim são essencialmente distorcionais ou de corte (“S” de *Shear*), sendo a velocidade de propagação um parâmetro essencial para a caracterização de rigidez dos materiais atravessados. No entanto, percebeu-se cedo das vantagens em procurar usar os piezo transdutores vibrando longitudinalmente para gerar ondas P, tendo surgido os extender elements, antes referidos. Porém, foi-se verificando - em particular no LabGeo da FEUP – que as mesmas palhetas que vibram transversalmente emitem sinais de ondas de compressão, em frequências mais elevadas do que as usadas para a emissão das ondas S.

Recentemente, num artigo de Ferreira et al. (2021) revisitou-se a importante valência de um sistema típico de bender elements (BE) poder viabilizar medições simultâneas de velocidades de onda de compressão (V_P) e de distorção/corte (V_S), sem necessidade de recorrer a transdutor com dois conjuntos de placas piezocerâmicas com polarização oposta, tipo bender-extender (Ling e Nash, 2001). Nesse trabalho apresenta-se uma nova abordagem para as medições simultâneas de

velocidades de onda de compressão (V_P) e de corte (V_S) usando um sistema BE típico baseado no uso de pulsos de excitação de baixa e alta frequência. O procedimento é demonstrado experimentalmente por medições de um vibrómetro com registos a laser de alta resolução para muito elevadas frequências, registando a deformação real do BE à escala nanométrica. As medições do laser (Figura 9) mostraram que a frequência de entrada afeta fortemente os deslocamentos induzidos do transmissor BE, não apenas na horizontal, mas também na vertical, identificando claramente a geração de ondas P quando para modos de vibração mais elevados. Os valores de V_P medidos estão em boa concordância com os valores previstos usando as equações de Biot com os valores de V_S medidos. A deteção da chegada da onda P é possível quando altas frequências são usadas porque estas excitam os BE em modos de vibração mais altos, conduzindo a movimentos mais significativos na direção longitudinal (vertical no caso do arranjo mais corrente na base e no topo de um provete vertical) do que em modos de vibração com frequências mais baixas. Cria-se, naquelas condições movimentos de compressão-extensão e, portanto, uma frente de onda P mais forte. Nos modos de vibração com frequências mais elevadas induzem-se menores deformações transversais (horizontais no layout corrente), pela baixa energia da componente S das ondas geradas pelo BE transmissor à medida sobe a frequência de excitação. Comprovou-se com a medição laser dos movimentos efetivos das palhetas piezo-cerâmicas que os mesmos são transversais para mais baixas frequência e longitudinais para mais altas frequências, fruto da propagação das ondas “S” e “P” geradas pelos BE transmissores e registos dos recetores. A metodologia seguida resolve lacunas de fundamentação física para a observação das mesmas a partir de registo das séries temporais recolhidas nos BE recetores, sendo os comprimentos de onda gerados suficientemente grandes para que se transmitam através das partículas em contacto, em vez da água nos interstícios (poros). Espera-se que esta evidência tenha reflexo em normas correspondentes.

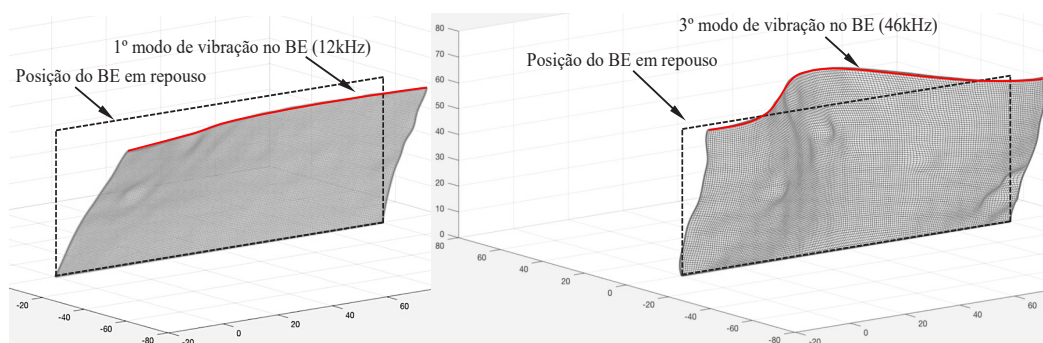


Fig. 9 – Imagem em 3D do 1º e 3º modo de vibração dos BE para deslocamentos horizontais (no ar) no topo e ao longo da sua extensão (adaptado de Díaz Duran, 2020).

Ainda que estes últimos trabalhos com medições muito precisas revelem a franca compatibilidade do movimento longitudinal das palhetas do “BE” em modos de vibração específicos (para determinadas frequências), importa que na interpretação que se faz dos registos de vibração no domínio do tempo para determinação tanto da V_S como da V_P , há que ter um claro controlo do efeito marginal de ondas secundárias que se propagam pelas fronteiras das interfaces do provete, base, topos de (e das) câmaras de ensaio, ou da membrana que o envolve e separa do fluido de confinamento (tantas vezes de grande amplitude e tempos de chegada bem distintos das correspondentes aos modos de vibração próprio do material em estudo onde as ondas fundamentais os atravessam diretamente. Também os trabalhos de colaboração da FEUP com outras instituições, deu frutos a este nível:

(i) para as V_S , com a UoW (referida) e a Universidade Militar Nueva Granada, Bogotá, nas publicações de Camacho-Tauta et al. (2015 e 2017), tendo o Prof. Jaime Santos do Técnico-ULisboa participado na primeira, tendo-se definido critérios para evitar erros de interpretação;

(ii) para as V_p , com a Universidade de Frederico II (UNINA), com um trabalho de doutoramento conjunto, num tema que envolvia modelação de solos parcialmente saturados - conceitos fundamentais (Astuto, 2021), parte do trabalho experimental desenvolvido no LabGeo.

Nesta dissertação (Astuto, 2021) recentemente aprovada são discutidos os resultados dos ensaios com BE no LabGeo numa areia monogranular parcialmente saturada, a fim de investigar as relações entre a velocidade da onda P gerada, V_p , o parâmetro de Skempton medido, B , e ainda o grau de saturação, S_r . A interpretação dos resultados no domínio do tempo mostra como ondas geradas por fatores marginais podem afetar significativamente os resultados e mascarar a avaliação do verdadeiro grau de saturação do provete. É assim necessária uma análise prévia do sinal de recebido, cujo processamento pode ser feito no domínio da frequência. Assim feito, a correlação experimental entre V_p e S_r é consistente e tem em conta a dependência do nível de deformação imposto às partículas do solo e pode ser usada para interpretar os resultados de ondas em campo. Para melhor aquilatar a importância desta aprimorada interpretação procedeu-se no âmbito da tese referida, à análise em laboratório da sensibilidade da velocidade da onda P em relação ao valor de geração de pressão neutra B de Skempton, tendo-se provado que o caminho mais rápido (logo o meio mais rígido) ao longo do qual a onda se propaga, pode ser facilmente ser condicionado por fatores de equipamento e “layout” (paredes das câmaras, interfaces entre o provete e os extremos, a membrana e a água, etc) sendo geradas ondas superficiais que podem afetar significativamente a interpretação dos registos de ondas recebidas no BE recetor. Neste trabalho procedeu-se a uma análise criteriosa do conteúdo de frequência, que conduziu à proposta de uma correção ao primeiro tempo de chegada, com base na eliminação dos registos temporais de ondas com conteúdos de frequências espúrios (mais altas). A Figura 10 compara as relações de V_p e B antes e depois da metodologia inovadora agora proposta.

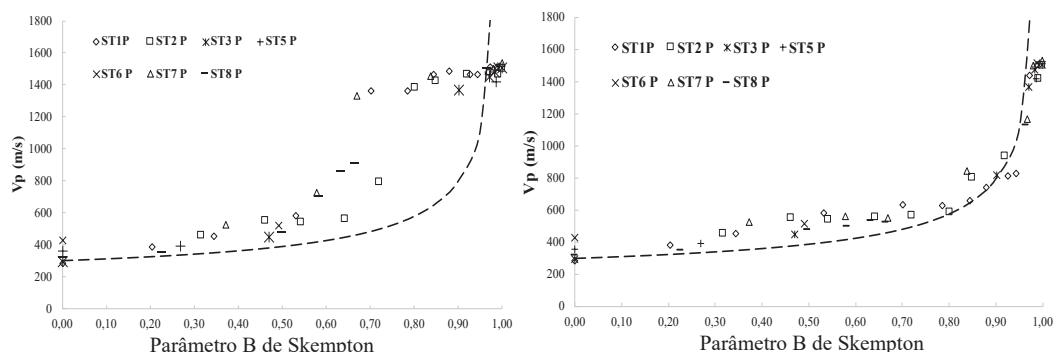


Fig. 10 – Correlação entre V_p e B (resultados obtidos na FEUP) antes e depois da aplicação da metodologia de correção no domínio das frequências proposta por Astuto (2021).

Tendo em vista uma utilização prática da V_p para verificar o grau de saturação em problemas de escala real, os resultados mostram que não é fácil verificar um grau de saturação inferior a $\approx 95\%$ (para o que se deve usar outros métodos como a resistividade), dado que o esqueleto sólido passa a prevalecer em comparação com o fluido equivalente nos poros. No entanto, a avaliação das V_p tem um grande potencial em condições quase saturadas ($95 < S_r < 100\%$), onde a presença de ar ocluído (e compressível) é dominante e pode estar associado a comportamentos muito distintos em relação a condições de saturação total, no que se refere a mecanismos instabilizadores (ex. liquefação) em solos contrácteis sujeitos a carregamentos rápidos (não drenados).

2.4 – Carregamentos estáticos ou monotónicos

2.4.1 – Linhas de Estados Críticos de Alguns Solos investigados na FEUP

Segundo Viana da Fonseca (2013), a abordagem aos problemas geotécnicos com base no parâmetro de estado (ψ) tem vindo sustentadamente a ser aplicada com sucesso no estudo da resposta dos solos na generalidade das estruturas geotécnicas em que as características hidro-geomecânicas dos maciços terroso são prevaletentes quando sujeitos a carregamentos monotónicos e cíclicos. A relação precisa entre as características de compressibilidade (contração/expansão) e resistência (friccional e/ou de pico), bem como da instabilidade precoce que pode conduzir à perda substancial de suporte, é já razoavelmente (embora não totalmente) compreendida, mas reconhece-se que a condição de estado é a chave que permitirá a caracterização e a definição de parâmetros para os modelos constitutivos baseados na TEC para análises numéricas avançadas.

Exemplo disso têm sido os muitos trabalhos de laboratório conducentes à definição das propriedades estado que podem conduzir à definição de parâmetros para modelação do comportamento de estruturas geotécnicas (disso sendo exemplo as teses de doutoramento identificadas em 2.2.1) e em análise de problemas de estabilidade de instalações de armazenamento de rejeitos (TSF), barragens ou pilhas. Em jeito de ilustração, apresenta-se só os resultados de um trabalho realizados sobre um silte inerte, da moagem de areia quartzosa de Osório (Cruz, 2008) e com granulometria semelhante resíduos siltosos de ouro estudados na tese de doutoramento de Bedin (2010), sem qualquer aditivo químico. As partículas apresentam um padrão microestrutural com arestas vivas e superfícies irregulares.

Através da realização de ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas, definiu-se a sua linha de estado crítico. A Figura 11 sintetiza de trajetórias de tensão e Linhas de Estados Críticos de silte de resíduo de ouro e do silte inerte.

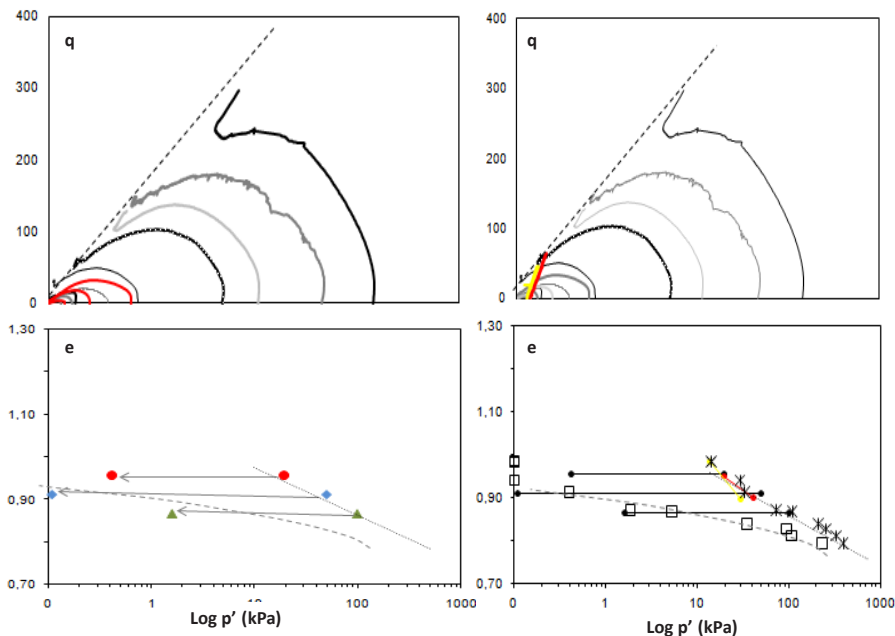


Fig. 11 – Trajetórias de tensão e Linhas de Estado Crítico de Silte de Resíduo de Ouro e de silte “inerte” gerado da areia quartzosa de Osório.

Todas as amostras apresentaram decréscimo das tensões de corte, resultando em tensões efetivas iguais ou próximas de zero para grandes deformações. Para tensões de confinamento superiores a 100 kPa, observa-se que a tensão de confinamento atinge um pico de resistência e segue com leve acréscimo para grandes deformações. Nos resultados obtidos nos ensaios drenados, observou-se deformação volumétrica e deformação axial da amostra durante todo o ensaio. A tensão de corte da amostra atingiu um valor máximo de resistência e permaneceu constante para grandes deformações. Esta condição tem direta relação com a posição do índice de vazios do estado inicial (repouso) e o correspondente na *LEC*, para o mesmo estado de tensão média efetiva, pelo que o comportamento associado com a suscetibilidade à liquefação pode ser analisado com referência ao parâmetro de estado, se complementado com a relação entre a rigidez a muito pequenas deformações (elástica) e a resistência de não drenada. Esta razão é expressa pelo designado Índice de Rigidez (I_R) cuja expressão é dada pelo quociente entre o módulo de distorção máximo ou elástico ($G_{\text{máx}}=G_0$) e a resistência não drenada máxima [$s_u = q_{\text{máx}}/2 = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$] obtida em laboratório em amostras e condições de carregamento representativos - determinável, como acima referido, pela velocidade das ondas de compressão (V_s), como detalhado em Soares (2014).

Note-se que o I_R reflete um princípio de sensibilidade (“sensitivity”, na literatura anglo-saxónica) semelhante ao índice de fragilidade que relaciona a resistência não drenada máxima pela diferença desta com a residual [$I_B = s_{u_pico}/(s_{u_pico} - s_{u_res})$], o que é o mesmo que $I_B = q_{\text{pico}}/(q_{\text{pico}} - q_{\text{res}})$], que, associando o efeito da rigidez estrutural interparticular - às vezes, mas não só, devida à cimentação entre as partículas -, traduz de forma semelhante e é mais útil, pois pode ser mais facilmente determinada, particularmente em solos com elevados volumes de vazios, ou seja, parâmetros de estado), tanto em laboratório que acima se descreveram, como in situ, particularmente os piezocônes sísmicos (SCPTU) que hoje são considerados preferenciais dada a profícua fundamentação na sua interpretação analítica por via de métodos inversos e bem sustentadas correlações semi-empíricas (Robertson, 2016). Para maior generalização pode avaliar-se esta sensibilidade pela resistência de pico normalizada (q_1), definida por:

$$q_1 = \left(\frac{q_{\text{pico}}}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} = \left(\frac{q_{\text{pico}}}{p_a} \right) \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{0.5} \left(\frac{p_a}{\sigma'_m} \right)^{0.5} \quad (1)$$

em que q_{pico} , é a resistência de pico, p_a é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa) e σ'_{v0} é a tensão efetiva média inicial, ou pela velocidade das ondas distorcionais normalizadas (V_{s1}):

$$V_{s1} = V_{s0} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} = V_{s0} \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{0.25} \left(\frac{p_a}{\sigma'_m} \right)^{0.25} \quad (2)$$

sendo (V_{s0}) a velocidade das ondas para tensão efetiva média inicial.

2.4.2 – Linhas de Instabilidade de Alguns Solos investigados na FEUP

Nos trabalhos desenvolvidos deduziram-se já linhas de avaliação dessa fragilidade, aplicados em trabalhos de teses e descrito em Soares e Viana da Fonseca (2016). Com o objetivo de prever a liquefação do solo, os trabalhos acumulados na última década no LabGeo, comprovaram que a correlação entre a relação V_{s0}/q_{pico} e a tensão de desvio de pico normalizada q_1 permite definir os limites entre a liquefação verdadeira e o amolecimento por tensão para materiais mais finos, bem como entre a liquefação verdadeira e o endurecimento em deformação.

A Figura 12-a mostra que a estabilidade aumenta tanto com o aumento da velocidade da onda de corte, V_{s0} , ou rigidez inicial (G_0), quanto com o aumento da tensão de desvio não drenada de pico, q_{pico} , para todos os solos. Nesta representação os símbolos adotados visam distinguir a verdadeira liquefação (símbolos abertos), de um comportamento de amolecimento (símbolos a cinza) e de um comportamento estável, caracterizado pelo endurecimento em deformação (símbolos pretos). Esta estrutura é particularmente adequada para prever o potencial de liquefação, superando as limitações

de outras abordagens. Sendo o potencial de liquefação do solo função principalmente da contratilidade do solo, que é afetada, em primeiro lugar, pela densidade relativa (ou parâmetro de estado), sendo esta afetada pela distribuição do tamanho do grão e forma dos grãos e densidade específica, trabalhos na FEUP concluíram que o coeficiente de uniformidade (CU) é uma medida confiável do potencial de liquefação (Fig. 12-b) embora se esteja a explorar em trabalhos mais recentes o fator morfologia.

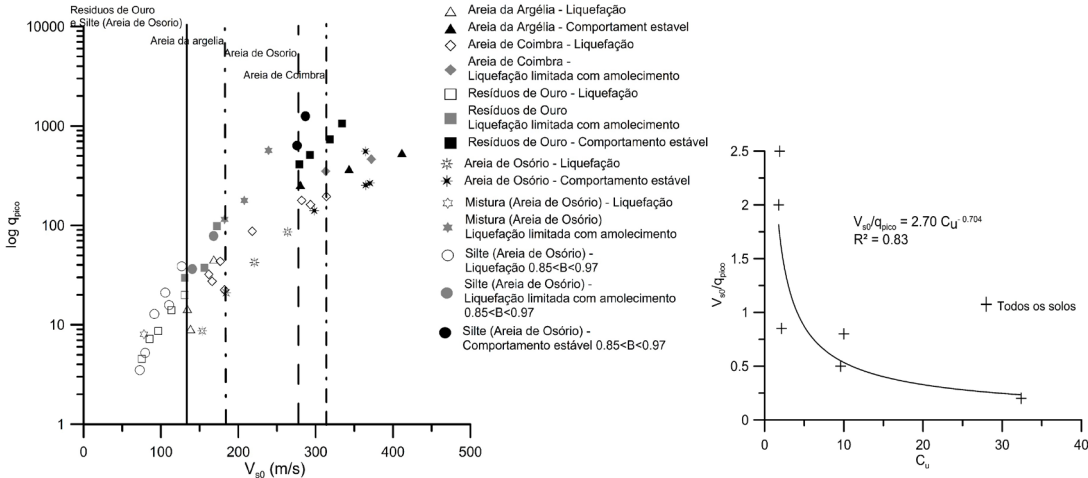


Fig. 12 – a) Resistência ao Corte de pico em função da rigidez máxima; b) Fronteira de solos com e sem amolecimento em função do coeficiente de uniformidade em solos granulares (Soares, 2014)

2.5 – Corte simples e corte direto simples, monotónico (SS, DSS) e cíclico (CSS, CDSS)

Desde 1990 que o LabGeo dispõe de um equipamento de ensaios de Corte Direto Simples (DSS), do tipo NGI, em que a amostra é confinada lateralmente com uma fronteira rígida da direção horizontal, mas flexível em relação a deslocamentos distorcionais, viabilizando pela justaposição de anéis de cobre polidos ensaios monotónico ou cíclicos de corte puro em carregamento transversal.

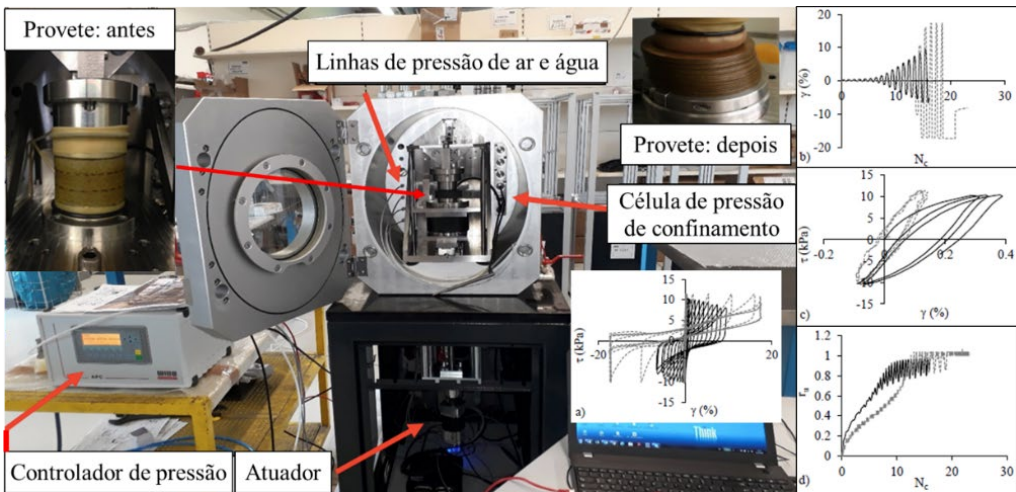


Fig. 13 – DSS/CDSS (FEUP/Wille®): caixa de ensaios na câmara, controlador de pressão, sistemas de contrapressão, medidor de volume, controlo em PC on line (resultados de ensaio).

Recentemente, pelos projetos de investigação Liquefact (H2020) e Liq2proEarth (FCT), equipou-se com um novo sistema cíclico que permite ensaios de Corte Simples, estáticos (SST) e cíclicos (CSST), do tipo UC Berkeley, ou em Corte Direto Simples, estáticos (DSST) e cíclicos (CDSST), que se ilustra na Figura 13.

No primeiro, a tensão vertical pode ser controlada – mantida constante ou seguindo um qualquer protocolo de carregamento vertical - no decurso da ação transversal, o que permite a realização de ensaios não drenados, com registos de incrementos de poropressões (Δu) associados a carregamentos monotónicos ou cíclicos, o que é particularmente útil para estudo de liquefação associados à acumulação de razões até ao limite da tensão interparticular ($r_u = \Delta u / \sigma_v' = 1$).

A segunda modalidade de corte direto simples distingue-se da primeira pela fixação das posições relativas da base e do topo do provete ao longo do ensaio de corte, ou seja, a tensão total vertical varia, decrescendo quando há tendência para diminuição de volume (solos contrácteis e eventualmente liquidificáveis) ou crescendo em solos dilatantes (densos ou cimentados). Note-se que, em estudos de liquefação de origem sísmica, a definição de condição última ou seja, a plena instabilidade, faz-se por dois critérios: $r_u = 1$ (eventualmente, 0,9%) ou limite da amplitude de deformação distorcional acumulada de $\gamma = 3.75\%$, em corte simples, ou 5% da dupla amplitude de deformação axial acumulada ($2 \times \varepsilon_a = 2 \times 2,5\%$, em torno do eixo de inversão de tensão de desvio).

O equipamento ilustrado na Figura 13 tem permitido nos últimos 5 anos um significativo número de trabalhos de investigação e prestação de serviços qualificados. Destes apontam-se os trabalhos por contrato para parametrização de variadíssimos materiais de rejeitos de mineração depositados em barragens e pilhas de grande dimensão, com vista a análises numéricas com modelos avançados para verificação de estabilidade. Dos trabalhos de investigação são resultado os outputs dos projetos referidos (www.fe.up.pt/labgeo/liq2proearth e www.liquefact.eu/publications/ e [/deliverables](#)) e as recentes teses de doutoramento de Ramos (2021) e Teixeira (2021).

A primeira incidiu sobre o comportamento cíclico dos solos recolhidos no campo experimental na lezíria grande de Vila Franca de Xira e Benavente na margem esquerda do rio Tejo, com vista à avaliação da suscetibilidade à liquefação de origem sísmica (Saldanha et al, 2018, e Ferreira et al. 2019). Um grande número de ensaios triaxiais cíclicos (TxC) e CSS ou CDSS, permitiram avaliar os índices de características intrínsecas e de estado de solos granulares (em amostras indeformadas e reconstituídas) com influência na resistência à liquefação cíclica. Avaliou-se o efeito do tipo de carregamento imposto pelas duas metodologias experimentais, triaxial, induzindo um carregamento com inversão das tensões principais em torno do eixo isotrópico, e corte simples, com rotação das tensões principais. Esta última, mais ajustada à ação sísmica, foi analisada em trabalhos anteriores com um CSSD, tipo NGI, em colaboração com a UWA (Viana da Fonseca e Soares, 2012 e Viana da Fonseca et al. 2015b). Estes foram feitos no âmbito de um doutoramento (Soares, 2015), envolveram 86 ensaios de corte direto simples cíclico em duas areias de granulometria e morfologia distintas (Alger, Argélia, e Coimbra, Portugal). Os ensaios em densidades relativas e tensões de confinamento distintas, com tensão distorcional estática inicial nula ($K_a = 1$), conduziram a conclusões importantes sobre fator correção do nível de tensão de confinamento, K_σ . Foram ainda reatados com os TxC e o novo equipamento da FEUP, na modalidade CSST - UC Berkeley, em colaboração com o Prof. Janko Logar da Universidade de Ljubljana, onde existe um equipamento de CSST da Seiken® tendo sido objeto de uma publicação síntese (Ramos et al., 2019).

A segunda que decorreu de um trabalho de investigação por contrato no LabGeo da FEUP com o Instituto Dom Luiz da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, na pessoa da Dr^a Cristina Roque (projeto FCT: PTDC/GEO–GEO/4430 /2012), para caracterização geotécnica de sedimentos da deriva oceânica no contorno de Sines, realizados em amostras recolhidas em tubos de cravação gravimétrica com 346 cm de comprimento, recolhidos a 1425 metros de profundidade da coluna de água, por ensaios de identificação física, compressibilidade e consolidação edométrica, compressão triaxial com leitura de ondas de corte (V_s) e de compressão (V_p) com Bender Elements e ensaios de corte simples monotónicos (SS) e muito lentos. Os resultados foram muito interessantes, por terem

demonstrado a importância da opção por ensaios de corte simples (pura distorção) na avaliação da resistência crítica (“residual”) em condições de carregamento estático progressivo, para avaliação do potencial de deslizamento dos sedimentos depositados na plataforma onde foram recolhidos (Teixeira, 2021). Espera-se em breve complementar com ensaios cíclicos não drenados.

3 – CONTRIBUIÇÃO DO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DO IST

O Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico tem desenvolvido, desde a década de 90, investigação na área da dinâmica dos solos e da engenharia sísmica geotécnica. No que respeita à caracterização dinâmica e cíclica de solos, os estudos laboratoriais incidiram sobretudo em torno de duas grandes linhas:

- i) avaliação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento histerético dos solos, recorrendo ao ensaio de coluna ressonante e ao ensaio de torção cíclica;
- ii) avaliação da resistência cíclica à liquefação através do ensaio de torção cíclica em estado de deformação distorcional simples.

3.1 – Caracterização dos solos no domínio das muito pequenas a pequenas deformações

O ensaio de coluna ressonante é o ensaio de laboratório mais amplamente utilizado para determinar as propriedades dinâmicas dos solos (módulo de distorção e coeficiente de amortecimento) no domínio das muito pequenas a pequenas deformações. Este ensaio baseia-se na teoria da propagação unidimensional das ondas num meio elástico, isotrópico e homogéneo e poderá ser do tipo axial ou de torção. Neste ensaio, um provete de solo maciço ou oco, previamente consolidado para um determinado estado de tensão fica sujeito a uma excitação sinusoidal através de um oscilador eletromagnético. O ensaio convencional consiste em, para uma determinada amplitude da excitação aplicada, fazer variar a sua frequência, por forma a atingir o ponto de ressonância do sistema. É um ensaio extremamente fiável no que respeita à determinação do módulo de distorção no domínio das muito pequenas a pequenas distorções, sendo de facto esta a sua principal particularidade. Outra particularidade deste ensaio, diz respeito ao seu carácter não destrutivo. De facto, uma vez que as extensões ou as distorções máximas atingidas são inferiores a 10^{-3} não ultrapassando, em geral 10^{-4} , considera-se que o ensaio não provoca perturbações no provete, e por conseguinte, poder-se-á ensaiar o mesmo provete para várias tensões de confinamento (Santos, 1999). O equipamento disponível no Laboratório de Geotecnia do IST é do tipo torção, fabricado pela Seiken® e está representado na Figura 14.

A aplicação do ensaio de coluna ressonante tem permitido estudar a influência de diversos fatores que afetam as propriedades dinâmicas dos solos (módulo de distorção e coeficiente de amortecimento), nomeadamente o índice de vazios, a tensão efetiva, o nível de distorção, a frequência de excitação, entre outros (Santos et al., 1999; Santos e Gomes Correia, 2002a; Camacho-Tauta et al., 2010a e 2012). Foram desenvolvidas relações que definem os limites inferior e superior do módulo de distorção elástico em função do índice de vazios e da tensão efetiva normal média para solos sedimentares e solos reconstituídos em laboratório. Foi proposto um parâmetro que se denominou de distorção normalizada $\gamma^* = \gamma/\gamma_{0.7}$, como controlador da região onde se iniciam a acentuada degradação da rigidez e o aumento significativo do amortecimento histerético dos solos ($\gamma_{0.7}$ é a distorção correspondente a uma razão de $G/G_0=0.7$). A partir desta distorção normalizada, ficou provado que é possível estabelecer relações unificadas para estimar a degradação do módulo de distorção do solo, conforme definidas na Figura 15 (Santos e Gomes Correia, 2000; Gomes Correia et al., 2001; Santos e Gomes Correia, 2002b).

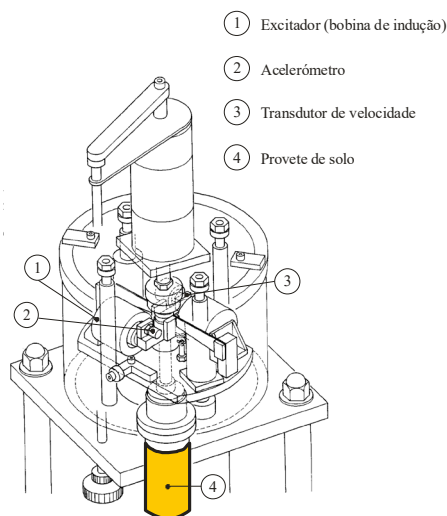
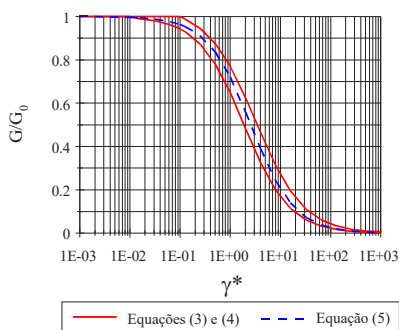


Fig. 14 – Equipamento de coluna ressonante no Laboratório de Geotecnia do IST.



$$\text{limite inferior} \left\{ \frac{1 - \tanh \left[0,48 \ln \left(\frac{\gamma^*}{1,9} \right) \right]}{2} \quad \begin{array}{l} \text{para } \gamma^* \leq 10^{-2} \\ \text{para } \gamma^* > 10^{-2} \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\text{limite superior} \left\{ \frac{1 - \tanh \left[0,46 \ln \left(\frac{\gamma^* - 0,1}{3,4} \right) \right]}{2} \quad \begin{array}{l} \text{para } \gamma^* \leq 10^{-1} \\ \text{para } \gamma^* > 10^{-1} \end{array} \right. \quad (4)$$

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + a \times \gamma^*} \quad a=0,385 \quad (5)$$

Fig. 15 – Relações unificadas G/G_0 - γ^* (Santos e Gomes Correia, 2001).

O Instituto Superior Técnico e a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto têm desenvolvido investigação conjunta nesta área e foram parceiros no projeto de investigação financiado pela FCT, POCTI/ECM/55589/2004 – Propriedades Dinâmicas de Solos Residuais de Granito: Efeitos da Velocidade de Carregamento, Frequência e Tempo.

Foram desenvolvidos diversos trabalhos em termos de *hardware* (Figura 16), consequência da implementação dos sensores piezoelétricos (bender elements - BE) no equipamento do ensaio de coluna ressonante (RC) do Instituto Superior Técnico (Camacho-Tauta, 2011), que incluíram a construção de um novo acessório que permitiu a sua calibração sem danificar os BE e melhorias no sistema dos BE com a incorporação do gerador de sinais, amplificador/filtro, amplificador diferencial e osciloscópio digital.

Estas alterações no equipamento da RC permitiram a implementação de diversos tipos de ensaios, tentando cobrir todas as possibilidades do sistema, conforme mostra o Quadro 1 e a Figura 17 (Santos et al., 2007; Camacho-Tauta et al., 2008b, 2010b, 2011a, 2011b, 2014).

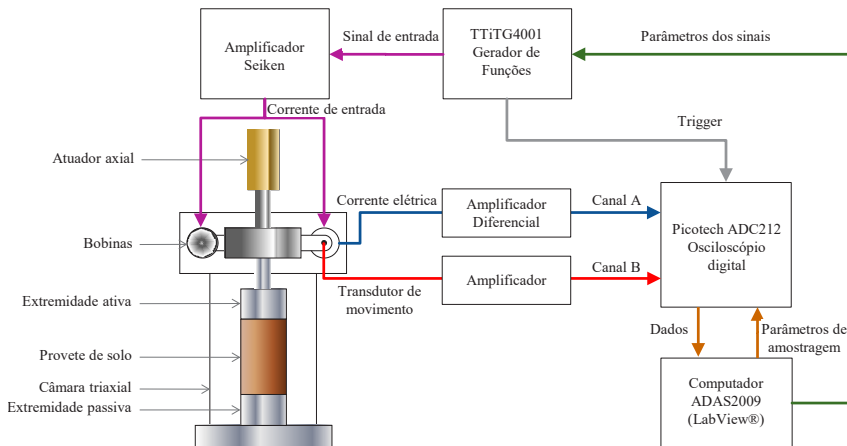


Fig. 16 – Esquema do sistema combinado RC-BE no Laboratório de Geotecnia do IST.

Quadro 1 – Configurações do sistema combinado RC-BE

Tipo de sinal	Impulso sinusoidal	Sinusoidal em regime de vibração permanente	Varrimento com frequência variável (<i>Sine Sweep</i>)	Ruído aleatório
Fonte sísmica				
oscilador da coluna ressonante		RC-CT BE-2RS	RC-SS BE-2RSS	RC-RN BE-2RSS
bender elements	BE-TD		BE-FDSS	BE-FDRN
RC-CT	Ensaio de coluna ressonante convencional			
RC-SS	Ensaio de coluna ressonante Fonte: sinal sinusoidal com frequência variável no oscilador da CR Resposta: velocímetro da CR			
RC-RN	Ensaio de coluna ressonante Fonte: ruído aleatório no oscilador da CR Resposta: velocímetro da CR			
BE-2RS	Ensaio com bender elements Fonte: sinal sinusoidal em regime permanente no oscilador da CR Resposta: bender recetor na base e bender recetor no topo			
BE-2RSS	Ensaio com bender elements Fonte: sinal sinusoidal com frequência variável no oscilador da CR Resposta: bender recetor na base e bender recetor no topo			
BE-TD	Ensaio com bender elements Fonte: impulso sinusoidal único no bender transmissor da base Resposta: bender recetor no topo			
BE-FDSS	Ensaio com bender elements Fonte: sinal sinusoidal com frequência variável no bender transmissor da base Resposta: bender recetor no topo			
BE-FDRN	Ensaio com bender elements Fonte: ruído aleatório no bender transmissor da base Resposta: bender recetor no topo			

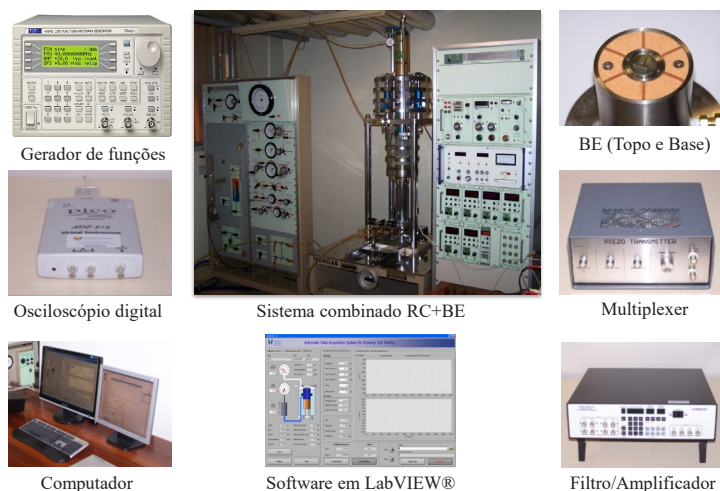


Fig. 17 – Equipamento do sistema combinado RC-BE.

O sistema combinado RC+BE exige o tratamento de grande volume de dados, pelo que foi desenvolvido um software em ambiente LabVIEW para aquisição, análise e processamento automático dos dados, contemplando todos os procedimentos convencionais ou não convencionais (Figura 18).

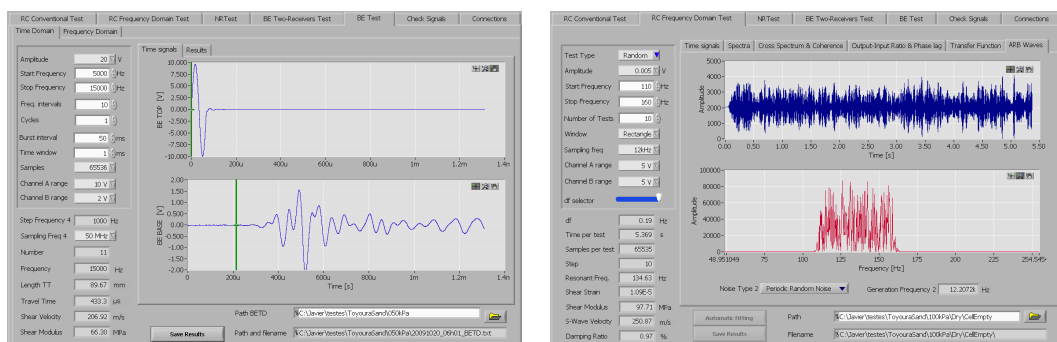


Fig. 18 – Exemplos: a) ensaio de bender elements no domínio do tempo BE-TD: b) ensaio de coluna ressonante com ruído aleatório RC-RN.

Este sistema combinado permite a realização de ensaios de coluna ressonante não convencionais com excitações de diversos tipos, podendo controlar a forma, a frequência, a amplitude e a duração ou o número de ciclos destes sinais, com toda a generalidade. Esta versatilidade de poder impor uma excitação genérica, permite realizar varrimentos no domínio da frequência e determinar a função de transferência do sistema, a partir da qual se pode analisar com maior generalidade a rigidez ao corte dos solos no domínio das muito pequenas a pequenas deformações. A Figura 19 mostra os resultados obtidos num solo siltoso para vários tipos de varrimento no domínio da frequência: 5 ensaios sem ressonância correspondentes a 5 níveis de distorção constante (NR) e 2 ensaios com varrimento *sine sweep* com distorção variável (RCSS). A gama de frequências é limitada pelas características do equipamento e o nível de distorção não deverá exceder o domínio elástico. Este tipo de análise permite uma visualização inédita da relação entre o módulo de distorção, a frequência e o nível de distorção no domínio elástico.

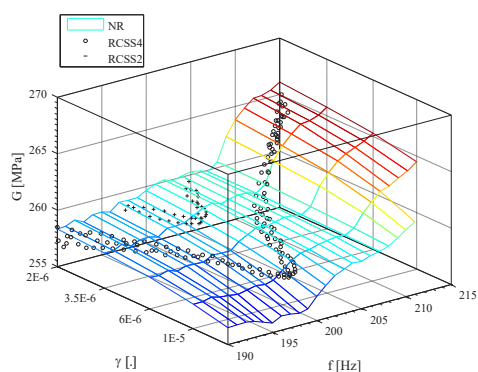
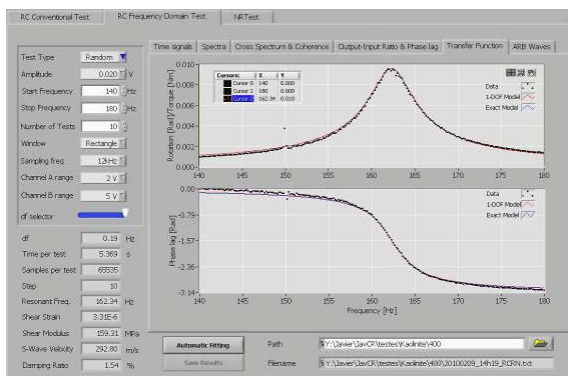


Fig. 19 – Ensaio de coluna ressonante não convencional (Camacho-Tauta et al., 2010a).

Por outro lado, a incorporação dos bender elements no mesmo equipamento permite uma comparação direta e mais fiável dos resultados. Este ponto é particularmente importante, porque permite testar diferentes técnicas de ensaio bem como uma validação consistente de diversos métodos de interpretação no domínio do tempo e no domínio da frequência sobre a mesma amostra de solo (Ferreira et al., 2007; Camacho-Tauta et al., 2008a, 2008b, 2011a, 2011b, 2015).

A investigação nesta área tem prosseguido com a colaboração da Faculdade de Engenharia da Universidade do Minho, parceiro no projeto de investigação financiado pela FCT, PTDC/ECM/122751/2010 – Innovative seismic wave-based laboratory tools for the assessment of key geotechnical parameters. Foram realizados ensaios sísmicos recorrendo a uma configuração combinada de bender elements e acelerómetros (BE+AC) sobre provetes da areia de Coimbra com uma compacidade relativa de $D_r=60\%$ (Figura 20). Também foram realizados ensaios de coluna ressonante sobre provetes da mesma areia, nas mesmas condições de compacidade relativa e tensões de confinamento.

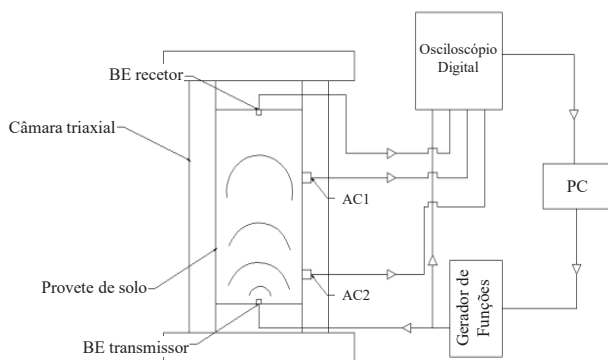


Fig. 20 – Ensaio de coluna ressonante não convencional (Camacho-Tauta et al., 2010a).

A Figura 21 mostra a comparação dos valores do módulo de distorção elástico G_0 obtidos através das diferentes técnicas de ensaio. Os dados obtidos nos ensaios de bender elements e acelerómetros foram processados no domínio do tempo (TD) e no domínio da frequência (FD), tendo-se observado desvios, em geral, inferiores a 10% em comparação com os ensaios de coluna ressonante. Este e outros estudos subsequentes mostraram que a utilização de acelerómetros como recetores em detrimento dos bender elements constitui uma via alternativa interessante a explorar, e ficou também bem demonstrado alguns problemas inerentes à utilização dos bender elements como fonte sísmica (Ferreira et al, 2007, Camacho-Tauta et al., 2015; Pereira et al., 2015; Santos et al., 2015).

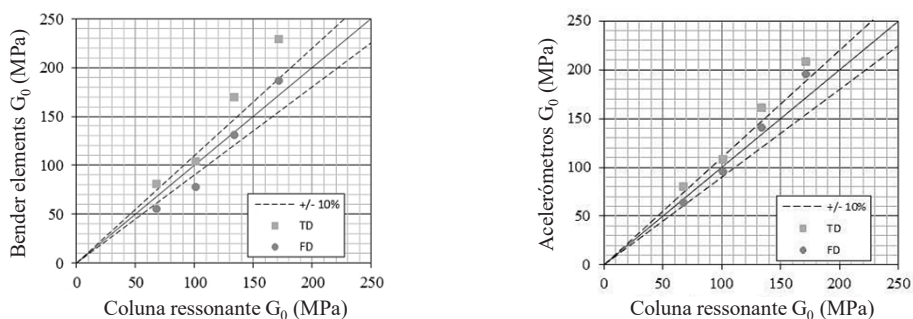


Fig. 21 – Comparação dos valores de G_0 para diferentes técnicas de ensaio (Santos et al., 2015).

3.2 – Caracterização dos solos no domínio das médias a grandes deformações

No ensaio de torção cíclica o provete de solo fica assente sobre uma base fixa e é aplicado no seu topo um momento torsor cíclico a uma frequência relativamente baixa, em geral, na gama entre 0,5 e 2Hz. O provete fica embebido numa câmara preenchida com água até ao nível do topo do provete e seguem-se os mesmos procedimentos do ensaio triaxial clássico, no que respeita à saturação e à consolidação do provete.

Como a frequência de excitação do ensaio é baixa, as forças de inércia envolvidas podem ser desprezadas simplificando-se desta forma a interpretação dos resultados. A avaliação das grandezas é feita considerando o provete como um elemento único e formulando o problema, em termos de valores médios, quer para as tensões, quer para as deformações. O problema da não uniformidade das tensões é minimizado recorrendo a provetes com secção cilíndrica oca.

A Figura 22 representa o equipamento disponível no Laboratório de Geotecnia do IST fabricado pela Seiken®, com o detalhe do transdutor angular. Por forma a minimizar o erro nas medições, este transdutor está localizado no interior da câmara e o mais próximo possível do topo do provete. Segundo as especificações do fabricante, a precisão é de 0.01° , a que corresponde para as dimensões

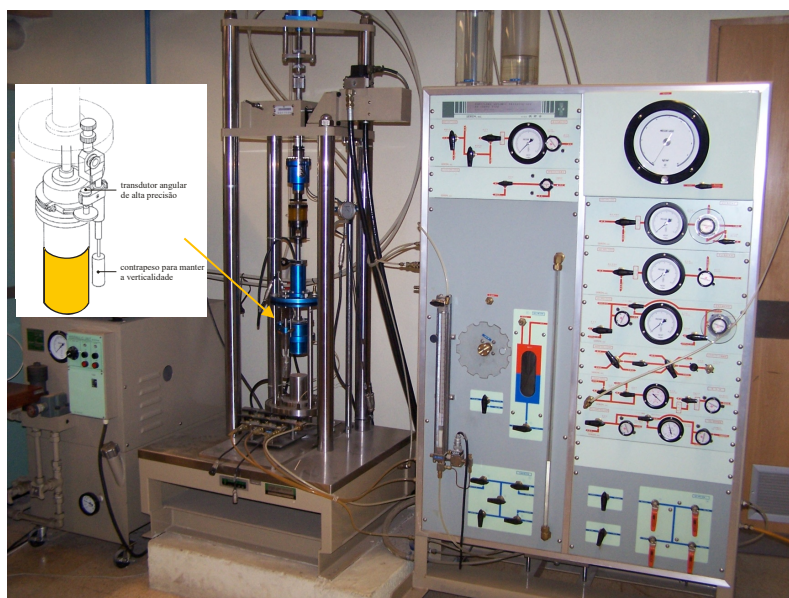


Fig. 22 – Equipamento de torção cíclica no Laboratório de Geotecnia do IST.

do provete, a uma distorção de 5×10^{-5} . Porém, na prática, verifica-se que as leituras só apresentam alguma fiabilidade para valores da distorção superiores a 10^{-4} . De salientar ainda a particularidade de o equipamento permitir impor, de uma forma expedita e sem recurso à automatização, uma trajetória em estado de deformação distorcional simples, em condições não drenadas (Santos, 1999).

Este equipamento permite realizar ensaios cíclicos para excitações harmónicas e tem sido utilizado para complementar o ensaio de coluna ressonante no domínio das médias a grandes deformações (Gomes Correia e Santos, 1997). Ou seja, a utilização conjugada do ensaio de coluna ressonante com o ensaio de torção cíclica permite caracterizar os solos numa faixa ampla de distorções entre 5×10^{-6} e 5×10^{-2} .

Os ensaios laboratoriais têm sido úteis para o desenvolvimento e a calibração de modelos viscoelásticos não lineares (Chitas et al., 2012; Lourenço et al., 2017) e de modelos elastoplásticos com particular enfoque sobre o endurecimento e o comportamento volumétrico dos solos granulares (Santos et al., 2003; Gomes et al., 2016; Lourenço et al., 2017, Santos et al., 2017).

Destaca-se ainda a colaboração entre o Instituto Superior Técnico e a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, parceiros no projeto de investigação financiado pela FCT, PTDC/ECM/103220/2008 - *Tools for performance-based design in liquefiable deposits*, em que se analisou a influência dos finos não plásticos na resistência à liquefação da Areia de Coimbra (Marques, 2011; Marques et al., 2012a, 2012b, 2012c). Alguns dos resultados deste projeto de investigação serão apresentados no capítulo final deste artigo.

4 – CONTRIBUIÇÃO DO LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA FCTUC

O Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra (UC), que está desde a sua origem vocacionado sobretudo para a investigação científica, tem tido um papel relevante no desenvolvimento da caracterização experimental do comportamento de areias, tanto de origem nacional como internacional, quando sujeitas a solicitações generalizadas, quer monotónicas quer cíclicas, aplicadas sob diferentes condições de drenagem. Tal resultou do trabalho desenvolvido por vários investigadores envolvidos em projetos de investigação e/ou teses de Mestrado ou Doutoramento na UC, os quais beneficiaram das condições experimentais oferecidas pelo Laboratório de Geotecnia, nomeadamente ao nível:

- dos equipamentos laboratoriais, em particular das “Stress Path Cells” (células de caminhos de tensões), do “Hollow Cylinder Apparatus” (HCA), combinados com diferentes equipamentos para instrumentação interna e para medição da velocidade de propagação de ondas;
- do sistema de controlo e aquisição automáticos de dados (TRIAx);
- do desenvolvimento de sistemas particulares de preparação de amostras, nomeadamente por pluviação seca, e validação da sua repetibilidade e reprodutibilidade.

É importante destacar que o sucesso do trabalho experimental desenvolvido sobre areias no Laboratório de Geotecnia da UC deve-se, em grande medida, à visão que o Professor Luís Joaquim Leal Lemos inculuiu desde a génese da Geotecnia no Departamento de Engenharia Civil da UC, fundamentalmente baseada na importância do trabalho experimental, a qual foi reforçada por vários dos investigadores do Grupo de Geotecnia da UC, em particular daqueles que adquiriram uma visão anglo-saxónica do trabalho científico aquando da sua estadia em Universidades Inglesas e Americanas. No entanto, o contributo para o avanço do conhecimento neste domínio teria sido inalcançável sem o trabalho dos investigadores que ao longo dos últimos anos utilizaram o Laboratório de Geotecnia da UC para a realização de trabalhos de investigação focados na caracterização do comportamento de diferentes tipos de areias nas mais diversas perspetivas, os quais têm demonstrado o valor do trabalho experimental para o progresso científico, nomeadamente mas não só para uma compreensão mais detalhada do seu comportamento e para a calibração de modelos de comportamento de solos avançados. Uma pequena parte desse trabalho é utilizado nas secções seguintes para ilustrar a importância da evolução do Laboratório de Geotecnia da UC no estudo do comportamento de areias sob ações generalizadas.

4.1 – Contributo dos equipamentos laboratoriais avançados

O Laboratório de Geotecnia da UC oferece aos seus utilizadores um conjunto de equipamentos capazes de permitir uma caracterização experimental completa de diferentes tipos de geomateriais, em particular de areias, nas várias perspetivas relevantes do ponto de vista do seu comportamento. Tal inclui a avaliação das propriedades físicas e de identificação, da permeabilidade, da compressibilidade e do comportamento tensão-deformação sob diferentes tipos de solicitações. Na caracterização do comportamento mecânico de areias sob ações generalizadas através de ensaios elementares, dois equipamentos têm sido particularmente determinantes na avaliação do comportamento de areias sob solicitações monónicas e cíclicas e para níveis de tensão variáveis:

- as stress-path-cells (ou células de caminhos de tensões), adiante designadas por SPC, pela sua capacidade de induzir nas amostras diferentes trajetórias de tensões associadas a diferentes estados de tensão axissimétricos, de forma a reproduzir de forma relativamente realista o comportamento das areias quando sujeitas às solicitações mais comuns presentes no campo;

- o Hollow Cylinder Apparatus (ou aparelho do cilindro oco), adiante designadas por HCA, pela sua capacidade de induzir nas amostras quaisquer trajetórias de tensões associadas a diferentes estados de tensão, em que a variação da magnitude da tensão principal intermédia e a direção das tensões principais podem ser variadas de forma controlada e progressiva.

4.1.1 – Stress-path-cells

O Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra possui duas SPC semelhantes, fornecidas pelo Imperial College London, capazes de controlar, de forma independente, as tensões verticais e radiais aplicadas sobre uma amostra cilíndrica com aproximadamente 76 mm de altura e 38 mm de diâmetro (Figura 23). A força vertical é aplicada através do êmbolo onde a amostra se

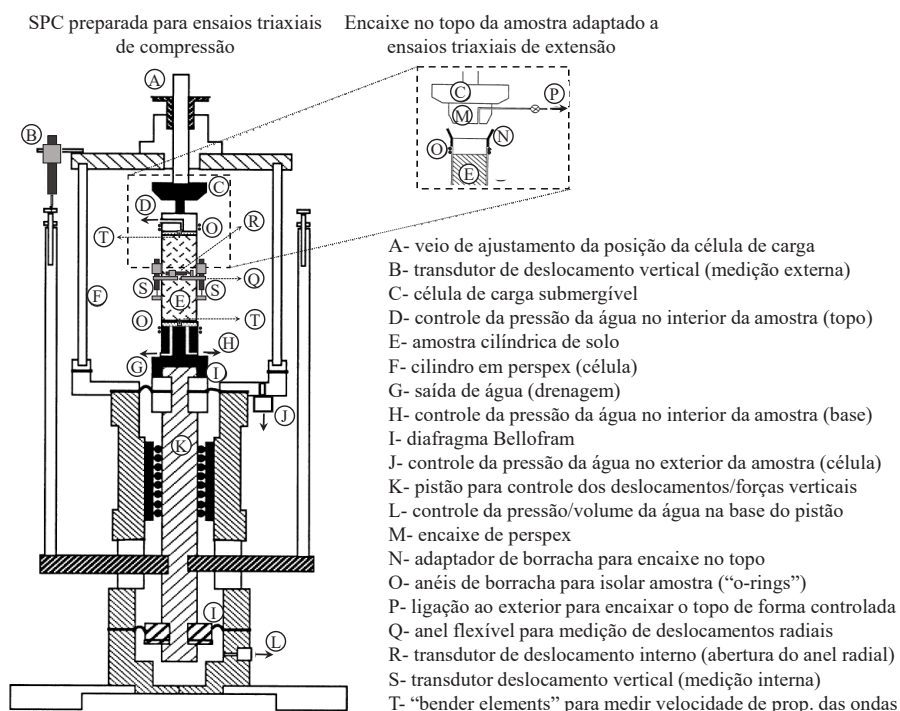


Fig. 23 – Stress-path-cell (SPC) do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra
(adaptado de Coelho, 2000).

apoia e medida por uma célula de carga submersível em contacto com o topo da amostra, enquanto a tensão radial é aplicada através da pressão da água que envolve a amostra, como originalmente descrito por Bishop e Wesley (1975). No caso de ensaios de extensão, é utilizado um adaptador no contacto da célula de carga com o topo da amostra para que a tensão vertical se controle de forma independente da tensão radial e possa ser inferior a esta. Desta forma, é possível simular os 4 caminhos de tensões fundamentais utilizados para caracterizar o comportamento de solos sob formas de carregamento representativas das presentes *in situ*, os quais são obtidos fazendo variar a tensão vertical ou a tensão radial, mantendo a outra tensão constante, ou mesmo aplicar outro qualquer caminho de tensões menos convencional que procure replicar uma situação particular em obra ou esclarecer uma questão específica numa perspetiva mais científica.

As SPC disponíveis no Laboratório de Geotecnia da UC podem ainda ser adaptadas para integração de equipamentos internos para medição das deformações axiais e radiais da amostra, assim como para medição da velocidade de propagação de ondas ao longo da amostra. No primeiro caso, tal é particularmente útil para eliminar os efeitos negativos dos erros de ajustamento da amostra no início dos ensaios, para uma avaliação mais precisa das deformações axiais e radiais na zona central da amostra. No segundo caso, a utilização dos designados “bender elements” para induzir as ondas de corte no topo da amostra e registar a sua chegada à base, permite uma avaliação da rigidez ao corte do solo para muito pequenas deformações e uma estimativa incomparável de G_0 ou G_{Max} .

As capacidades das SPC do Laboratório de Geotecnia da UC na caracterização do comportamento de areias sob diferentes tipos de sollicitações são bem ilustradas através da caracterização do comportamento da areia de Hostun apresentada por Azeiteiro et al (2017a), a qual foca o comportamento observado para diferentes níveis de deformação, incluindo tipos de sollicitação variadas e aplicadas em condições drenadas e não drenadas.

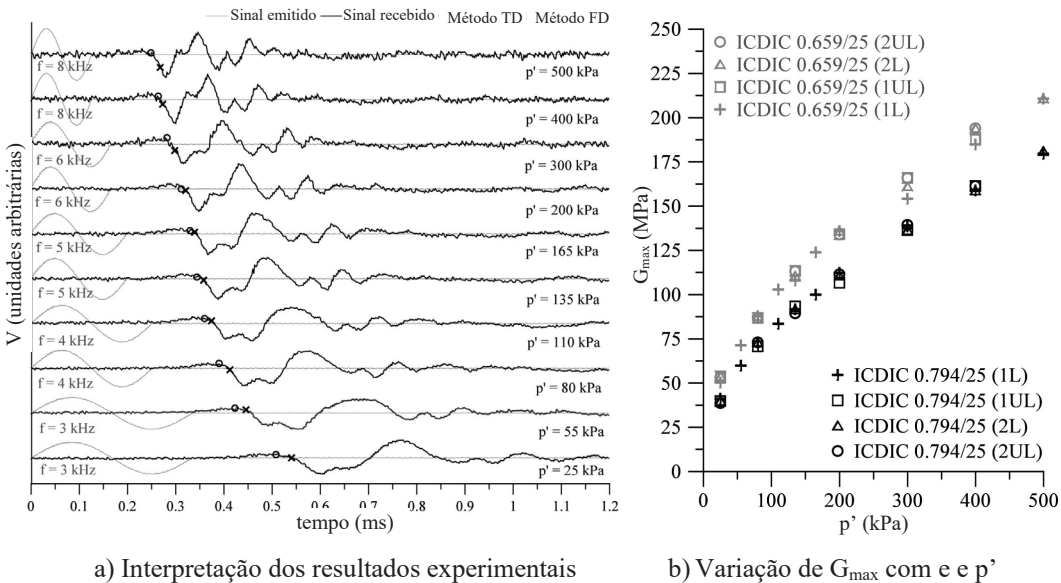


Fig. 24 – Rigidez ao corte da Areia de Hostun para pequenas deformações (Azeiteiro et al., 2017a).

Ao nível das muitas pequenas deformações, onde se pode assumir que o solo se comporta em regime elástico, a utilização dos bender elements instalados na SPC permitiu avaliar a rigidez ao corte inicial ou máxima (G_{max}) da areia de Hostun. A interpretação dos resultados, que pode ser realizada no domínio do tempo (TD) ou no domínio da frequência (FD), tem alguma incerteza na identificação do momento da chegada da onda (Figura 24-a). Ainda assim, os resultados obtidos

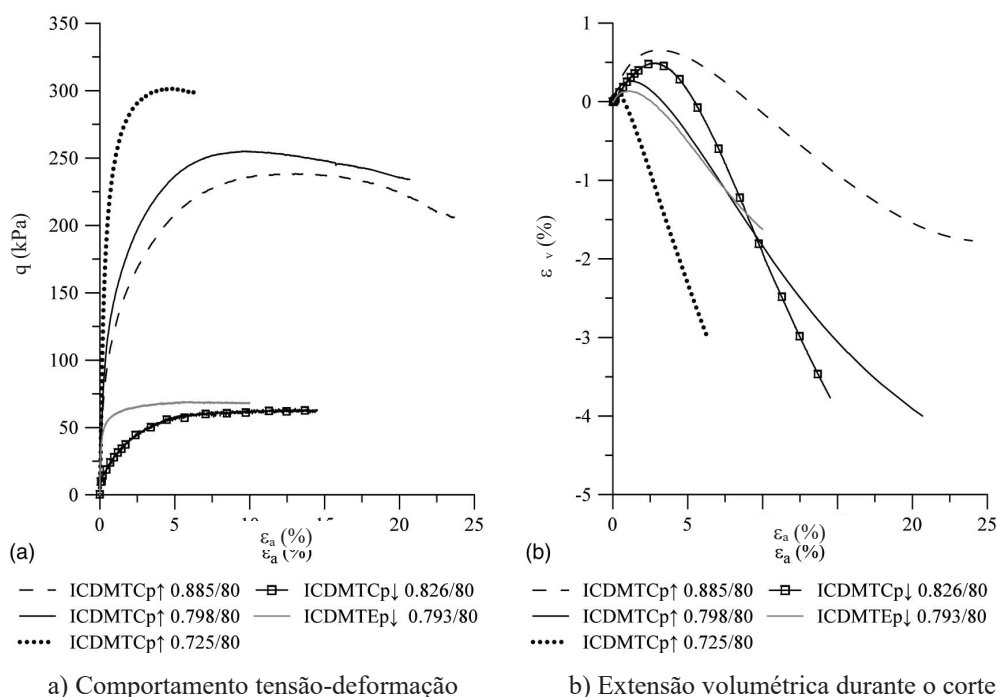


Fig. 25 – Comportamento da Areia de Hostun durante o corte drenado para diferentes caminhos de tensões e índices de vazios das amostras (Azeiteiro et al., 2017a).

mostram de forma clara o aumento de $G_{\max}$ com o aumento da tensão efetiva de consolidação (p') e com a redução do índice de vazios (e) ou com o aumento da compacidade da areia (Figura 24-b).

Ao nível das deformações intermédias a grandes, os resultados obtidos mostram os efeitos do índice de vazios (e) da amostra e do caminho de tensões seguido durante o corte nos ensaios drenados (Figura 25) e nos ensaios não drenados (Figura 26), mesmo se realizados sob a mesma tensão de consolidação isotrópica (80 kPa). Nos ensaios drenados, é bem evidente o aumento da rigidez e da resistência máxima com a redução de e e nos ensaios de compressão com aumento da tensão média, sendo ainda evidentes os enormes efeitos resultantes do corte em compressão com redução da tensão média ou em extensão com redução da tensão média (Figura 25-a). A deformação volumétrica exibida pelas amostras durante o corte (Figura 25-b), ainda que qualitativamente semelhante, é também bastante influenciada pelo caminho de tensões seguido durante o corte e pelo índice de vazios da amostra. Já no que se refere ao corte não drenado, as principais diferenças são observadas ao nível do caminho de tensões efetivas seguido pelas amostras no início do corte, o qual é determinado pelo excesso de pressão neutra gerado no corte (Figura 26-a), assim como pela resposta tensão-deformação, a qual exibe muito maior rigidez nas amostras mais densas e/ou sujeitas ao corte em compressão com aumento da tensão média (Figura 26-b). Estes resultados mostram a importância do conhecimento do tipo de solicitação presente na situação particular em estudo assim como da capacidade para simular experimentalmente essa solicitação.

Ao nível das grandes deformações, a caracterização do comportamento das areias quando atingem o estado crítico assume grande importância, nomeadamente mas não só para permitir a utilização de modelos de comportamento do solo avançados baseados na teoria do estado crítico. A Figura 25 mostra a linha do estado crítico (CSL) da areia de Hostun estimada com base nos resultados dos ensaios realizados nas SPC da UC.

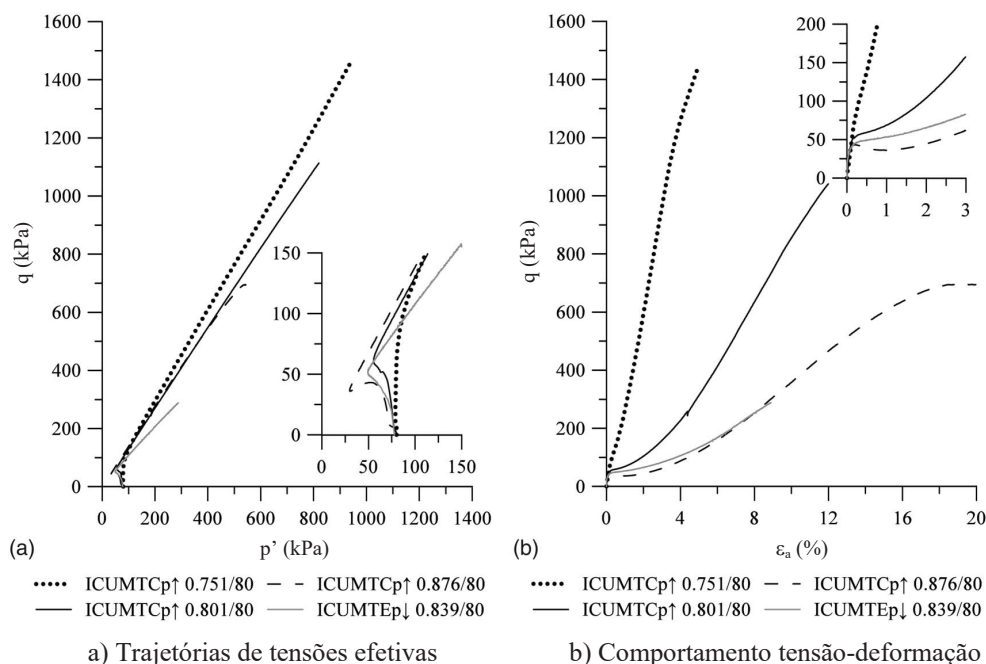


Fig. 26 – Comportamento da Areia de Hostun durante o corte não drenado para diferentes caminhos de tensões e índices de vazios das amostras (Azeiteiro et al., 2017a).

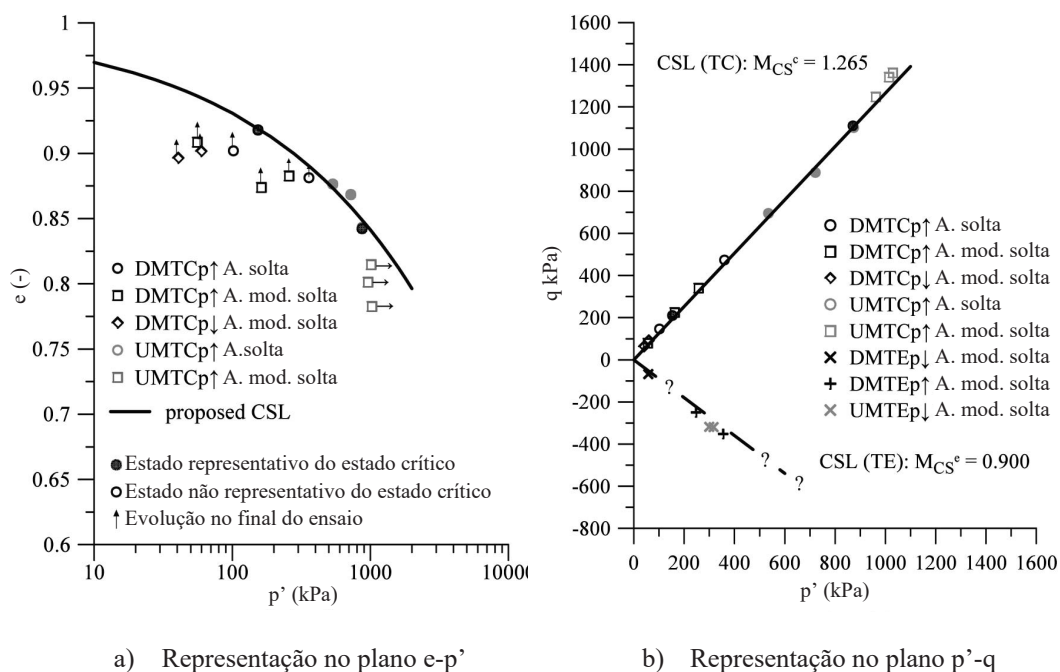


Fig. 27 – Linha do estado crítico da Areia de Hostun (Azeiteiro et al., 2017a).

É de notar que apesar da capacidade das SPC para induzirem nas amostras deformações axiais de grande magnitude, que chegam a atingir valores da ordem de 25 % (Figura 25), nem sempre é possível identificar de forma clara o estado crítico, seja porque seria necessário continuar a deformar a amostra, seja porque a concentração de deformações e/ou tensões na amostra dificultam a sua observação. Tais problemas são mais evidentes nos ensaios de extensão (TE) mas também afetam muitos dos resultados obtidos em ensaios de compressão (TC), afetando mais a avaliação da representação da linha do estado crítico no plano p' - e (Figura 27-a), onde é frequentemente prever a evolução do caminho das amostras no final do ensaio, do que no plano p' - q (Figura 27-b), onde sobretudo em compressão a definição da CSL é menos subjetiva.

4.1.2 – *Hollow Cylinder Apparatus*

O HCA do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra (Figura 28), fornecido pelo Imperial College London, permite o controlo, de forma independente, do momento torsor e das tensões verticais e radiais, externa e interna, aplicadas sobre uma amostra cilíndrica oca sujeita a uma contrapressão, conforme originalmente descrito por Hight et al (1983). A amostra pode ter cerca de 200 mm de altura, 100 mm de diâmetro externo e 60 mm de diâmetro interno, ainda que possam ser usadas amostras com dimensões de 300, 200 e 150 mm, respetivamente. O funcionamento do equipamento é descrito em detalhe por Santos (2015), destacando-se a sua capacidade para controlar as 3 tensões e direções principais, incluindo a tensão principal intermédia, e para aplicar solicitações cíclicas que melhor replicam a ação das ondas corte induzidas por sismos no campo.

O equipamento inclui um conjunto de equipamentos para medição de deformações internas, de forma a avaliar de forma precisa a deformação da amostra durante o ensaio. De facto, como ilustrado na Figura 28, para além da medição externa na parte inferior do equipamento das deformações axiais (5) e angulares (6), a deformação da amostra é avaliada localmente através de transdutores submersíveis que incluem um eletrónivel biaxial (1) e outro uniaxial (3) instalados na parede exterior do cilindro, um transdutor de deslocamento miniatura (2) instalado perpendicularmente às paredes internas do cilindro oco e três sensores de proximidade (4) para medir as deformações na direção perpendicular às paredes externas do cilindro em três zonas distintas.

A utilização de alguns dos instrumentos de medição no HCA exigiu o desenvolvimento de sistemas especiais de calibração (Figura 29), nomeadamente para a célula de carga combinada para medição de forças verticais e momentos torsores, para o transdutor de deslocamento miniatura para avaliação das deformações radiais na face interna do cilindro oco, para os transdutores de proximidade, com alvos semelhantes aos usados em ensaios, e ainda para os eletróníveis (transdutores de inclinação eletrólitos) uniaxial e biaxial, destinados a medir as deformações axiais e as deformações angulares diretamente no corpo da amostra. Vários dos sistemas de calibração foram projetados e construídos por Santos (2015), que descreve em detalhe as características dos sistemas e processos de calibração.

Santos (2015) compara os resultados obtidos (Figura 30) por instrumentação interna (local) e externa (global), sugerindo que, nos ensaios de compressão (a) e de extensão (b), a instrumentação global tende, como é usual, a sobreavaliar a extensão axial (ϵ_a) para pequenas deformações, enquanto se obtêm valores idênticos para extensões da ordem de 0,02% e 0,03%, respetivamente. No caso da distorção, medida em ensaios de torção (c), a instrumentação interna e externa fornecem leituras idênticas para valores significativamente pequenos, da ordem de 0,001%, sugerindo que os erros de compressibilidade e de contacto podem afetar mais as medições globais da extensão axial do que da distorção. Já no que se refere às extensões radial (d) e circunferencial (e), a instrumentação interna e a externa conduzem a resultados mais díspares, o que pode traduzir o facto de as medições globais serem afetadas por erros devidos à compressibilidade do equipamento, onde se incluem os tubos de drenagem, ou a erros na medição da extensão axial e da variação volumétrica da câmara interna, para além de assumirem um modelo de deformação da amostra em cilindro reto, que se verifica ser irrealista. As deformações internas, por seu lado, podem ser afetadas por outros problemas,

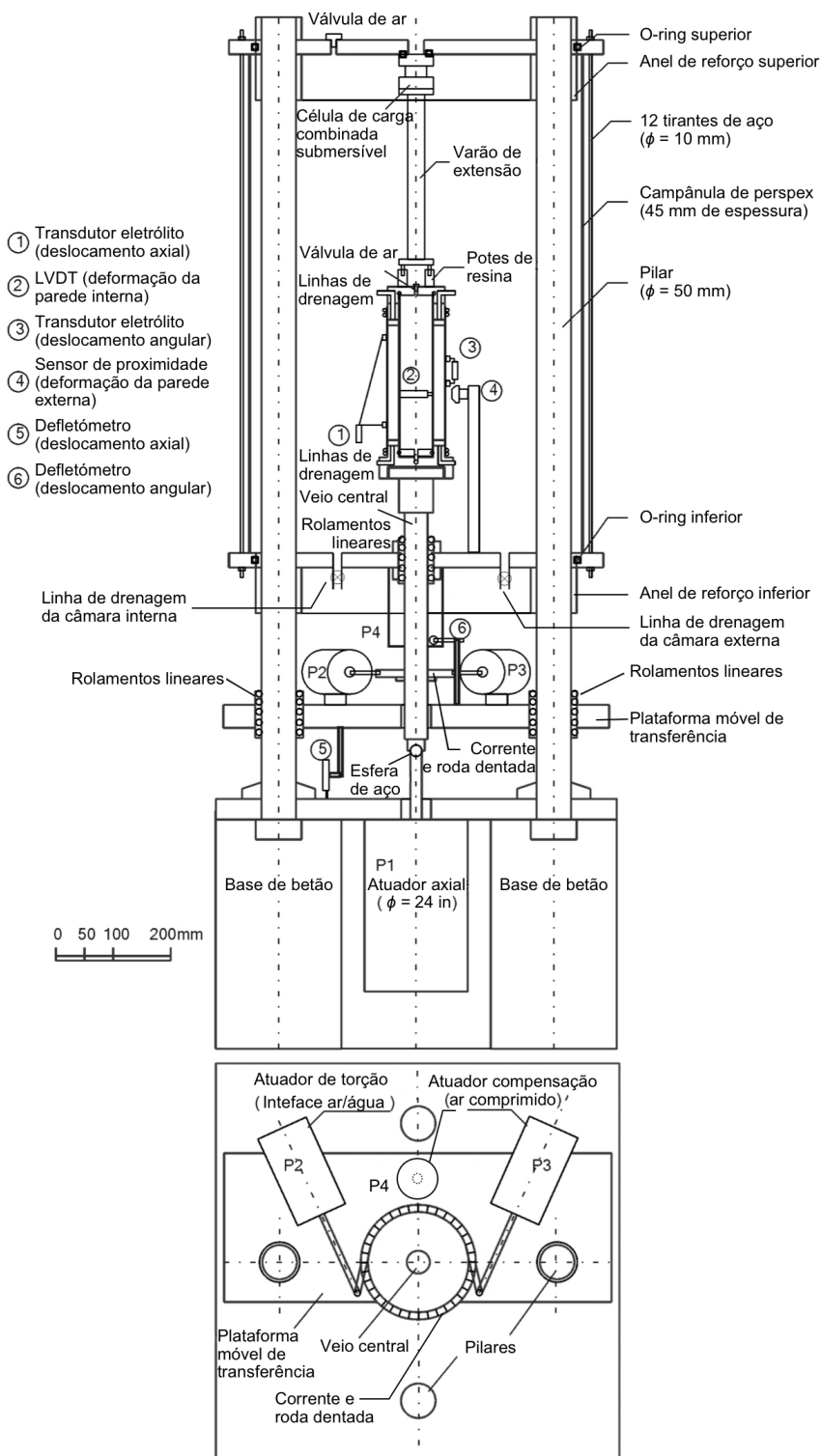


Fig. 28 – Hollow cylinder apparatus (HCA) do Laboratório de Geotecnia da UC (Santos, 2015).

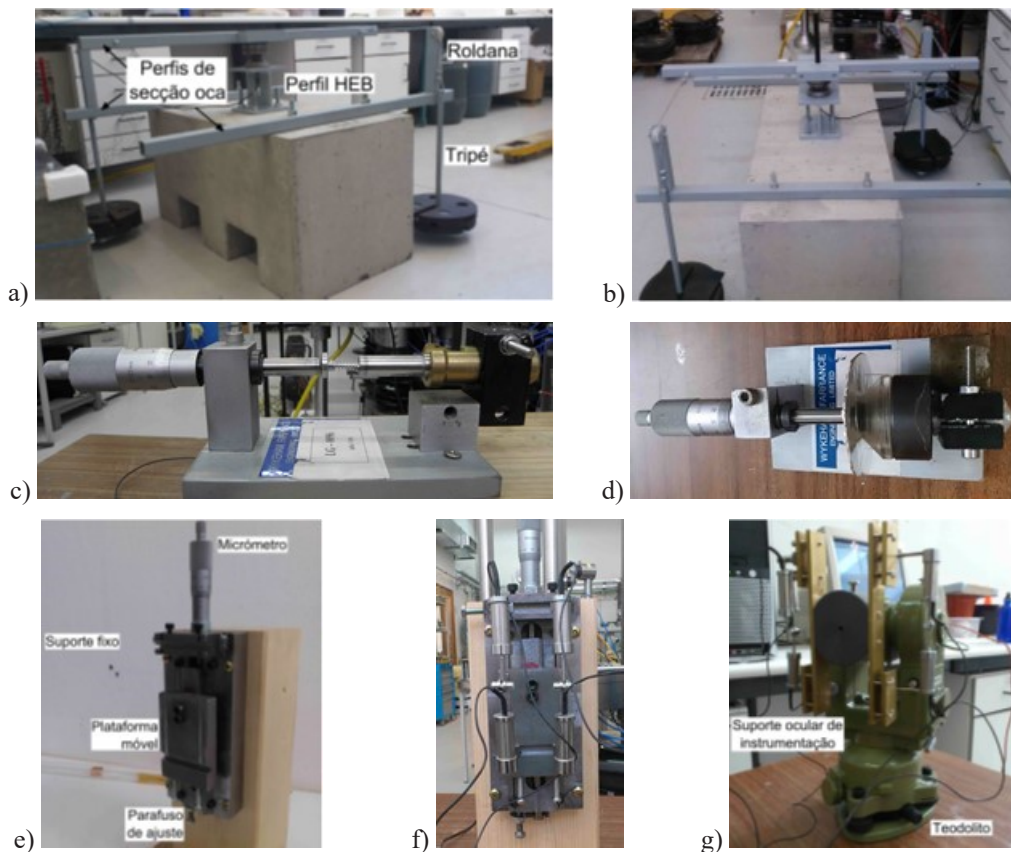


Fig. 29 – Calibração de equipamentos de medição do HCA da UC: célula de carga combinada em torção pura (a) e com interação entre momento torsor e carga axial (b); transdutor de deslocamento miniatura (c); sensor de proximidade (d); calibrador desenvolvido (e) para calibração dos eletrónicos uniaxial (f) e biaxial (g) (Santos, 2015).

nomeadamente pelo mau desempenho dos sensores de proximidade, sobretudo devido ao uso de alvos de folha de alumínio, que resultam em oscilações evidentes da extensão radial medida (d).

O HCA permite aplicar às amostras quaisquer estados de tensão na fase de consolidação e no corte, tornando-o o equipamento de eleição para a avaliação do comportamento de areias sob ações generalizadas. No campo das solicitações cíclicas, o HCA é particularmente indicado para estudos de liquefação induzida por sismos, uma vez que a solicitação induzida pelos sismos no campo é melhor representada pelo corte torsional cíclico aplicado no HCA do que pelo carregamento axial cíclico aplicado numa SPC, onde a rotação brusca de 90° da direção principal que ocorre duas vezes em cada ciclo afeta o comportamento não drenado das areias. De facto, como ilustra a Figura 31 para as Areias de Coimbra e de Hostun, o comportamento cíclico não drenado de areias no HCA tende a exibir uma evolução mais realista do caminho de tensões efetivas até à liquefação e do comportamento tensão-deformação e da geração de pressão intersticial após esse momento.

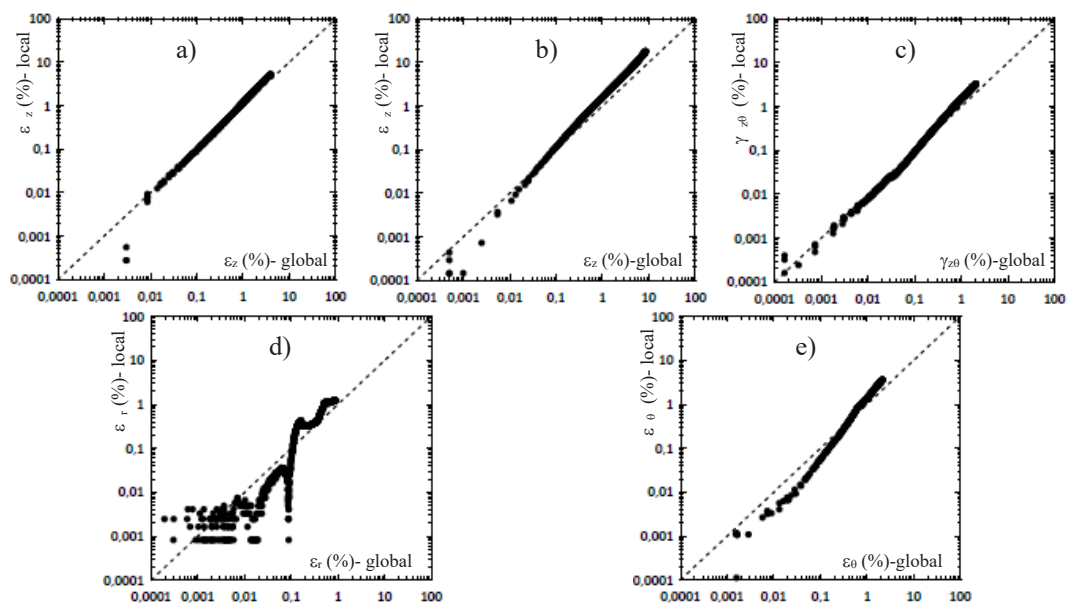


Fig. 30 – Comparação dos resultados obtidos sobre a Areia de Coimbra com instrumentação interna (local) e externa (global) no HCA da UC: extensão axial em compressão (a) e extensão (b); distorção em ensaios de torção (c); extensão radial (d) e circunferencial (e) (Santos, 2015).

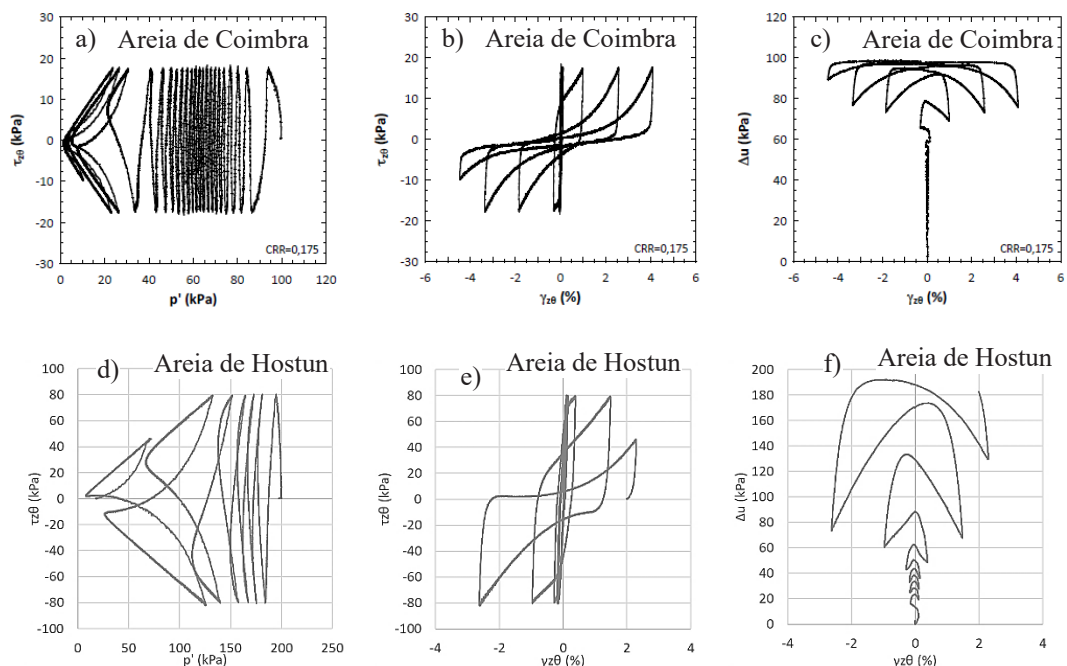


Fig. 31 – Ensaio cíclico torsional não drenado em amostras de Areias de Coimbra (Santos, 2015) e de Hostun (Ramos, 2018) no HCA da UC: caminho de tensões efetivas (a,d); comportamento tensão-deformação (b,e); variação do excesso de pressão intersticial no corte (c,f).

4.2 – Contributo do sistema de controlo e aquisição automáticos de dados

O sucesso da investigação experimental em laboratório depende bastante da capacidade para controlar os ensaios e observar o comportamento das amostras em condições que com frequência se afastam das que estão normalizadas ou são mais comuns, pelo que a utilização de sistemas comerciais de controlo e aquisição de dados pode ter alguns inconvenientes. Os equipamentos de ensaio do Laboratório de Geotecnia da UC são controlados por um sistema orientado para a investigação, designado por TRIAX, desenvolvido na Universidade de Durham nas versões para DOS (Toll, 1993) e mais tarde para Windows (Toll, 2002). A Figura 32 esquematiza o sistema que controla e adquire os dados no HCA, o qual é semelhante ao das SPC, ainda que mais complexo devido ao maior número de reguladores de pressão a controlar e ao maior número de leituras de instrumentos a adquirir e registar. O sistema possui algumas particularidades, entre as quais se destacam as seguintes:

- o controlo do ensaio é feito através da regulação de pressão num conjunto de tubos hidráulicos capazes de aplicar pressões, forças e/ou momentos sobre a amostra de forma programada;
- a regulação é feita geralmente através de reguladores de pressão de ar instalados em linhas de abastecimento de ar comprimido e posteriormente transformadas em pressões hidráulicas através de interfaces ar-água, com exceção dos designados CRSP (Constant Rate Strain Pump), que aplicam diretamente as pressões hidráulicas nas linhas de controle do ensaio;
- o controle do ensaio é feito através de programação da variação individual das pressões, forças e/ou momentos controlados por cada um dos reguladores, podendo incluir leituras dos instrumentos obtidas durante o ensaio ou ainda resultados de cálculos baseados nessas leituras;
- as leituras a registar e a sua frequência são programáveis em função do tipo de ensaio;
- o sistema inclui um módulo que facilita a calibração individual dos vários instrumentos.

A Figura 33 ilustra os resultados de um ensaio cíclico não drenado realizado na SPC da UC, com o objetivo de avaliar as implicações de aceitar que as ações sísmicas, tipicamente caracterizadas por ciclos irregulares, podem ser replicadas por ações cíclicas de amplitude uniforme como habitualmente se assume em ensaios elementares cíclicos (Azeiteiro et al, 2017b). Tendo em conta o número de ciclos aplicado e ainda que cada ciclo é aplicado de forma lenta para permitir a leitura adequada de todos os instrumentos utilizados, alguns destes ensaios demoram vários dias a ser concluídos. Além disso, a simulação de um único pico com amplitude dupla dos restantes é feita num momento particular, definido neste caso como sendo aquele em que, devido à geração de excesso de pressão neutra típica de solos granulares sujeitos a ações cíclicas em condições não drenadas, p' se reduz 20% em relação ao seu valor inicial de consolidação. Assim, a existência de um sistema de controlo do ensaio que pode ser programado para conduzir um ensaio não convencional como o apresentado exatamente como planeado por períodos de vários dias ou, no caso de areias densas, por semanas, permite realizar ensaios que doutra forma dificilmente poderiam ser executados com sucesso. De facto, não sendo este um ensaio tipicamente realizado num laboratório comercial, o seu controlo beneficia do facto de o sistema de controlo e aquisição ser suficientemente flexível para permitir implementar quaisquer condições de ensaio pretendidas.

4.3 – Contributo do desenvolvimento de sistemas particulares de preparação de amostras

A preparação de amostras de areia para diferentes tipos de ensaios elementares com diferentes densidades relativas constitui um desafio em que as questões da repetibilidade e da reprodutibilidade são fundamentais. De facto, é importante criar amostras idênticas no mesmo equipamento de ensaio por um investigador assim como poder comparar resultados de diferentes tipos de ensaios realizados por diferentes investigadores. Coelho (2007) descreve os métodos mais utilizados para preparação de amostras de areia, considerando que o facto de o método da pluviação seca ser adotado com mais frequência em estudos de liquefação cíclica resulta do facto de este exibir maior repetibilidade e reprodutibilidade, sobretudo no ensaio de areias uniformes, mais suscetíveis à liquefação e onde a

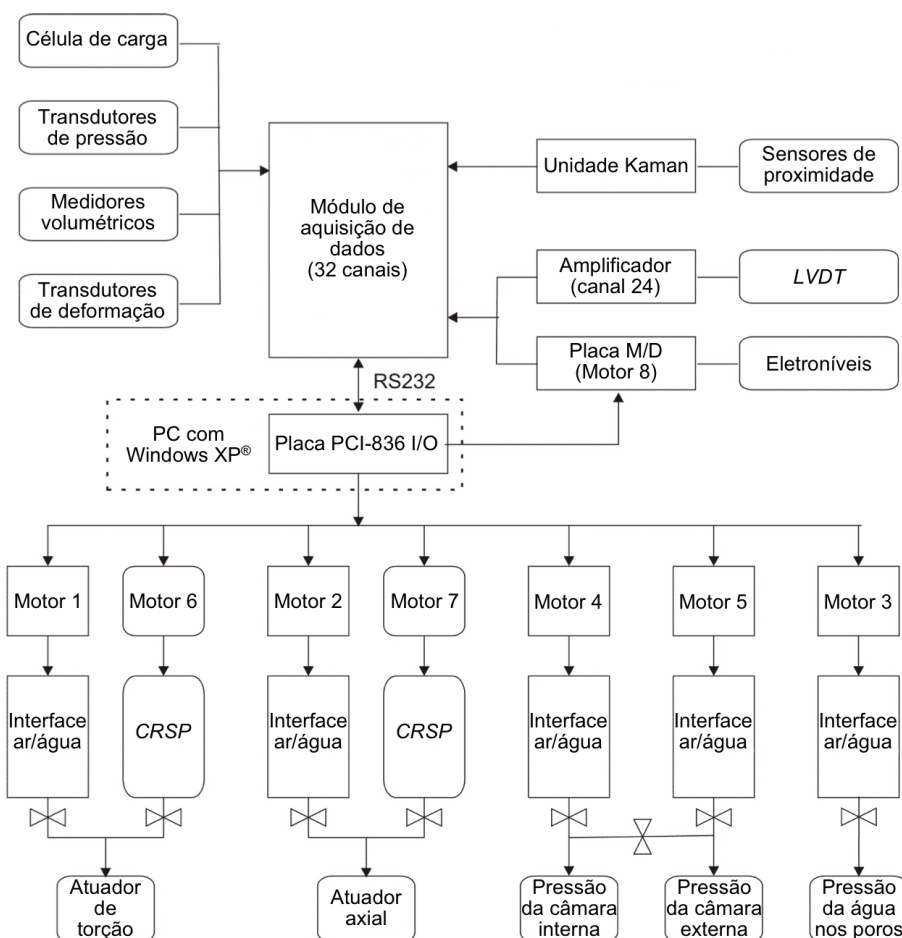


Fig. 32 – Sistema de controlo e aquisição automáticos de dados do HCA da UC (Santos, 2015).

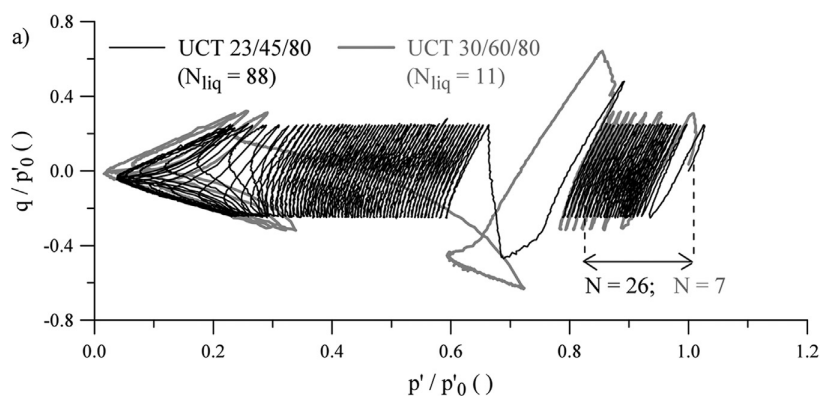


Fig. 33 – Comparação de caminhos de tensões obtidos em ensaios cíclicos não drenados de amplitude irregular realizados na SPC (Azeiteiro et al., 2017b).

questão da segregação de partículas é irrelevante. Além disso, e como o problema da liquefação é frequentemente investigado através de modelação física na centrífuga, é necessário utilizar em ensaios elementares métodos de preparação das amostras que sejam comparáveis aos utilizados para preparar modelos físicos de dimensões muito superiores às dos ensaios elementares comuns, sejam estes manuais ou automatizados (Figura 34-a,b,c). Tendo em conta as dimensões e a geometria das amostras utilizadas em ensaios elementares, é necessário desenvolver sistemas de pluviação particulares adaptados a cada caso tipo de equipamento utilizado (Figura 34-d,e). Se no caso das amostras cilíndricas para ensaio na SPC a deposição da areia resulta em geral em amostras uniformes se o fluxo de areia e a altura de quedas forem mantidos sensivelmente constantes durante o processo (Figura 34-d), já no caso do cilindro oco o processo tem maior complexidade e exige um fluxo de areia em forma de coroa criado por um sistema de placas perfuradas instaladas na base de um contentor de areia (Figura 34-e,f). Note-se que em qualquer dos casos, o processo de preparação de amostras tem de ser cuidadosamente calibrado em função do fluxo e alturas de queda utilizadas.

A fim de avaliar a comparabilidade dos resultados, são regularmente realizados ensaios em condições, nomeadamente investigadores, dimensões de amostras e equipamentos de ensaios, distintas. A Figura 35 compara os caminhos de tensões efetivas obtidos em amostras de areia de

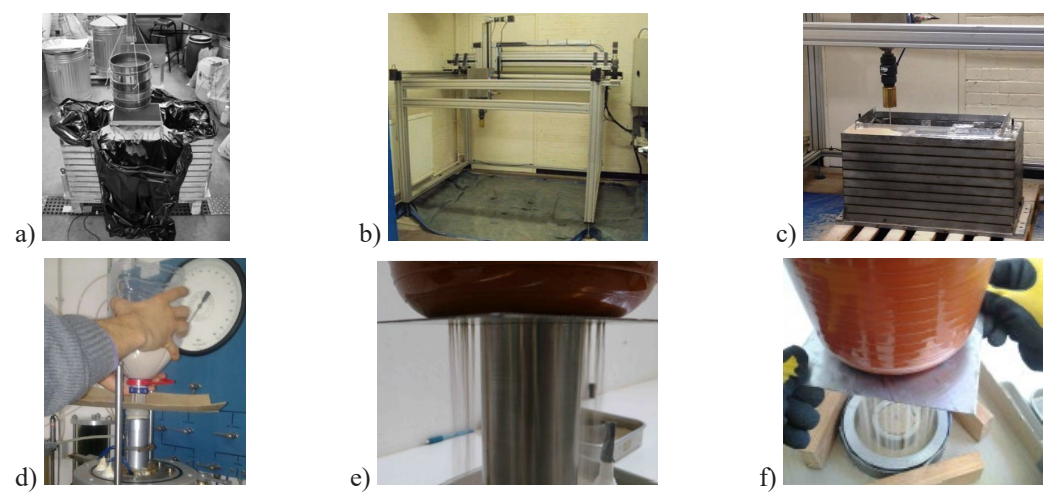


Fig. 34 – Sistemas de pluviação de areia utilizados em: a) preparação manual de modelos físicos (Coelho, 2007); b-c) preparação automatizada de modelos físicos (Marques et al., 2014, Marques, 2021); d) preparação de amostras na SPC (Azeiteiro, 2020); e-f) preparação de amostras no HCA (Santos, 2015).

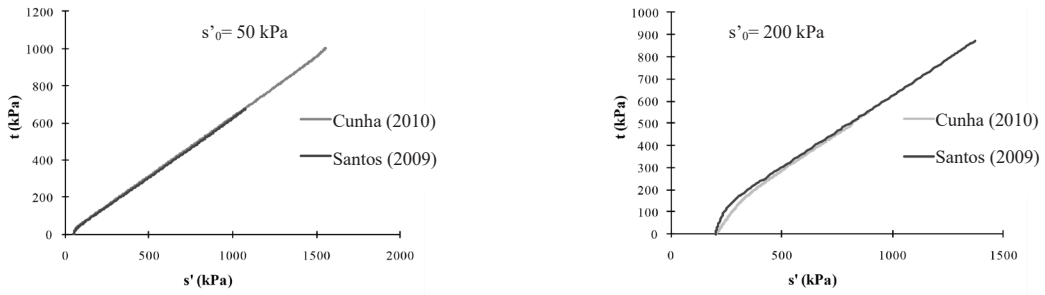


Fig. 35 – Comparação do comportamento exibido por amostras densas de Areia de Coimbra em compressão triaxial ensaiadas num triaxial com amostras com $\phi=70$ mm por Santos (2009) com as ensaiadas numa SPC com amostras com $\phi=38$ mm por Cunha (2010).

Coimbra densa, para dois níveis de tensão de consolidação, em compressão triaxial não drenada por dois investigadores distintos e com amostras com geometrias bastante diferentes. A Figura 36, por sua vez, compara resultados de ensaios monotónicos de compressão realizados sobre amostras semelhantes na prensa triaxial (TX) e no HCA para uma tensão de consolidação mais elevada. Em todos os casos, é atingida uma semelhança grande entre os resultados obtidos, com exceção da zona das grandes deformações, onde os efeitos dos erros associados à deformação das amostras e sua medição resultam em diferenças perfeitamente justificáveis.

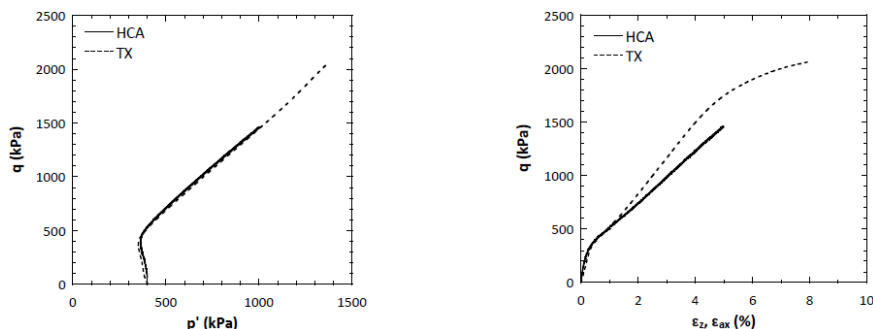


Fig. 36 – Comparação de ensaios monotónicos de compressão realizados sobre amostras densas de Areia de Coimbra na prensa triaxial (TX) e no HCA para $p'_0 = 400$ kPa (Santos, 2015).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme explanado nos capítulos anteriores, os três Laboratórios de Geotecnia dos Departamentos de Engenharia Civil das Universidades do Porto, de Lisboa e de Coimbra, tiveram um desenvolvimento notável ao longo dos últimos trinta anos relativamente às valências em equipamento e metodologia de ensaios na perspetiva da caracterização do comportamento mecânico de solos granulares, destacando a matriz preferencial destas competências laboratoriais focadas no ensino e investigação avançados e que potenciaram intensas colaborações entre os grupos de investigação em Geotecnia destas Universidades.

Para evidenciar estas competências, destaca-se o trabalho de investigação colaborativa entre as três instituições onde a combinação de técnicas e equipamentos de ensaio complementares permitiu a caracterização de aspetos relevantes da Areia de Coimbra, através de um conjunto variado de ensaios laboratoriais, conforme mostra o Quadro 2.

A Figura 37 mostra a linha de estados críticos determinada a partir dos ensaios monotónicos realizados nas três universidades, em que se constata alguma dispersão sobretudo para tensões de confinamento mais baixas. Com efeito, o erro inerente à determinação do índice de vazios inicial da amostra não é desprezável. Por exemplo, se uma amostra de 140 mm de altura tiver um desvio de 1mm na altura, o desvio no índice de vazios será de cerca de 0,015. Se o desvio for no raio, o desvio no índice de vazios já será de cerca de 0,05. Este fato, pode ser evitado recorrendo a amostras com maiores dimensões. Por outro lado, pode acontecer que nem todos os pontos correspondam ao estado crítico, mas apenas ao estado de tensão-deformação final do ensaio.

A inclinação da linha dos estados críticos (λ) obtida de 0,037 é menor do que os valores típicos para areias fluviais. Para além das considerações atrás referidas, salienta-se que a justificação mais provável é a de que a linha dos estados críticos é definida por uma curva em vez de uma reta, e λ aumenta progressivamente, aproximando-se de uma linha reta apenas para tensões de confinamento mais elevadas.

Quadro 2 – Ensaios realizados sobre a Areia de Coimbra

Designação do ensaio	Lab.	Tipo	Condições iniciais	
			D_r (%)	σ'_0 (kPa)
OC 40	FCTUC	Edométrico	40, 80	--
OC 80				--
DMTC 40/50, DMTC 40/100, DMTC 40/200, DMTC 40/400	FCTUC IST	Triaxial monotónico de compressão (drenado)	40	50, 100, 200, 400
DMTC 50/20, DMTC 50/50, DMTC 5/100, DMTC 50/400, DMTC 20/1000, DMTC 50/10000	FEUP	Triaxial monotónico de compressão (drenado)	5, 20, 50	20, 50, 100, 400, 1000, 10000
UMTC 25/100, UMTC 36/200, UMTC 80/400	FEUP	Triaxial monotónico de compressão (<i>stress path</i> , não drenado)	25, 36, 80	100, 200, 400
UMTC 25/100, UMTC 36/200	FEUP	Triaxial monotónico de compressão (<i>stress path</i> , não drenado)	25, 36	100, 200
UMTC 40/50, UMTC 40/100, UMTC 40/200, UMTC 40/400	FCTUC IST	Triaxial monotónico de compressão (não drenado)	40	50, 100, 200, 400
DMTC 80/50, DMTC 80/100, DMTC 80/200, DMTC 80/400	FCTUC IST	Triaxial monotónico de compressão (drenado)	80	50, 100, 200, 400
UMTC 80/50, UMTC 80/100, UMTC 80/200, UMTC 80/400	FCTUC IST	Triaxial monotónico de compressão (não drenado)	80	50, 100, 200, 400
UMHCAC 40/50, UMHCAC 40/100, UMHCAC 40/200, UMHCAC 40/400	FCTUC	Triaxial monotónico de compressão em coluna ôca (não drenado)	40	50, 100, 200, 400
BE 40, BE 80	FEUP	Bender/Extender elements	40, 80	50, 100, 200, 400
UTS 20/50, UTS 20/200	IST	Torção cíclica (não drenado)	20	50, 200
UCT 30/20	FEUP	Triaxial cíclico (não drenado)	30	20
UCT 40/100	FCTUC	Triaxial cíclico (não drenado)	40	100

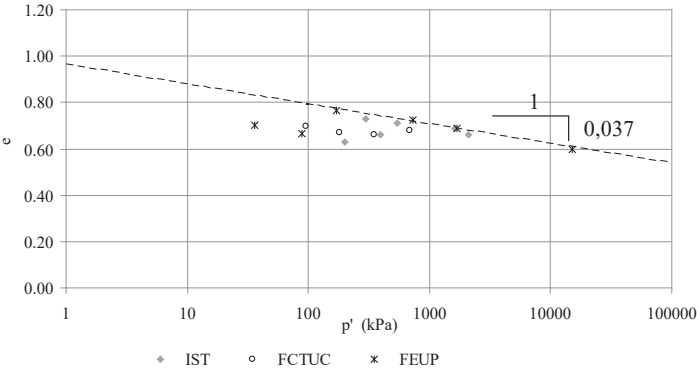


Fig. 37 –Areia de Coimbra: Linha dos estados críticos (adaptado de Santos et al., 2012).

A Figura 38 mostra os resultados obtidos nos ensaios cíclicos em que se procura analisar a suscetibilidade à liquefação da Areia de Coimbra, através da relação entre o parâmetro CRR que define a razão da resistência cíclica e o número de ciclos N que induz liquefação. Os ensaios de torção cíclica foram realizados para tensões de confinamento de 50 e 200 kPa e compacidade relativa $D_r=20\%$. Pode-se constatar que as linhas para $p'=50\text{kPa}$ e $p'=200\text{kPa}$ são quase paralelas, ou seja, a razão da resistência cíclica diminui com o aumento da tensão de confinamento. Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos também corroboram a mesma tendência.

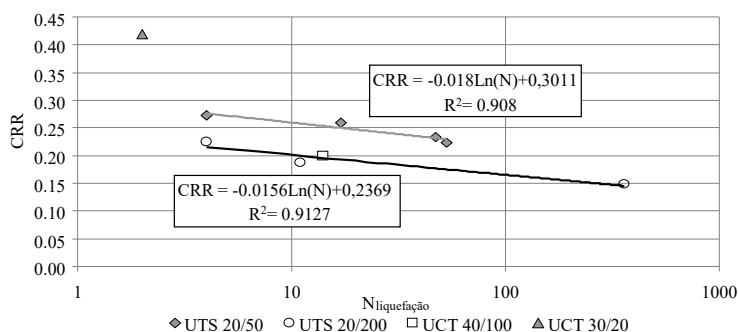


Fig. 38 – Areia de Coimbra: CRR em função de N (adaptado de Santos et al., 2012).

Nos últimos anos da década de oitenta do século passado, Portugal conheceu, a par dum crescimento económico significativo associado à entrada na comunidade europeia, a solidificação da área científica da geotecnia dos departamentos de engenharia civil das universidades com maior tradição de formação de técnicos superiores e pós-graduados. Em paralelo com a criação de novos cursos de mestrado e estudos doutorais, sentiu-se a necessidade de criar estruturas laboratoriais que servissem o ensino e a investigação sobre as propriedades dos maciços terrosos e rochosos implicados por estruturas cada vez mais desafiantes. A internacionalização das colaborações dos responsáveis por este desígnio permitiu formatar as valências destas estruturas ao mais alto nível, propondo candidaturas aos fundos estruturais que nesse momento foram disponibilizados e que foram aprovados pela sua qualidade. Logo se iniciou um ciclo de investigação experimental que viria a dar frutos em monografias e publicações relevantes, que fundamentariam ainda mais colaborações que fortaleceram partilha acrescida de conhecimento. Paralelamente, foi possível prestar serviços experimentais qualificados solicitados pelos diferentes sectores responsáveis pelas infraestruturas de engenharia construídas desde os primeiros anos. Seria difícil fazer uma descrição de quanto estes três laboratórios mudaram o panorama da Geotecnia em Portugal nos últimos trinta anos, tendo por isso, os autores deste artigo decidido limitar algumas destas valências e em especial a da caracterização de solos siltosos e arenosos não plásticos. Com esta "pincelada" espera-se abrir o interesse do leitor à leitura de publicações que se referiram e outras que delas decorrem.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaral, M. (2012). *Caracterização e Modelação de Comportamento Dinâmico e Cíclico de Misturas de Solo-Cimento para Infraestruturas de Transportes*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Amaral, M.; Viana da Fonseca, A., Arroyo, M.; Cascante, G.; Carvalho, J.M. (2011) *Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens*. *Geotechnique Letters*, 1(3): 79–84, ICE.
- Amaral, M.; Rios, S.; Viana da Fonseca, A. (2012). *Yielding in isotropic compression of Porto silty sand*. *Acta Geotechnica Slovenica*, 1: 31-45 (http://www.fg.uni-mb.si/journal-ags/pdfs/AGS_2012-1_article_2.pdf)
- Arroyo, M.; Pineda, J.; Romero, E. (2010). *Shear Wave Measurements Using Bender Elements in Argillaceous Rocks*. *Geotechnical Testing Journal*, 33(6):1-10, ASTM.
- Astuto, G. (2021). *Bio-Induced Partial Saturation as a Liquefaction Mitigation Technique*. Doctorate thesis in Struct., Geotech Eng., Seismic Risk. University of Napoli Federico II.

- Azeiteiro, R.J.N. (2020). *Numerical simulation of liquefaction-related phenomena*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Azeiteiro, R.J.N.; Coelho, P.A.L.F.; Taborda, D.M.G.; Grazina, J.C.D. (2017a). *Critical State-Based Interpretation of the Monotonic Behavior of Hostun Sand*. J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., 143 (5): 1-14, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001659, ASCE.
- Azeiteiro, R.J.N.; Coelho, P.A.L.F.; Taborda, D.M.G.; Grazina, J.C.D. (2017b). *Energy based evaluation of liquefaction potential under non-uniform cyclic loading*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92: 650-665. Elsevier.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Tese de doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Bedin, J.; Schnaid, F.; Viana da Fonseca, A.; Costa-Filho, L. (2012). *Gold tailings liquefaction using critical state soil mechanics concepts*. Géotechnique, 62(3): 263–267. ICE.
- Bishop, A.W.; Wesley, L.D. (1975). *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. Geotechnique, 25: 657–670. ICE.
- Brignoli, E.G.M.; Gotti, M.; Stokoe, K.H.II (1996). *Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers*. Geotechnical Testing Journal, 19(4): 384-397. ASTM.
- Camacho-Tauta, J. (2011). *Evaluation of the small-strain stiffness of soil by non-conventional dynamic testing methods*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A. (2008a). *Moving Windows Algorithm to reduce uncertainties in bender element testing*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade de Coimbra, 1: 149-156. SPG, Lisboa.
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2008b). *Evaluation of the small-strain shear modulus using two bender-receivers and a controlled external source*. 4th Int. Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Atlanta, 2: 703-709. IOS Press, Amsterdam.
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2010a). *Strain level and vibration frequency in resonant-column tests*. XIII Congreso Colombiano de Geotecnia - VII Seminario Colombiano de Geotecnia. 18:1-9, Manizales, Colombia. ISBN 978-958-98770-2-9.
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2010b). *Control, acquisition and analysis of resonant-column testing using an automated program*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade do Minho, in CD-Rom: 1757-1766. SPG, Lisboa.
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2011a). *Control, acquisition and analysis of resonant-column testing using an automated program*. Proc. IS' Seoul, Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, 1: 250-257, IOS Press.
- Camacho-Tauta, J.; Cascante, G; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2011b). *Measurements of shear wave velocity by resonant-column test, bender element test and miniature accelerometers*. Proc.15th Pan-Am CGS Geotechnical Conference, paper no. 949, in CD-Rom.
- Camacho-Tauta, J.; Reyes-Ortiz, O.J.; Santos, J.A. (2012). *Evaluation of the frequency effects on the shear wave velocity of saturated sands*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, paper 30699, 10p. SPES, Lisboa (ISBN: 978-1-63439-651-6)
- Camacho-Tauta, J.; Santos, J.A.; Viana da Fonseca, A. (2014). *Two-Bender Receivers Frequency Domain Analysis in Resonant-Column Tests*. Advances in Soil Dynamics and Foundations Engineering. Geotechnical Special Publication no. 240: 72-82. ASCE.

- Camacho-Tauta, G.; Cascante, G.; Viana da Fonseca, A.; Santos, J. A. (2015). *Evaluation of the response of a BE system – Time and frequency domains*. Géotechnique, 65(7): 548–562. ICE.
- Camacho-Tauta, G.; Ali, H.; Cascante, G.; Viana da Fonseca, A. (2017). *Experimental and numerical observations of the frequency domain method in bender element testing*, J. of Geotech. and Geoenviron. Eng. 143 (2), DOI 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001603.
- Chembeze, S.; Viana da Fonseca, A. (2008). *Verificação da saturação de provetes de solos tropicais arenosos com recurso à utilização de ondas sísmicas em laboratório*. 5º Cong. Luso-Moçambicano de Engenharia, CD-Rom. Refª 17A028. Ordem Engºs Moçambique, Maputo.
- Chitas, P.; Santos J.A.; Lopes, I. (2012). *A three-dimensional extension of the Ramberg-Osgood model - comparison with other formulations*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, paper 23211, 10p. SPES, Lisboa (ISBN: 978-1-63439-651-6)
- Coelho, P.A.L.F. (2000). *Caracterização geotécnica de solos moles: estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)*. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Coelho, P.A.L.F. (2007). *In Situ Densification as a Liquefaction Resistance Measure for Bridge Foundations*. PhD Thesis, Cambridge University Engineering Department, UK.
- Consoli, N. C.; Viana da Fonseca, A.; Rios Silva, S.; Cruz, R. C.; Fonini, A. (2012) *Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils*, Géotechnique, 62 (2): 177–183. ICE.
- Cruz, R.C. (2008). *Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Cunha, M.I.A.B.A. (2010). *Caracterização Laboratorial do Comportamento de uma Areia de Coimbra sob Carregamento Cíclico*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Delgado, B. G. (2019). *Geomecânica de um agregado siderúrgico inerte como material alternativo para lastro de vias férreas do tipo Heavy Haul*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Díaz Duran, F. A. (2020). *Excitation Force and Frequency Effects in Wave-Based Techniques for the Characterization of Geomaterials at Different Scales*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Waterloo, UWSpace.
- Dourado, K. C. de A. (2012). *Caracterização Geotécnica de um Solo Residual de Granito do Porto em Condições Não Saturadas e Modelação do Comportamento de Estacas Moldadas nestes Solos*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Esteves, E. F. M. C. E. (2013). *Aluvões Silto-Argilosos Moles de Portugal. Parametrização para Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Faria, N.V.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2005). *Proceso de saturación de ensayos triaxiales*. Geotecnia, 104: 31 – 42. SPG, Lisboa.
- Ferreira, C. (2009). *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A. (2002). *Aplicação da Técnica de Bender Elements para Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos residuais*. Atas do XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e 1º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, S. Paulo, Brasil, 20 a 24 de Outubro de 2002. ABMS, S. Paulo.

- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A.; Santos, J.A. (2007). *Comparison of simultaneous bender elements and resonant column tests on Porto residual soil*. Geotechnical Symposium in Rome on Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Ling, Callisto, Leshchinsky e Koseki (Eds.), XXVI: 523-535. Springer, Berlin.
- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A.; Nash, D. (2011). *Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil*. Soils and Foundations. 51(4): 683-692. Special Issue on “Deformation Characteristics of Geomaterials”, IS-Seoul 2011.
- Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A.; Ramos C.; Saldanha, A. S.; Amoroso, S.; Rodrigues, C. (2019). *Liquefaction susceptibility assessment based on in situ geotechnical and geophysical characterisation of a pilot site in the greater Lisbon area*. Bulletin of Earthquake Engineering, 18: 109-138. Springer Nature, London.
- Ferreira, C.; Díaz-Durán, F.; Viana da Fonseca, A.; Cascante, G. (2021). *New approach to concurrent Vs/Vp measurements using bender elements*. Geotechnical Testing Journal (GTJ-2020-0207.R1 - aceite para publicação). ASTM.
- Foti, S.; Lai, C. G.; Lancellotta, R. (2002). *Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities*. Géotechnique, 52, 359–373, ICE.
- Gomes Correia, A.; Santos, J.A. (1997). *Caracterização em laboratório de uma areia no domínio das pequenas e grandes deformações*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Instituto Superior Técnico. 1: 415-424, SPG, Lisboa.
- Gomes Correia, A.; Santos, J.A.; Barros, J.M.; Niyama, S. (2001). *An approach to predict shear modulus of soils in the range of 10⁻⁶ to 10⁻² strain levels*. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Eng. and Soil Dynamics, S. Diego, California, paper no. 1.22.
- Gomes, R.C.; Santos, J.A.; Modaressi, A.; Lopez-Caballero, F. (2016). *Validation of a strategy to predict secant shear modulus and damping of soils with an elastoplastic model*. KSCE Journal of Civil Engineering. 20(2): 609-622. Seoul.
- Greening, P.D.; Nash, D.F.T. (2004). *Frequency domain determination of G₀ using bender elements*, Geotechnical Testing Journal, 27(3): 1-7. ASTM.
- Guedes, S. B. (2013). *Estudo do Desempenho Mecânico de Um Solo Cimento Microreforçado Com Fibras Sintéticas Para Uso Como Revestimento Primário Em Estradas Não Pavimentadas*. Tese de Doutoramento, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Hight D.W.; Gens A.; Symes M.J. (1983). *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils*. Géotechnique 33 (4): 355-383. ICE.
- Ismail, M.; Sharma, S.S.; Fahey, M. (2005). *A small true triaxial apparatus with wave velocity measurement*. Geotechnical Testing Journal, 28(2): 1-10. ASTM.
- Laranjo, M.R.L.L. (2013). *Argilas Miocénicas de Lisboa. Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Lings, M.L.; Greening, P.D. (2001). *A novel bender/extender element for soil testing*. Géotechnique, 51(8): 713-717. ICE.
- Lourenço, J.C.; Santos, J.A.; Pinto. P. (2017). *Hypoelastic UR-free model for soils under cyclic loading*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 97: 413-423. Elsevier, Amsterdam.

- Marques A.S.P.S (2021). *Centrifuge and Numerical Modelling of Seismic Liquefaction Effects and Mitigation in Shallow Foundations*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal (a submeter).
- Marques A.S.P.S.; Coelho P.A.L.F.; Haigh S; Madabhushi G. (2014). *Centrifuge Modeling of Liquefaction Effects on Shallow Foundations*. Seismic Evaluation and Rehabilitation of Structures. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Ilki A., Fardis M. (eds), 26: 425-440. Springer, Berlín.
- Marques, F. (2011). *Análise do potencial de liquefação de areias com finos*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- Marques, F.; Santos J.A.; Gomes, R.C. (2012a). *Coimbra sand – influence of non-plastic fines in liquefaction resistance*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, paper 19523, 10p. SPES, Lisboa (ISBN: 978-1-63439-651-6)
- Marques, F.; Santos, J.A.; Gomes, R.C. (2012b). *Influência de finos não plásticos na resistência à liquefação da areia de Coimbra. Ensaios e modelação numérica*. 13^o Congresso Nacional de Geotecnia, IST/LNEC, CD-Rom, Artigo 177. SPG, Lisboa.
- Marques, F.; Santos, J.A.; Gomes R.C., (2012c). *Influência de finos não plásticos na resistência à liquefação da areia de Coimbra*. 13^o Congresso Nacional de Geotecnia, Encontro de Jovens Geotécnicos. IST/LNEC, Lisboa, CD-Rom, artigo 119. SPG, Lisboa.
- Molina-Gómez, F.; Ramos, C.; Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A. (2020). *Performance of Gel-Push sampling in liquefiable soils*, Géotechnique Letters, 10: 1–6. ICE.
- Motta, M. F. B. (2016). *Caracterização Físico-Hídrico-Estrutural e Efeito do Aumento da Pressão do Ar na Resistência de Solos Não Saturados*. Tese de Doutoramento, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil.
- Panico, A. F. (2018). *Modelling the Long Term Cyclic Behaviour of Porto Silty-Sand Stabilised with Cement*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Pereira, C.; Gomes Correia, A.; Ferreira, C.; Santos, J.A.; Santos, J. (2015). *Measurement of shear modulus using bender elements and resonant-column*. Proc. XV Pan-American Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng., Ed. Manzanal, A.O. Sfriso, 120-129. Buenos Aires.
- Ramos, C. (2021). *Modelling Sand Instability within the Framework of Critical State Soil Mechanics*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Ramos, C.; Viana da Fonseca, A.; Oblak, A.; Coop, M.R. (2019). *Cyclic simple shear and triaxial tests on Lisbon Region liquefiable sands*. Proc. 7ICEGE, Rome. Earthquake Geotech. Eng. Prot. Devel. of Environ. and Constr., Ed. F. Silvestri e N. Moraci, 4: 4654-4661. CRC.
- Ramos, R.C. (2018). *Caracterização no hollow cylinder apparatus do comportamento cíclico da areia de Hostun*, Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Raposo, N. (2016). *Deposição de Rejeitados Espessados. Caracterização Experimental e Modelação Numérica*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Reid, D.; Fourie, A.; Ayala, J. L.; Dickinson, S.; Ochoa-Cornejo, F.; Fanni, R.; Garfias, J.; Viana da Fonseca, A.; Ghafghazi, M.; Ovalle, C.; Riemer, M.; Rismanchian, A.; Olivera, R.; Suazo, G. (2020). *Results of a critical state line testing round robin programme*. Géotechnique 0 0:0, 1-15. <https://doi.org/10.1680/jgeot.19.P.373>. ICE.
- Rios, S. (2011). *A General Framework for the Geomechanical Characterisation of Artificially Cemented Soil*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.

- Rios, S.; Cristelo, C.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2017). *Stiffness Behavior of Soil Stabilized with Alkali-Activated Fly Ash from Small to Large Strains*. International Journal of Geomechanics: 17(3), 1-12. ASCE.
- Robertson, P. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system, an update*. Can. Geotech. J., 53(12): 1910-1927. Can. Science Pub., Ottawa.
- Robertson, P.; Viana da Fonseca, A.; Ulrich, B.; Coffin, J. (2017). *Characterization of unsaturated mine waste: a case history*. Can. Geotech. J., 54(12): 1752-1761. Can. Science Pub., Ottawa.
- Saldanha, A. S.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2018). *Microzonamento de suscetibilidade à liquefação: caso de estudo no Vale Inferior do Tejo*. Geotecnia 142: 07-34. SPG, Lisboa
- Santos, J.A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa.
- Santos, J.A.; Gomes Correia, A. (2000). *Shear modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, paper ID 0530. Ed. Upper Hutt, N.Z.: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Santos, J.A.; Gomes Correia (2001). *Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil*. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, 1: 267-270. Balkema, Lisse.
- Santos, J.A.; Camacho-Tauta, J.; Parodi, M.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2007). *Use of random vibrations to measure stiffness of soils*. Proc. 2nd Int. Conf. on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures - EVACES'07, 1169-1178. Ed. Álvaro Cunha e Elsa Caetano, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto.
- Santos, J.A.; Gomes Correia, A. (2002a). *Distorção limite de referência. Sua utilidade para o estabelecimento de uma curva única de degradação do módulo de distorção do solo – 1^a parte*. Geotecnia, 95: 99-110. SPG, Lisboa.
- Santos, J.A.; Gomes Correia, A. (2002b). *Distorção limite de referência. Sua utilidade para o estabelecimento de uma curva única de degradação do módulo de distorção do solo – 2^a parte*. Geotecnia, 95: 111-120. SPG, Lisboa.
- Santos, J.A.; Gomes Correia, A.; Fialho Rodrigues, L. (1999). *Comparison of laboratory and field shear modulus of St^a Iria de Azóia Clay*. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu, Brasil, 1: 173-178. ABMS, São Paulo.
- Santos, J.A.; Gomes Correia, A.; Modaressi, A.; Lopez-Caballero, F.; Gomes, R.C. (2003). *Validation of an elastoplastic model to predict secant shear modulus of natural soils by experimental results*. 3rd IS on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, 1057-1061.
- Santos J.A.; Gomes, R.C.; Marques, F.; Lourenço, J.C.; Coelho, P.A.; Azeiteiro, R.; Marques, V.; Santos, L.; Viana da Fonseca, A.; Soares, M.; Taborda, D. (2012). *Coimbra sand – round robin tests to evaluate liquefaction resistance*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, paper 27005, 10p. SPES, Lisboa (ISBN: 978-1-63439-651-6)
- Santos, J.A.; Santos, João N.; Ferreira, Cristiana; Pereira, C.; Gomes Correia, A. (2015). *Assessment of shear modulus by different seismic wave-based techniques*. 6th Int. Symp. Deformation Charact. of Geomaterials, Buenos Aires, Ed. Rinaldi, Zeballos, Clariá, 374-381. Millpress.

- Santos, J.A.; Lourenço, J.C.; Modaressi, A. (2017). *Calibration of hardening rules of an elastoplastic model to simulate experimental behaviour of natural soils*. Proc. of the 19th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea. CD-Rom, 843-846.
- Santos, L.M.A. (2015). *Caracterização do comportamento mecânico da areia de Coimbra sob ações generalizadas*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Santos, L.N.L. (2009). *Comportamento da Areia de Coimbra sob Carregamento Monotónico*, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Schnaid, F.; Bedin, J.; Viana da Fonseca, A.; Costa-Fillho, L. de M. (2013). *Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings*, Journal of Geotech. and Geoenv. Engin., 139(12), 2136–2144. ASCE.
- Sladen, J. A.; Handford, G., (1987). *A potential systematic error in laboratory testing of very loose*. Can. Geotech. J, 24(3), p. 462–466.
- Soares, M.; Viana da Fonseca, A. (2016). *Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests*. Geotechnical Testing Journal. 39(6): 1056-1078. ASTM.
- Soares, M. (2014). *Evaluation of Soils Liquefaction Potential Based on Laboratory Data - Major Factors and Limit Boundaries*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Teixeira, M. (2021). *Mass movement processes in the Southwest Portuguese Continental Margin during the Late Pleistocene-Holocene: a multidisciplinary approach for volume quantification, estimation of recurrence times and hazard implications*. Tese de Doutoramento em Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.
- Toll, D.G. (1993). *Triax: User manual (v3.3)*. Geotechnical Systems Group, University of Durham, Durham.
- Toll, D.G. (2002). *Triax: User manual (v4.2)*. Geotechnical Systems Group, University of Durham, Durham.
- Topa Gomes, A. (2009). *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial da Vertical – o Caso do Metro do Porto*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca (1994). *Ensaaios CPTU com piezocone eléctrico nas margens Norte e Sul do rio Tejo Nova ponte rodoviária entre Montijo e Lisboa (Alcochete/Moscavide)*. Trab. p. Teixeira Duarte, Eng. e Const., SA. Laboratório de Geotecnia da FEUP, Instituto da Construção.
- Viana da Fonseca, A. (1995). *Influência do sistema de medição das deformações em provetes de ensaio triaxial na avaliação da rigidez constitutiva de materiais granulares rijos*. 5^o Congresso Nacional de Geotecnia, 1: 353-374, Universidade de Coimbra. SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A. (1998). *Identifying the reserve of strength and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite*. Proc. “2nd International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks – Naples, 1: 361-372. Balkema, Rotterdam.
- Viana da Fonseca, A. (2007). *Relato da experiência Portuguesa em ensaios de carga em estacas. Parte I: acções verticais*. Geotecnia, 111: 5-57 (número especial). SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A. (2012). *Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: case-history*. Workshop on Practical Applications ISC’4. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, 1: 181-203. A. Balkema, CRC, Taylor & Francis, London, UK.

- Viana da Fonseca, A. (2013). *Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada*. Geotecnia, 128: 3-35. SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2002). *Bender-elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais*, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, I: 353-365. SPG, Lisboa.
- Viana da Fonseca, A.; Soares, M. (2012). *Effect of principal stress rotation on cyclic liquefaction*. Proc. II International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Eng., May, Taormina, Italy, ID 3.08, Ed. Soccodato e Maugeri (ISBN 9788855531788)
- Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Silva Cardoso, A.; Barreiros Martins, J. (1994). *Portuguese experience on geotechnical characterization of residual soils from granite*, Proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng., Nova Deli, 1: 377-380. Balkema, Rotterdam
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C. (2005). *The use of shear wave velocities determined in Down-Hole (V_{svh}) and Cross-Hole (V_{shv}) tests for the evaluation of K₀*. Soils and Rocks 28 (3): 271-281. ABMS, São Paulo.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Fahey, M. (2009). *A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods*. Geotechnical Testing Journal, 32(2), 91-107, ASTM.
- Viana da Fonseca, A.; Coop, M.R.; Fahey, M.; Consoli, N. (2011). *The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems*. 'Deformation Characteristics of Geomaterials', 1: 84-119. IOS Press, Amsterdam.
- Viana da Fonseca, A.; Rios, S.; Amaral, M. (2013). *Structural anisotropy by static compaction*. Engineering Geology. 154: 89-97. Elsevier, Amsterdam.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Soares, M., Klar, A. (2015a). *Improved laboratory techniques for advanced geotechnical characterization towards matching in situ properties*. 'Deformation Characteristics of Geomaterials', pp. 231-263, V.A. Rinaldi et al. (Eds.). IOS Press (doi:10.3233/978-1-61499-601-9-231A)
- Viana da Fonseca, A.; Soares, M.; Fourie, A. B. (2015b). *Cyclic DSS tests for the evaluation of stress densification effects in liquefaction assessment*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 75: 98-111. Elsevier, Amsterdam.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Ramos, C.; Molina-Gómez, F. (2019a). *The geotechnical test site in the greater Lisbon area for liquefaction characterisation and sample quality control of cohesionless soils*. AIMS Geosciences, 5(2): 325-343. USA.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Molina, F.; Ramos, C. (2019b). *Collection of high-quality samples in liquefiable soils using new sampling technique*. Proc. XVII European Conf. on Soil Mech. and Geotech Engin., Reykjavik, Iceland. doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0014.
- Viana da Fonseca, A.; Cordeiro, D.; Molina-Gómez, F. (2021). *Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples*. Geotechnics, submitido (Junho 2021: <https://www.mdpi.com/journal/geotechnics>).

OBRAS SUBTERRÂNEAS NOS APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS EM PORTUGAL

Underground works in Portuguese hydropower schemes

Celso Lima^{a,b}, Carlos Esteves^a, Manuel Alberto Oliveira^a, Maria Eugénia Resende^a, Nadir Plasencia^a

^a EDP Gestão da Produção de Energia, Portugal

^b aposentado

RESUMO – As obras subterrâneas encontram-se associadas aos aproveitamentos hidroelétricos nos seus elementos principais: na barragem, contribuindo na satisfação das exigências de comportamento estrutural e hidráulico-operacional, e na central e circuito hidráulico, como elementos fundamentais do sistema hidráulico que possibilita a produção de energia. Neste artigo, são focadas obras subterrâneas realizadas, ao longo de um século, nos grandes aproveitamentos hidroelétricos de Portugal, dando-se destaque às obras consideradas mais relevantes pelo seu layout ou pelas suas características específicas. Nas obras mais recentes, é dada relevância a aspetos relacionados com análises numéricas, segurança, monitorização estrutural e ambiental, estratégias e métodos construtivos.

ABSTRACT – Underground works are associated with hydroelectric projects in their main components: in the dam, satisfying the hydraulic-operational requirements, and in the powerhouse and hydraulic circuit, as fundamental elements of the hydraulic system that enables the production of energy. This article focuses on underground works carried out, over a century, in the major Portuguese hydroelectric plants, with emphasis on the works considered most relevant due to their layout or their specific characteristics. In the most recent works, relevance is given to aspects related to numerical analysis, safety, structural and environmental monitoring, constructive strategies and methods.

Palavras Chave – obras subterrâneas, centrais hidroelétricas.

Keywords – underground works, hydro-powerplants.

1 – INTRODUÇÃO

As características fisiográficas das bacias hidrográficas, com particular destaque para as condições hidrológicas, hidráulicas, topográficas e geológico-geotécnicas, salvaguardando a sustentabilidade ambiental e o interesse económico, têm uma influência fundamental na conceção dos aproveitamentos hidroelétricos e no consequente recurso a estruturas subterrâneas.

Pretende-se neste documento registar a importância das obras subterrâneas nos aproveitamentos hidroelétricos construídos em Portugal, num contexto histórico iniciado nos primórdios do século

E-mails: celsomlima@gmail.com (C. Lima), carlos.esteves@edp.com (C. Esteves), manuelalberto.oliveira@edp.com, mariaeugenia.resende@edp.com (M. Resende), nadir.plasencia@edp.com (N. Plasencia)

XX, por entidades cujas realizações vieram a ser integradas na EDP aquando da nacionalização do setor elétrico em 1975 e, posteriormente, as realizadas por esta empresa.

Visando tal objetivo, no segundo capítulo, são elencados os aproveitamentos hidroelétricos realizados ao longo dos anos, considerando apenas aqueles cuja potência instalada é de 10 MW ou superior.

No terceiro capítulo, são apresentados exemplos de obras subterrâneas diretamente associadas às barragens.

No quarto capítulo, focam-se as obras dos aproveitamentos hidroelétricos cujo layout, estabelecido em função do tipo de central e do circuito hidráulico, incorpora importantes e diversificadas obras. Em função de tais layouts, optou-se, neste último capítulo, por uma abordagem em que os aproveitamentos hidroelétricos são agrupados em três itens correspondentes aos seguintes tipos de situações definidos em função do posicionamento da central: na margem - em que as escavações para a central e restituição são a céu aberto -, em poço, e em caverna, estes implicando escavações subterrâneas para a central e circuito hidráulico. Nos aproveitamentos com central em caverna, distinguem-se as situações em que os circuitos hidráulicos são curtos, sem necessidade de chaminé de equilíbrio, e com circuitos hidráulicos longos. Nestes últimos, foram por sua vez consideradas as situações dos circuitos hidráulicos com adução curta e restituição longa com chaminé de equilíbrio, com adução longa dotada de chaminé de equilíbrio e restituição sem chaminé, e, por último, circuitos em que a adução e a restituição são longas, ambas com chaminé de equilíbrio.

2 – ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DOS APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS REALIZADOS EM PORTUGAL

A produção de energia elétrica a partir da força motriz da água iniciou-se em Portugal na última década do século XIX, sendo inicialmente o seu desenvolvimento ditado pela necessidade de satisfazer consumos locais, nomeadamente para alimentar pequenas instalações de iluminação pública e oficinas de moagens, fiação e tecelagem e, logo a seguir, fábricas de têxteis e lanifícios (Madureira e Baptista, 2002).

Promovido pela empresa Eléctrica del Lima, o aproveitamento hidroelétrico do Lindoso, no rio Lima, *considerando que o valor da potência instalada de 8750 kVA era muito respeitável para qualquer país europeu naquela época* (EDP, 1993), é tido como o primeiro grande aproveitamento hidroelétrico construído em Portugal e também o primeiro que no layout incorpora obras subterrâneas de relevo. Estas respeitam à adução da água à central que incluiu a execução dum canal com 6781 m de extensão, entre a barragem e um grande reservatório de armazenamento, dos quais 4311 m são em túnel com 18,2 m² de secção, escavado numa formação granítica de boa qualidade.

As obras deste aproveitamento foram iniciadas em 1908. Para além das numerosas dificuldades técnicas inerentes a um trabalho deste tipo realizado naquela época, outras houve, de ordem política (a implantação da República em 1910 e a Grande Guerra 1914/18), que levaram a que a conclusão do canal de derivação, considerado uma extraordinária obra de Engenharia, tenha só ocorrido em 1921 e a entrada em serviço da central no ano de 1922.

Nos anos de 1923 e 1924 procedeu-se à sobrelevação da barragem, da altura inicial de 5 m para uma altura de 22,5 m, da qual resultou uma albufeira com a capacidade de 750 000 m³. O crescente aumento dos consumos obrigou a sucessivos trabalhos de remodelação e ampliação da central, das linhas e do próprio canal, cuja capacidade de transporte foi elevada para 30 m³/s. A central, inicialmente com uma potência instalada de 7,5 MW, viu este valor incrementado em 1924 (7,5 MW + 7,5 MW). Posteriormente, procedeu-se ainda ao reforço da central com mais 15 MW em 1933 e mais 15 MW em 1945.

Nas décadas subsequentes, foram sendo construídos outros aproveitamentos hidroelétricos integrando túneis de pequeno diâmetro, predominantemente sem revestimento, e destinados a adução e derivação entre bacias hidrográficas com escoamento em superfície livre.

Pela sua relevância, destaca-se, na década de 40, o aproveitamento hidroelétrico de Santa Luzia, promovido pela Companhia Eléctrica das Beiras, cuja central, construída na margem esquerda do rio Zêzere no local de Esteiro, entrou em serviço no ano de 1943. Esta central, com uma potência instalada de 23,2 MW, é alimentada a partir da albufeira da barragem de Santa Luzia (Figura 1) por um circuito hidráulico, com água em pressão, que incorpora um troço de túnel, revestido com betão armado, seguido de conduta forçada (Hidrocenel, 1995). A barragem, projetada por A. Coyne, foi implantada numa garganta do rio Unhais, inserida numa faixa quartzítica, e recebe as afluições da bacia hidrográfica própria com a área de 50 km².

Com vista a incrementar as afluições da albufeira, foi realizado um conjunto de trabalhos que permite a derivação, para aquela, das águas coletadas numa área de 45 km² da bacia hidrográfica superior do rio Ceira, afluente do Mondego. Tais trabalhos, iniciados em 1939, incluíram a realização de obras subterrâneas e a materialização de quatro bacias de receção em linhas de água, a principal bacia decorrente da construção da barragem Alto Ceira (concluída em 1949 e substituída em 2014 por uma nova barragem) e as restantes criadas pelos açudes construídos nas ribeiras de Castanheira, do Tojo e do Ceiroco.

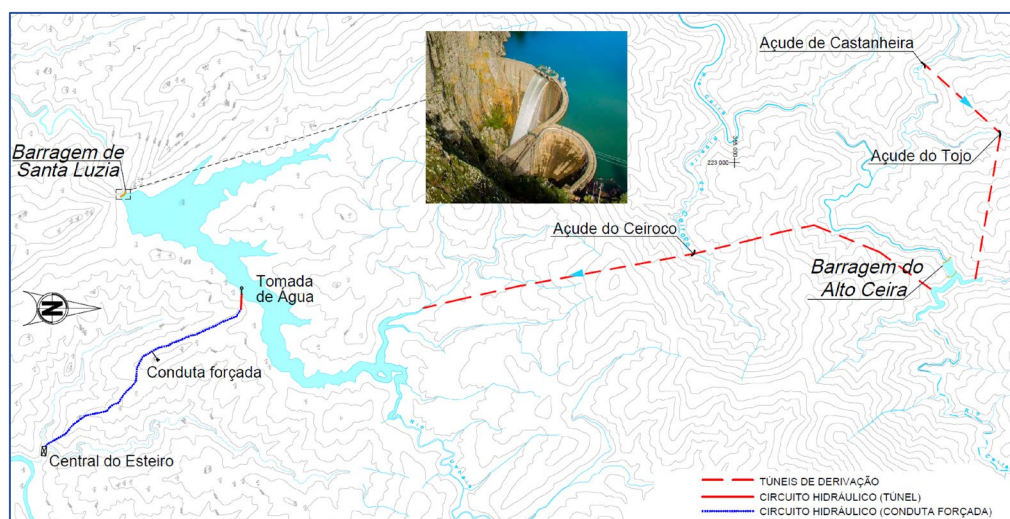


Fig. 1 – Barragem e albufeira de Santa Luzia e obras de derivação da bacia do rio Ceira.

A condução da água a partir das bacias de receção é assegurada, na margem direita do Ceira, por dois túneis com 7,4 m² de secção: o primeiro, com 1327 m, liga o açude da Castanheira ao açude do Tojo e o segundo, com 1930 m, liga este último à albufeira do Alto Ceira. Por sua vez, a água armazenada na albufeira do Alto Ceira é conduzida por gravidade para a albufeira de Santa Luzia através de túnel, com 11 m² de secção e extensão total de 6945 m, cuja continuidade é interrompida, sensivelmente a meio do trajeto, para receber as afluições da bacia do Ceiroco.

A crescente necessidade de aproveitar a energia da água dos rios para a produção hidroelétrica, como meio para atingir a industrialização, eletrificação e desenvolvimento do país, foi ganhando força na década de 30 e ter-se-á começado a concretizar a partir de meados da década de 40 com a publicação da Lei nº 2002, de dezembro de 1944, que estabelece como prioritária a produção de energia elétrica com origem hidráulica e, subsequentemente, define a política respeitante à execução de novos aproveitamentos hidroelétricos.

Um primeiro passo dessa política foi a criação de empresas que construíssem e explorassem os recursos hidráulicos dos rios Cávado - Rabagão (em conjunto) e Zêzere. Em outubro de 1945, são então constituídas as empresas Hidro-Eléctrica do Cávado (HICA) e Hidro-Eléctrica do Zêzere

(HEZ), às quais são atribuídas concessões naqueles rios. Estas dão início à construção dos dois primeiros grandes aproveitamentos hidroelétricos: o de Castelo de Bode no rio Zêzere (Figura 2), com 159 MW de potência instalada, e o de Venda Nova no rio Rabagão, com 90 MW, ambos inaugurados em 1951 (EDP, 2001). Neste mesmo ano são ainda inaugurados os aproveitamentos de Belver no rio Tejo, com 32 MW, e o de Pracana no rio Ocreza, com 16 MW, que terão sido os últimos realizados pela Hidro-Eléctrica do Alto Alentejo (HEAA)¹ (Figueira, 2012).

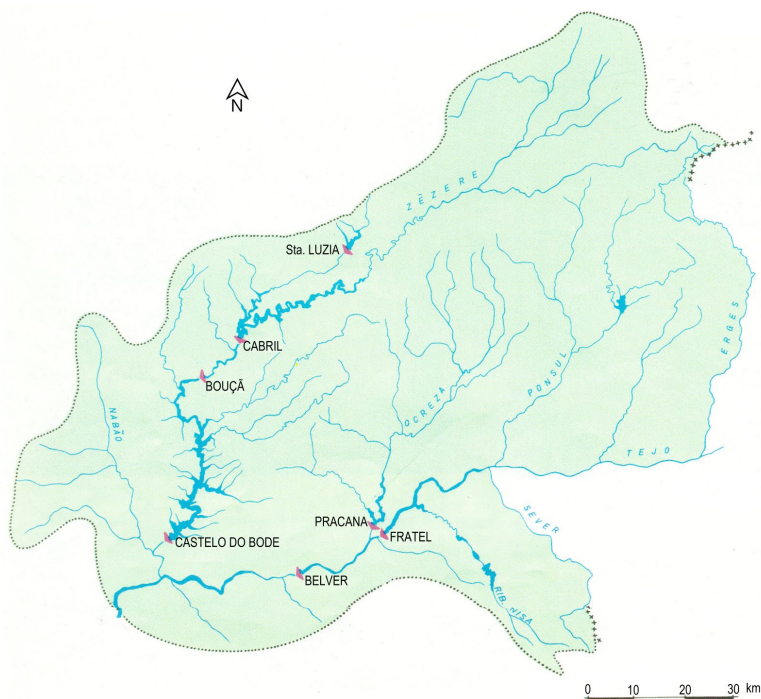


Fig. 2 – Bacia hidrográfica e aproveitamentos do Zêzere.

Alguns anos depois, em julho de 1953, é constituída a Hidro-Eléctrica do Douro (HED), tendo *por objeto a exploração de concessões de utilização das águas da bacia hidrográfica do rio Douro, nomeadamente as respeitantes à hidroelectricidade, podendo ainda utilizar outras concessões que lhe venham a ser atribuídas...* (Diário do Governo nº 169, III Série, de 1953/07/21).

Na bacia do Zêzere, para além de Castelo do Bode, a HEZ viria a realizar mais dois aproveitamentos: o de Cabril (108 MW), com entrada em serviço em 1954, e o de Bouça (44 MW), cuja central entrou em serviço em 1955. Um outro aproveitamento, com concessão atribuída para implantação no troço do rio compreendido entre Cambas e a confluência do Zêzere com o Tejo (Diário do Governo de 27/12/1945), foi, entretanto, suspenso (Dec. Lei nº 39545 de 1954/02/23) devido ao seu reduzido interesse económico.

Nas bacias dos rios Cávado e Rabagão (Figura 3), a HICA inaugura os aproveitamentos de Salamonde (42 MW) em 1953, Caniçada (62 MW) em 1955 e Paradela (54 MW) em 1956. Entretanto, estando já em construção o aproveitamento de Paradela, o último dos escalões concedidos à HICA, esta, na sequência de estudos desenvolvidos das cabeceiras daqueles rios,

¹ HEAA - empresa constituída em 1925, responsável pela construção e exploração dos aproveitamentos da ribeira de Nisa, designadamente as centrais de Póvoa, Bruceira e Velada, cuja produção de energia teve início em 1927, 1928 e 1935, respetivamente.

concluiu pelo interesse da realização de novo aproveitamento com uma grande albufeira criada pela barragem do Alto Rabagão, para onde seriam derivadas as águas do Alto Cávado. Tal aproveitamento viu as obras dos diferentes elementos começarem em 1960 (abertura do túnel de derivação Cávado-Rabagão e escavações subterrâneas do poço de acesso à caverna da central) e a central, com uma potência instalada de 68 MW, entrar em serviço em 1964.

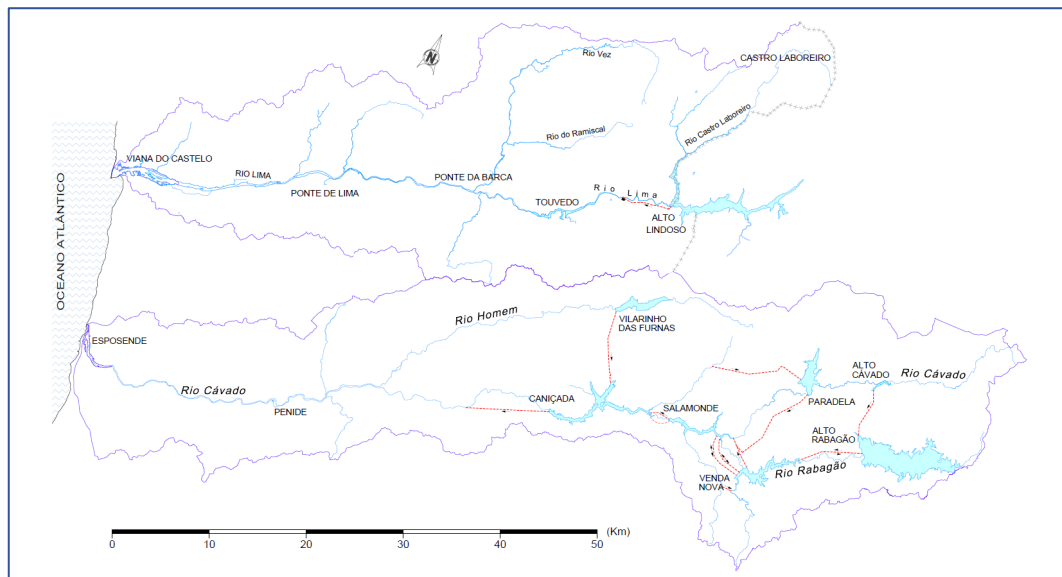


Fig. 3 – Bacia hidrográfica e aproveitamentos dos rios Cávado e Lima.

Na bacia do Douro, a HED começou por executar os aproveitamentos hidroelétricos no troço internacional do rio Douro atribuído a Portugal pelo *Convénio Luso-Espanhol para Regular o Aproveitamento Hidroelétrico do Troço Internacional do rio Douro*, de 1927, nos termos do qual Portugal ficou com o direito de utilização da metade do troço a montante e Espanha com a metade a jusante. No que concerne a Portugal, foram construídos três escalões: Picote (195 MW) com entrada em serviço em 1958, Miranda (180 MW) localizado a montante daquele e com entrada em serviço em 1960, e Bemposta (240 MW) localizado a jusante dos anteriores e com entrada em serviço em 1964 (Figura 4).

Concluídos estes, o plano de realizações da HED focou-se no aproveitamento do troço nacional do rio Douro e seus afluentes. Nestes, o primeiro aproveitamento a ser construído seria o de Vilar Tabuaço (58 MW), no rio Távora, afluente da margem esquerda do rio Douro, cuja concessão havia sido atribuída à Hidro-Elétrica Portuguesa (HEP) em 1947. Com os trabalhos preliminares iniciados em 1958, a HEP veio a acordar, em 1962, a cedência de direitos à HED, a qual reviu o projeto do aproveitamento que viria a entrar em serviço em 1965 (Figueira, 2012). Este foi o último grande aproveitamento a entrar em serviço na década de 60 e o sétimo com a central instalada em caverna, tipo de solução até então adotada nos restantes aproveitamentos realizados pela HED e nos aproveitamentos de Salamonde, Caniçada e Alto Rabagão realizados pela HICA.

Na segunda metade desta década, regista-se, contudo, uma retoma de realizações com o lançamento das obras dos escalões de Carrapatelo (201 MW), Régua (180 MW) e Valeira (240 MW) no troço nacional do rio Douro (Figura 4), promovidos pela HED, de Fratel (132 MW) no rio Tejo, promovido pela HEZ, e de Vilarinho das Furnas (1ª fase) na bacia do Cávado, promovido pela HICA. A central do aproveitamento de Vilarinho das Furnas, implantada na margem direita da albufeira da de Caniçada, embora preparada para receber dois grupos, seria equipada nesta fase apenas com o



Fig. 4 – Grandes aproveitamentos hidroelétricos na bacia do Douro.

primeiro grupo alimentado a partir da albufeira da barragem de Vilarinho das Furnas implantada no rio Homem (Figura 3).

Entretanto, no final de 1969, é criada a CPE – Companhia Portuguesa de Electricidade, que decorre da fusão das Hidro-Elétricas do Cávado, Douro e Zêzere, incluindo também a Empresa Termoeletrica Portuguesa (centrais termoeletricas do Carregado e a de Tapada do Outeiro) e a Companhia Nacional de Electricidade (subestações e linhas). Na sequência da nacionalização, ocorrida em 1975, e processo de fusão de várias empresas do setor elétrico que atuavam em Portugal Continental, é criada em 1976, pelo Decreto-Lei nº 502 de 30 de junho, a *Electricidade de Portugal – Empresa Pública*, abreviadamente EDP ², onde a CPE é integrada (Madureira e Baptista, 2002). É nesta conjuntura que, na década de 70, são concluídas e entram em serviço as centrais de Carrapatelo (1971), Vilarinho das Furnas - 1ª fase (1972), Régua (1973), Fratel (1974) e Valeira (1976). No referente aos recursos hidroelétricos da bacia hidrográfica do rio Mondego (Figura 5), a incumbência do inventário, que havia sido atribuída à HEZ (1966), passou para a CPE à qual foi adjudicada (1970) a concessão do aproveitamento hidroelétrico do rio Mondego (Figueira, 2012). Em 1972, a CPE inicia as obras do escalão da Aguieira (336 MW), dotado de grupos reversíveis, tendo a central entrado em serviço em 1982. Neste ano, são ainda concluídas as obras de Raiva (24 MW) cuja albufeira constitui o reservatório para a bombagem no escalão de Aguieira. Deste escalão, fazem ainda parte a barragem de Fronhas (1985) e o túnel, com 8200 metros de extensão, que permitem o desvio das afluentes do rio Alva para a albufeira da Aguieira (Neiva e Lima, 1990).

Na década de 80, serão concluídos os últimos aproveitamentos hidroelétricos implantados no troço nacional do rio Douro - Pocinho (186 MW) em 1983 e Crestuma (117 MW) em 1985 – (EDP, 1986), e construído o aproveitamento de Torrão (140 MW) no rio Tâmega, afluente do rio Douro da margem direita, com circuito hidráulico subterrâneo e dois grupos reversíveis, que viria a entrar em serviço em 1988. Foi instalado em Vilarinho das Furnas um segundo grupo, este reversível, entrado em serviço em 1987, perfazendo uma potência instalada de 125 MW no conjunto dos dois grupos.

A década de 90 viria a ser marcada pela entrada em serviço, em 1992, da central do aproveitamento hidroelétrico de Alto Lindoso, no rio Lima, caracterizada por, então, ter a mais elevada potência instalada (630 MW) numa hidroelétrica em Portugal (Figura 3). Com a função básica de modular os caudais turbinados nesta central, foi construída, cerca de 17 km a jusante, a barragem de Touvedo, cuja central (22 MW), implantada na continuidade da barragem, viria a entrar em serviço em 1993 (EDP, 1993).

² A EDP viu o seu estatuto jurídico alterado para Sociedade Anónima em 1991. Em 1994 foi constituído o Grupo EDP, em 1997 verificou-se a 1ª fase da sua privatização, tendo a Parpública (empresa que gere as participações do Estado) vendido as últimas ações detidas na EDP em 2013. Em 2004 o Grupo EDP alterou a sua designação para Energias de Portugal.

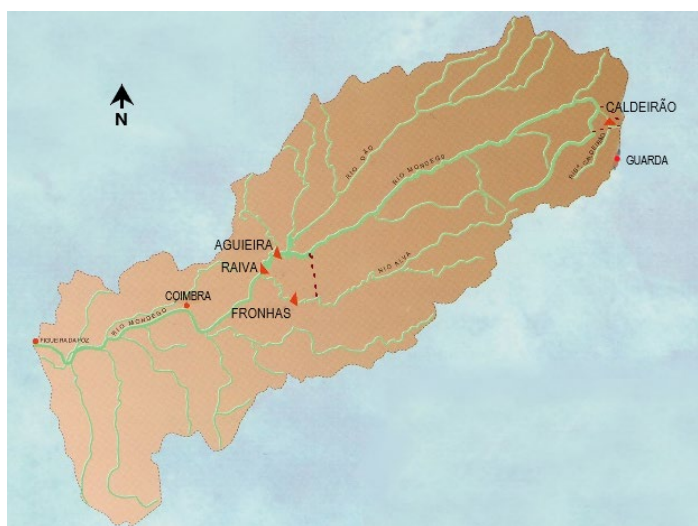


Fig. 5 – Aproveitamentos hidroelétricos do sistema Agueira-Raiva-Fronhas e de Caldeirão.

Ainda nesta década, entraram em serviço: i) a central de Sabugueiro II (10 MW) em 1993, alimentada pelas águas das albufeiras das barragens de Lagoacho e de Vale do Rossim, conectadas por túnel (Figura 6a); ii) a nova central de Pracana (25 MW) em 1993, inserida nas obras de reabilitação e remodelação do aproveitamento; iii) a central do aproveitamento de fins múltiplos do Caldeirão (40 MW) em 1994, cujas obras incluíram a construção de açude no rio Mondego e a

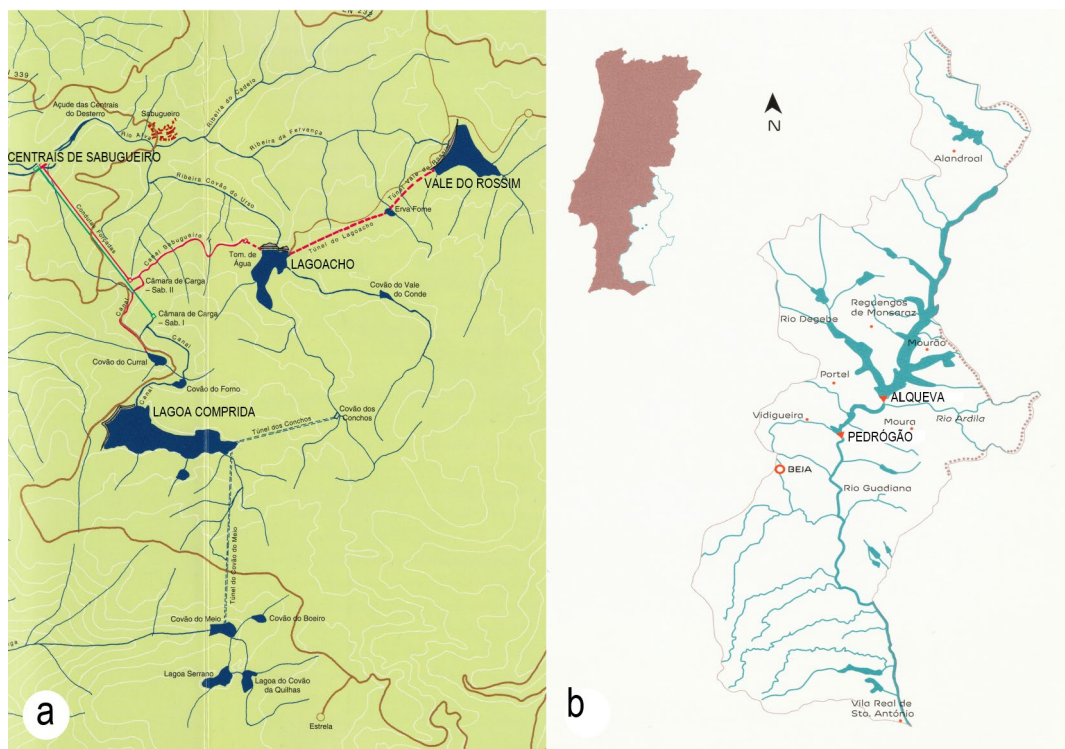


Fig. 6 – Aproveitamentos hidroelétricos. a) Sabugueiro; b) Sistema Alqueva/Pedrogão.

derivação deste, em túnel (2700 m), para a ribeira do Caldeirão (Neiva et al, 1994)., onde foi construída a barragem cuja albufeira alimenta o circuito hidráulico e a central do aproveitamento que restitui a água ao Mondego (Figura 5); iv) a nova central de Miranda (189 MW), no rio Douro, em 1995, instalada em poço e com circuito hidráulico em túnel, que, visando a otimização dos recursos disponibilizados por estruturas existentes, foi o primeiro de três reforços de potência que viriam a ser construídos na bacia do Douro (EDP, 2011b).

Integrada no empreendimento de fins múltiplos de Alqueva, entraria em serviço, no ano de 2004, a central hidroelétrica de Alqueva, de pé de barragem, no rio Guadiana, equipada com dois grupos geradores reversíveis com a potência instalada total de 259 MW em modo turbina. A operação desta central é conjugada com a exploração da albufeira criada pela barragem de Pedrógão, localizada cerca de 18 km a jusante da barragem de Alqueva, cuja central (10 MW) entrou em serviço em 2006 (Figura 6b).

No Cávado/Rabagão daria entrada em serviço, em 2005, o reforço de potência de Venda Nova II (191 MW), com dois grupos reversíveis, instalados em caverna, e circuito hidráulico subterrâneo que conecta as albufeiras de Venda Nova e Salamonde.

Na década imediata, fruto da aposta e assinalável investimento do Grupo EDP nas energias renováveis, deram entrada em serviço dez novas centrais hidroelétricas, a que corresponde um incremento total da potência instalada de 2253 MW (EDP Produção, 2019). Destas, metade são reforços de potência de aproveitamentos existentes, os quais são predominantemente obras subterrâneas, e as restantes integradas em novos aproveitamentos hidroelétricos, mas também com importantes obras subterrâneas (Quadro 1).

Quadro 1 – Reforços de potência da segunda década do século XXI (EDP Produção, 2019).

Reforço de potência	Entra-da em serviço	Central			Aproveita-mento hidro-elétrico	Entra-da em serviço	Central		
		Tipo	Potência instalada (MW)	Nº de grupos			Tipo	Potência instalada (MW)	Nº de grupos
Picote II	2011	caverna	246	1	Ribeiradio	2015	poço	74,7	1
Bemposta II	2011	poço	203	1	Ermida		continua à barragem	7,6	2
Alqueva II	2012	margem	259	2 - R	Baixo Sabor	2016	poço	153	2 - R
Salamonde II	2016	caverna	224	1 - R	Feiticeiro		poço	36	2 - R
Venda Nova II	2017	caverna	780	2 - R	Foz Tua	2017	poço	270	2 - R

R - Reversível

3 – OBRAS SUBTERRÂNEAS NAS BARRAGENS

As obras de derivação provisória, na fase de construção, assim como os descarregadores de cheias e as descargas de fundo, na fase de exploração dos empreendimentos, são órgãos específicos dimensionados para garantir a segurança hidráulica e estrutural da barragem.

No caso de vales estreitos de rios com caudais significativos, a solução frequentemente adotada para as obras de derivação passa pela condução das águas através dum túnel e da construção de enscadeiras que deixam a seco a zona de implantação da barragem. Tal solução foi adotada em barragens de aproveitamentos hidroelétricos construídos nos rios Lima, Cávado/Rabagão/Homem (exceto Alto Cávado), Douro internacional, Tua, Távora, Tâmega, Zêzere (Figura 7) e, ainda, nas



Fig. 7 – Castelo do Bode. Derivação provisória: a) trabalhos iniciais; b), c) e d) secção corrente, entrada e saída do túnel de derivação; e) leito do rio a seco; f) enscadeiras (vista de jusante).

barragens de Baixo Sabor, Agueira e Alqueva implantadas, respetivamente, nos rios Sabor, Mondego e Guadiana.

Previamente ao enchimento da barragem, na sua maioria, os túneis de desvio foram colocados fora de serviço e obturados com rolhões de betão. São exceção os túneis de desvio nas barragens de Bouça, Agueira e Alqueva, que serviram para incorporar as descargas de fundo, os das barragens de Pracana e Paradela, que foram adaptados para descarregadores de cheia em poço com bocal em tulipa (Figura 8), e o da barragem de Miranda, que foi convertido em descarga auxiliar. Os aproveitamentos hidroelétricos de Paradela e Vilar-Tabuaço, ambos com barragem de enrocamento, são casos singulares onde foram realizados túneis específicos para a descarga de fundo.

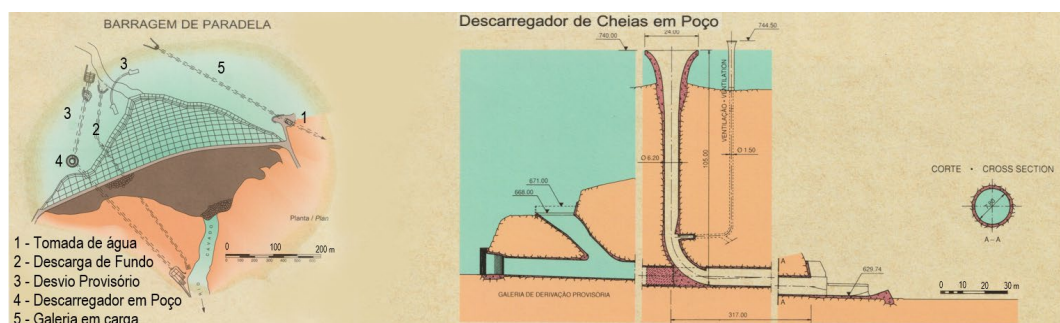


Fig. 8 – Barragem de Paradela e perfil longitudinal do descarregador de cheias (EDP, 2006c).

Soluções de descarregador em túnel, sem poços, foram implementadas na sua conceção de origem nas barragens de Cabril, Vilarinho das Furnas e Alto Lindoso e, ainda, num segundo descarregador na albufeira de Paradela, situado a cerca de 1 km da barragem, junto ao açude de Telheira. Decorrente de estudos de revisão dos caudais de cheia e análise da adequação dos órgãos de descarga, o segundo descarregador de Paradela viria a ser colocado fora de serviço após a construção do descarregador auxiliar, em canal, na encosta da margem direita da barragem. Resultante de idênticos estudos, foram ainda construídos novos descarregadores de cheia em Pracana, Salomonde (Figura 9) e Caniçada, os dois últimos com solução em túnel (Quadro 2).

Quadro 2 – Barragens de aproveitamentos com descarregador de cheias subterrâneo (EDP, 2011a)

Aproveitamento hidroelétrico	Barragem			Descarregadores		
	Tipo	H (m)	L (m)	Tipo	Qmáx (*) (m³/s)	Notas
Pracana	contra-fortes	60	245,6	poço	1700	equipado com comporta cilíndrica
				canal na encosta	860	complementar
Cabril	abóbada	132	291	túnel	2 x 1150	dois túneis, um em cada margem
Paradela	enrocamento	112	541	poço	530	
				canal na encosta	650	complementar
Vilarinho	abóbada	94	398,4	túnel	285	
Alto Lindoso	abóbada	110	298	túnel	2 x 1350	dois túneis, na margem direita
Salamonde	abóbada	75	285	lâmina livre	1595	
				túnel	1235	complementar
Caniçada	abóbada	76	247	lâmina livre	1700	
				túnel	2060	complementar

H - altura máxima; L - desenvolvimento do coroamento; Qmáx - caudal máximo descarregado para cheia de projeto revista, exceto Alto Lindoso (cheia de projeto inicial).

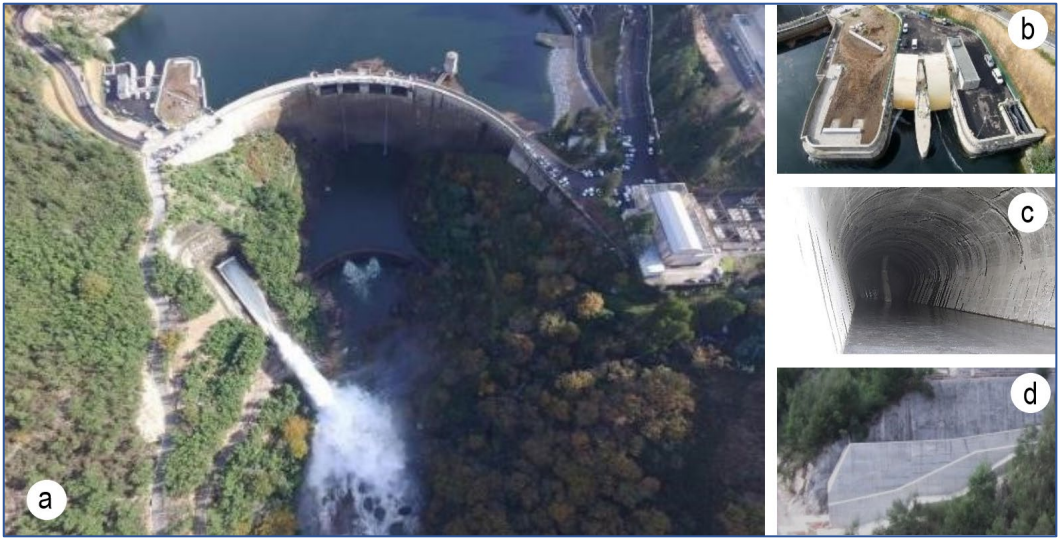


Fig. 9 – Fotos do descarregar complementar da barragem de Salomonde: a) vista aérea na fase de ensaio; b) estrutura de entrada; c) túnel; d) estrutura de saída.

Nas barragens de betão, é usual proceder-se à melhoria das condições hidráulicas e mecânicas da fundação, com recurso a tratamentos com injeções de cimento e a redes de drenagem materializadas por furos. Este tipo de trabalhos assume maior relevância no caso de estruturas de grande envergadura, com destaque para o caso das barragens abóbada.

Dos aproveitamentos hidroelétricos entrados em serviço nas últimas quatro décadas, para além daqueles tratamentos, foram escavadas galerias de fundação nas barragens abóbada de maior dimensão (Aguieira, Alto Lindoso, Alqueva, Baixo Sabor e Foz Tua) com múltiplos objetivos: melhor caracterização do terreno de fundação, drenagem e monitorização do comportamento da estrutura na fase de exploração. A título de exemplo, na Figura 10 mostra-se uma perspetiva tridimensional da barragem de Foz Tua, com a representação das galerias (duas por encosta) e zona da fundação objeto de tratamento de consolidação por injeções de cimento.

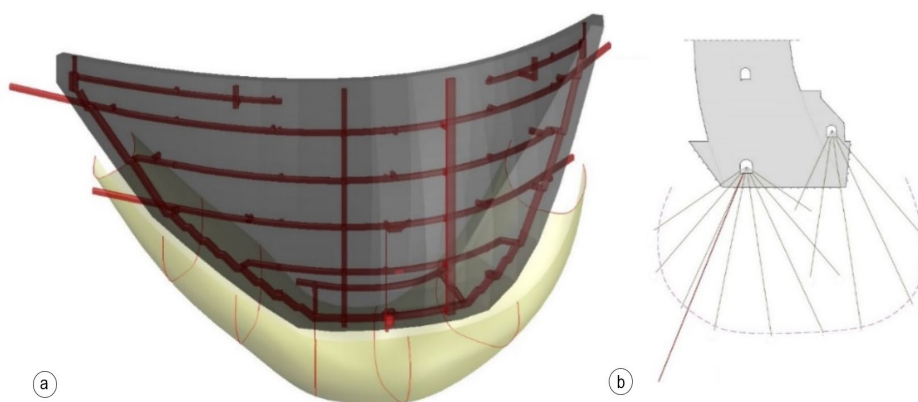


Fig. 10 – Barragem de Foz Tua: a) perspetiva com a representação da barragem, galerias de fundação e zona objeto de tratamento de consolidação; b) corte tipo com a representação dos furos de injeção do maciço de fundação (Figueiredo et al., 2018).

Tal como no caso de Foz Tua, as galerias de fundação das barragens de Alto Lindoso e de Alqueva são quase horizontais, com origem na galeria geral de drenagem, e posicionadas em níveis distribuídos pelas encostas. No caso da fundação da barragem de Alqueva, a ocorrência de uma espessa zona conturbada com elevada deformabilidade e baixa resistência, associada à falha 22 (Figura 11), cortando a margem esquerda e mergulhando para montante intersectando o contacto barragem-fundação na transição para o fundo do vale, conduziu a um tratamento subterrâneo de substituição de tal material por betão, em zonas-chave previamente definidas, por forma a constituir uma estrutura rígida adequada à transmissão dos esforços do teto para o muro da zona conturbada.

A solução adotada no processo de substituição por betão, consistiu em escavações de pequeno porte seguidas de betonagens, por níveis subhorizontais, de forma descendente, com o teto das escavações em rocha sã para o 1.º nível e betão para os restantes. Em cada nível, abriu-se uma galeria central com cerca de 70m de extensão (GLM e GLJ) a partir da qual a mesma foi sendo alargada lateralmente. Estes alargamentos foram conseguidos com recurso a galerias perpendiculares à galeria central, de secção idêntica, executadas alternadamente e com comprimento variável (4 a 12 m) estabelecido em função da geometria da zona conturbada (Liberal et al., 2002).

No caso da barragem de abóbadas múltiplas da Aguieira, o traçado em planta das galerias desenvolve-se ao longo de alinhamentos próximos da inserção do contacto das abóbadas e apresenta dois ramais orientados segundo a direção dos contrafortes. A inserção altimétrica das galerias realizou-se alguns metros abaixo da superfície de contacto da estrutura com a rocha (Figura 12).

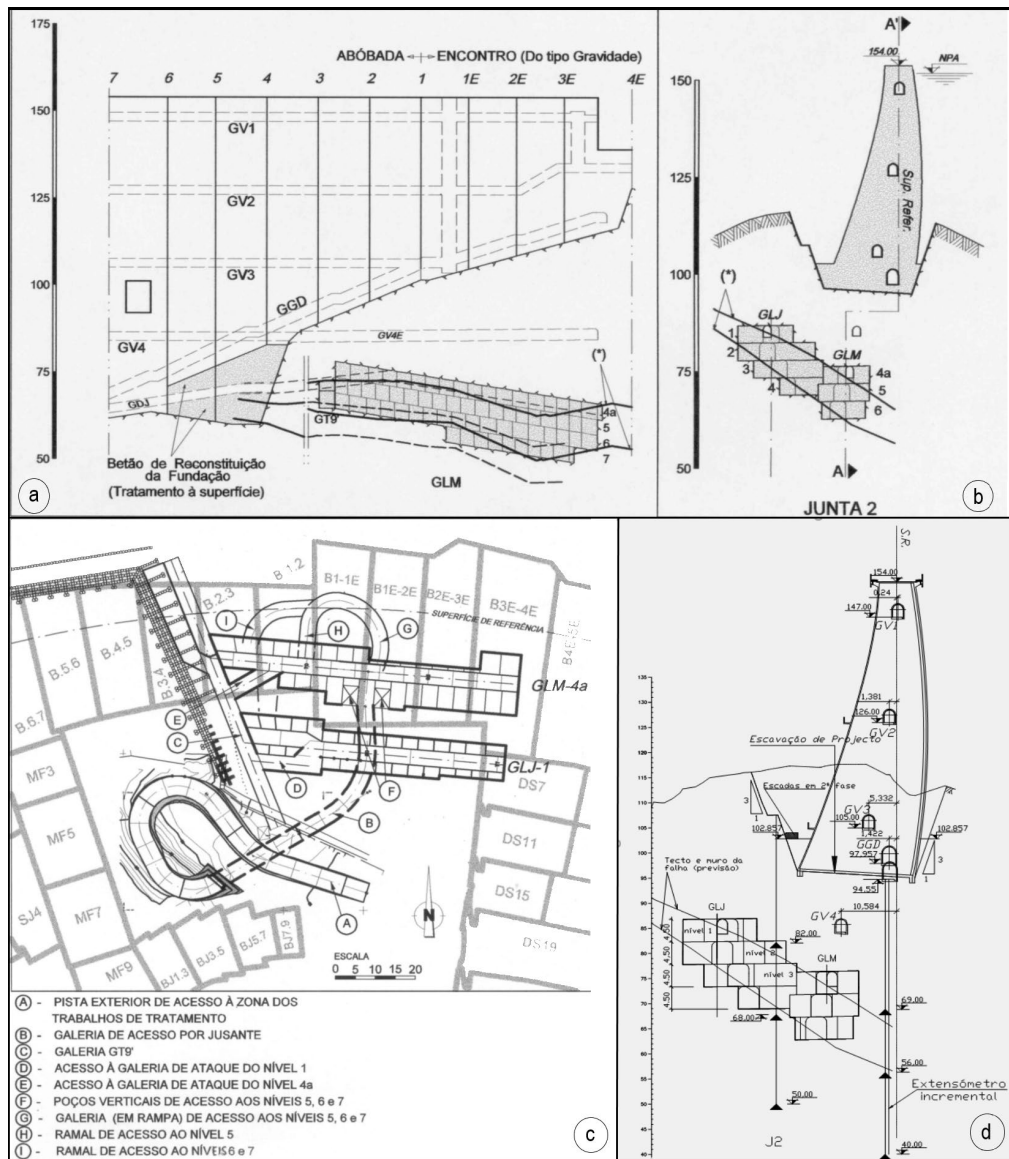


Fig. 11 – Barragem de Alqueva. Tratamento de substituição de material na fundação da margem esquerda: a) perfil desenvolvido (vista de jusante); b) perfil radial; c) planta do tratamento; d) monitorização do bloco entre as juntas 2 e 3 (Liberal et al., 2002).

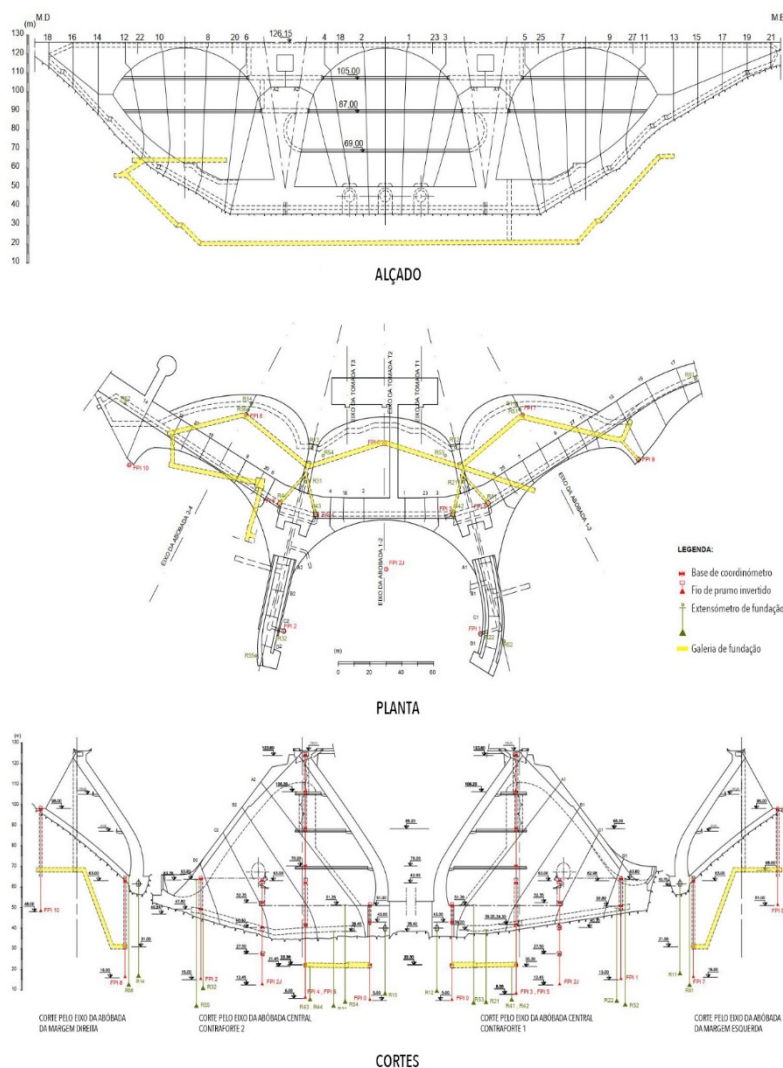


Fig. 12 – Barragem de Aguieira. Alçado, planta e cortes com a representação do sistema de observação (fios de prumo e extensômetros de fundação).

4 – OBRAS SUBTERRÂNEAS NAS CENTRAIS E CIRCUITOS HIDRAÚLICOS

O tipo e diversidade das obras subterrâneas em centrais hidroelétricas está intimamente ligado ao layout adotado para o circuito hidráulico. Este é condicionado pela posição da central onde estão instalados os grupos geradores, pelo circuito de adução que alimenta os grupos a partir da tomada de água situada na albufeira e pelo circuito de restituição da água turbinada, mas também pelo desnível a vencer, condições geológicas, desafios na criação de acessos, condicionantes ambientais, custo-benefício dos métodos construtivos e evolução tecnológica dos equipamentos. No caso dos aproveitamentos reversíveis, a circulação da água faz-se no sentido inverso, passando a restituição a funcionar como tomada de água e, vice-versa, a tomada de água a funcionar como restituição.

Nos exemplos em que a central foi incorporada na barragem ou na continuidade desta³, ou implantada no pé da barragem⁴, resultam circuitos hidráulicos curtos com os respetivos trabalhos realizados a céu aberto. Nos exemplos em que as obras da central e circuito hidráulico são independentes da barragem, distinguem-se três tipos de situações definidos em função do posicionamento da central: na margem, em que as escavações para a central e restituição são a céu aberto, em poço e em caverna, estes implicando escavações subterrâneas para a central e circuito hidráulico.

4.1 – Aproveitamentos com central na margem

No caso específico das centrais implantadas na margem, as aduções poderão ser realizadas a céu aberto (canais e condutas), mas também materializadas por obras subterrâneas (túneis e poços) e, ainda, soluções mistas. Nos pontos seguintes, serão focados os layouts das soluções que incorporam obras subterrâneas (Quadro 3).

Quadro 3 – Obras subterrâneas nos aproveitamentos hidroelétricos com centrais na margem.

Aprovei- tamento hidroelétrico	Tomada de água	Adução	Restituição	Central				
	Albufeira / rio	L (m)	Albufeira / rio	Potência instalada (MW)	Grupo (nº)	Queda bruta máxima (m)	Queda bruta mínima (m)	Caudal máximo turbinável (m³/s)
Vila Nova / Venda Nova	Venda Nova Rabagão	3 591	Salamonde Cávado	90	3	414,2	354,8	3 x 8
Vila Nova / Paradela	Paradela Cávado	11 136	Salamonde Cávado	54	1	463,5	387,5	16,4
Caldeirão	Caldeirão Caldeirão	1 360	- Mondego	40	1	193	185,4	26
Bouça	Bouça Zêzere	2 x 76	Cast. de Bode Zêzere	44	2	56,5	52,5	2 x 50
Alqueva II	Alqueva Guadiana	360 (G1) 387 (G2)	Alqueva Pedrógão	259 - R	2	73 (*)	54,7 (*)	202

L - Comprimento; R - Reversível; (*) Valores de queda útil

Os três primeiros aproveitamentos do Quadro 3 caracterizam-se por terem circuitos de adução extensos, dotados de chaminé de equilíbrio, com parte em túnel e o restante em conduta metálica a céu aberto. Os dois últimos têm como característica comum o facto da central se localizar próximo da barragem, logo, com circuitos de adução curtos.

Os circuitos de adução de **Venda Nova** (Figura 13) e de **Paradela** (Figura14) apresentam bastantes similitudes. Ambos possuem um troço inicial com pequena inclinação, após o qual se segue um troço em conduta forçada com grande declive até à central. Os órgãos de manobra da tomada de água são acionados através de poço vertical implantado na margem de cada albufeira. Em ambos, a chaminé de equilíbrio está instalada pouco a montante da conduta forçada.

³ Centrais nos grandes aproveitamentos, contíguas ou no corpo da barragem: Pocinho, Valeira, Régua, Carrapatelo e Crestuma, no rio Douro; Touvedo, no rio Lima; Raiva, no rio Mondego; Fratel e Belver, no rio Tejo; Pedrógão, no rio Guadiana.

⁴ Centrais nos grandes aproveitamentos do tipo “pé de barragem”: Castelo do Bode e Cabril, no rio Zêzere; Aguieira, no rio Mondego; Pracana, no rio Ocreza; Alqueva I, no rio Guadiana.

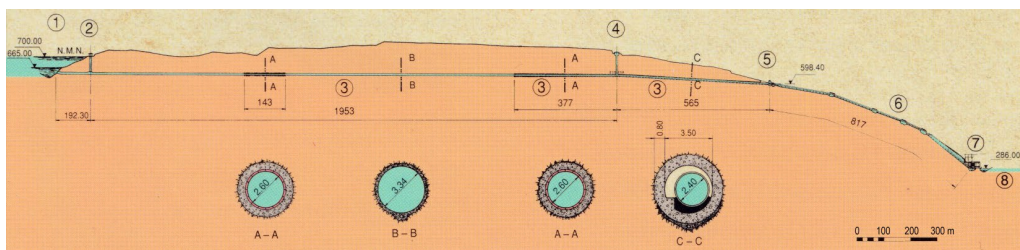


Fig. 13 – Circuito hidráulico de Venda Nova / Vila Nova. Corte: 1- albufeira de Venda Nova; 2 – poço de manobra da tomada de água; 3 – galeria de carga; 4 – câmara de equilíbrio; 5 – válvula de topo; 6 – conduta forçada; 7 – central; 8 – albufeira de Salamonde.

No aproveitamento de Paradela, após o bocal da tomada de água, segue-se um troço de 343 m de comprimento até à zona onde se insere o poço de manobra da comporta e grade fina da tomada de água, este com 82 m de altura e 4,6 m de diâmetro. O circuito, com 11,1 km de desenvolvimento total, inclui um troço em túnel com 8,2 km de extensão e 2,80 m de diâmetro nas zonas com revestimento de betão e 2,25 m nas zonas em que é blindado. Segue-se-lhe uma zona em conduta metálica, a céu aberto, com 660 m de extensão e diâmetro de 2,35 m, e um segundo túnel com 1240 m de extensão. Neste, distinguem-se dois troços: o primeiro, com 950 m e diâmetro de 2,25 m, é blindado com chapa de aço; o segundo, com 2,90 m, é constituído por uma galeria visitável de 3,35 m de diâmetro, no interior da qual foi instalada uma conduta metálica de 2,25 m de diâmetro. Esta continua a desenvolver-se, a céu aberto, em trainéis com inclinações variáveis até ao máximo de 80 %, numa extensão de 1036 m até à central de Vila Nova (EDP, 2006c).

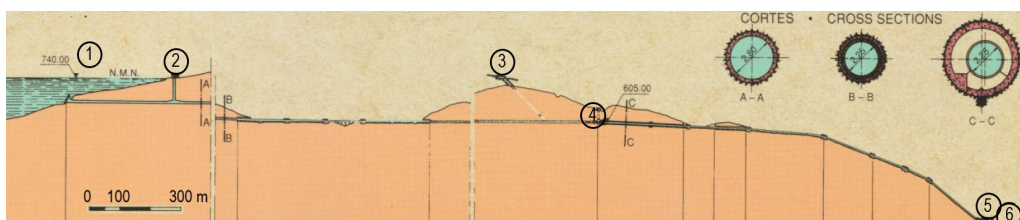


Fig. 14 – Circuito hidráulico de Paradela / Vila Nova. Corte: 1- albufeira de Paradela; 2 – poço de manobra da tomada de água; 3 – câmara de equilíbrio; 4 – válvula de topo; 5 – central; 6 – albufeira de Salamonde.

A configuração do circuito do aproveitamento de **Caldeirão** (Figura 15) tem algumas similitudes com a dos aproveitamentos anteriores. Apresenta um primeiro troço pouco inclinado em túnel revestido de betão (985 m de desenvolvimento e 3,10 m de diâmetro interno), onde se insere a chaminé de equilíbrio (com 4,20 m de diâmetro e 39 m de altura, dotada de câmara de expansão e câmara de alimentação), e um segundo troço em conduta forçada (375 m), com diâmetro variável (2,60 m a 1,67 m), implantada à superfície ao longo da vertente da encosta até terminar na central.

No referente ao aproveitamento de **Bouçã**, a tomada de água localizada muito próximo da barragem, mas completamente independente desta, é constituída por um poço onde estão instaladas as duas comportas de segurança, do tipo lagarta, correspondentes a cada um dos túneis do circuito de adução, estes com 3,5 m de diâmetro e com revestimento metálico (Figura 16). O poço, com 9 m de diâmetro, é continuado por uma torre vertical onde estão instaladas seis grades metálicas em disposição circular. A torre é rematada por um pavimento estabelecido acima do nível de máxima cheia onde estão instalados os servomotores e os restantes órgãos de manobra das comportas (EDP, 2006b).

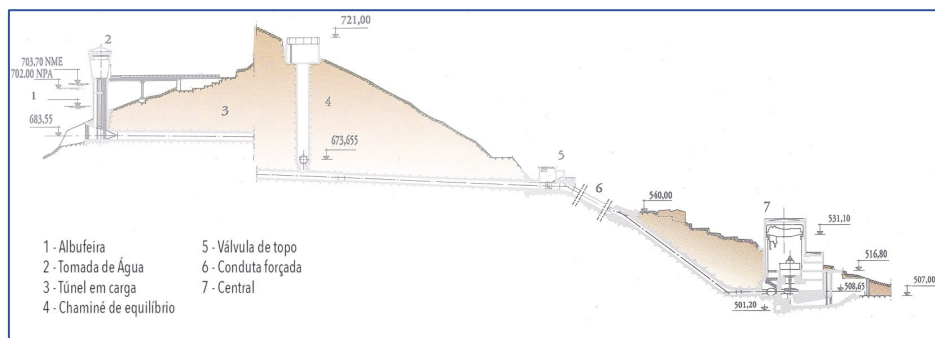


Fig. 15 – Circuito hidráulico do aproveitamento de Caldeirão.

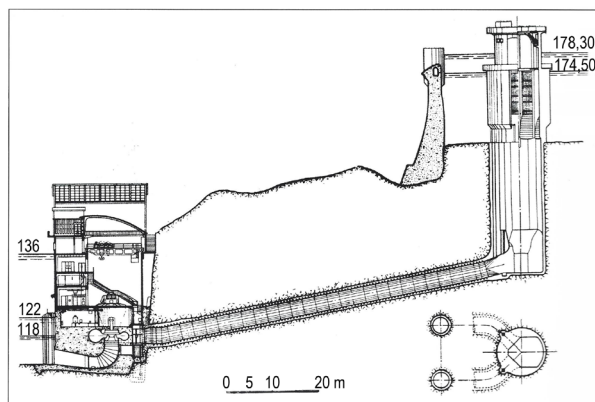


Fig. 16 – Circuito hidráulico do aproveitamento de Bouçã. Corte pela tomada de água e central.

Integrada no Aproveitamento Hidroelétrico de Fins Múltiplos de Alqueva, **Alqueva II** constitui o reforço de potência do escalão de Alqueva, cuja estrutura principal de retenção, a barragem de Alqueva, gera, à cota de pleno armazenamento, o lago artificial com maior capacidade (4 150 000 m³) da Europa.⁵

A central de Alqueva II, equipada com dois grupos reversíveis com potência e características técnicas similares às da central de Alqueva I, foi implantada na margem direita em local onde existia uma plataforma, à cota (100), imediatamente a jusante do encontro direito da barragem (EDP Produção, 2019). O circuito hidráulico é constituído por dois túneis de adução com 8,50 m de diâmetro interior e 360/387 metros de extensão, revestidos a betão armado e blindados nos últimos 80/100 metros que antecedem os grupos geradores. Em perfil longitudinal, cada túnel comporta dois troços subhorizontais nos extremos da adução conectados por poço vertical num ponto intermédio, o que permite o cruzamento dos circuitos em planta (Figura 17).

As escavações da tomada de água e o ataque por montante aos túneis de adução foram realizados ao abrigo duma enscadeira materializada com vigas pré-fabricadas de betão inseridas em ranhuras de uma estrutura pré-existente que foi executada aquando da construção da barragem de Alqueva. Tal permitiu que as obras do reforço de potência não trouxessem condicionamentos à exploração da albufeira de Alqueva.

⁵ A concessão da gestão e exploração deste projeto de fins múltiplos foi atribuída pelo Estado Português à empresa de capitais públicos EDIA – Empresa de Desenvolvimento e Infraestruturas do Alqueva, S.A. que, em outubro de 2007, subconcessionou a componente hidroelétrica à EDP Produção por um prazo de 35 anos.

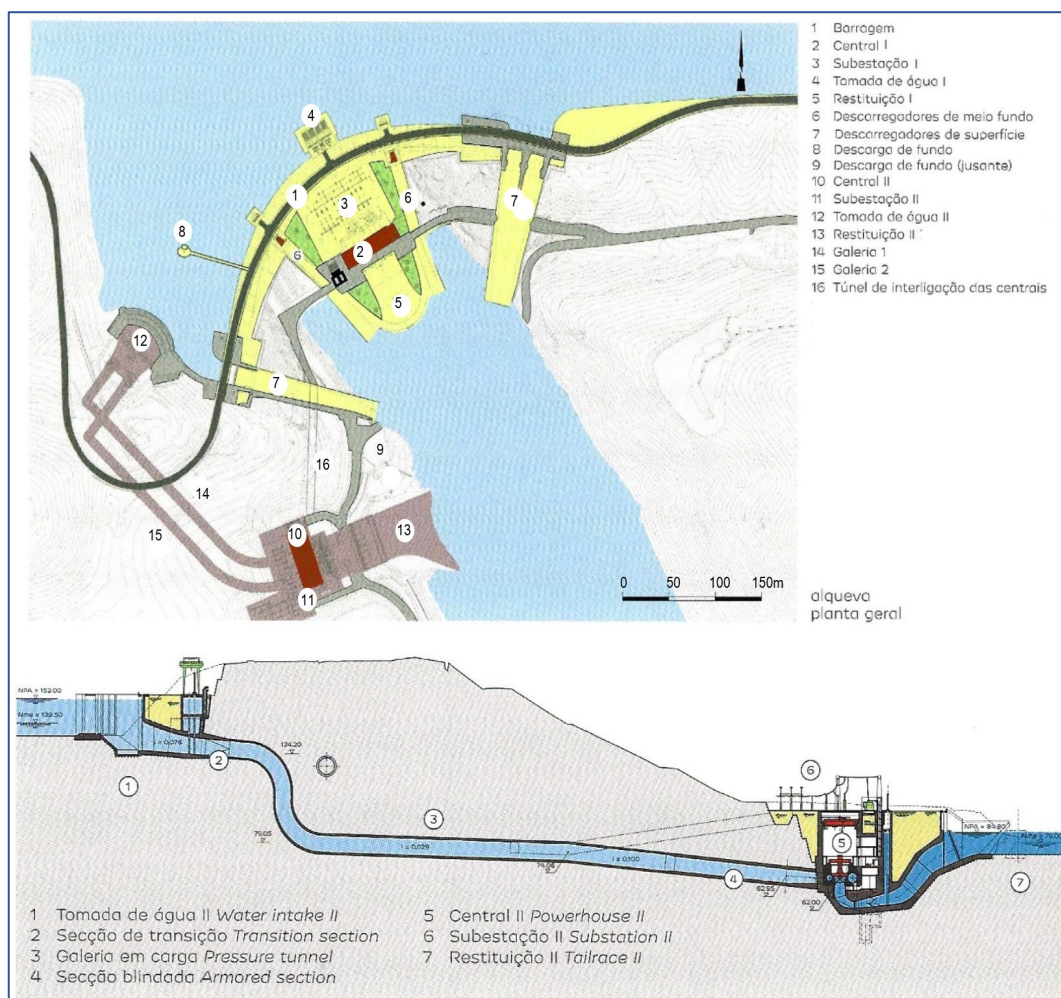


Fig. 17 – Escalão de Alqueva. Planta geral e corte pelo circuito hidráulico de Alqueva II.

O ataque à zona de jusante dos túneis de adução foi feito através de um túnel auxiliar com cerca de 140 m de desenvolvimento, aberto a partir da plataforma existente à cota (100). Os túneis foram escavados com recurso a explosivos, tendo sido abertos os respetivos troços verticais por *raise-boring*.

As escavações profundas, que originaram taludes com uma altura máxima de 95 metros, e a subsequente construção das estruturas da central foram executadas ao abrigo de uma ensecadeira de pequeno porte, em betão, edificada sobre uma estreita faixa de terreno na margem da albufeira de Pedrógão.

O edifício da central, com dimensões em planta de 39,7 m x 79,1 m, tem como ponto mais baixo a fundação do poço de esgoto e drenagem à cota (30,50), e a cobertura à cota (96,00), pelo que está parcialmente imerso. O espaço na envolvente da central, entre esta e os taludes de escavação, foi preenchido com aterro, permitindo a criação duma plataforma ao nível da cobertura onde foram implantados o edifício de comando e a subestação. Partindo desta plataforma e passando por baixo do descarregador, foi construída uma ligação por túnel entre as centrais de Alqueva I e Alqueva II, de modo a aumentar a eficiência em termos de operação, manutenção e vigilância.

4.2 – Aproveitamentos com central em poço

Uma particularidade das centrais em poço decorre da interação da estrutura de suporte das paredes da central com o maciço envolvente que, em muitas circunstâncias, permite soluções económicas das estruturas resistentes (em anel) e, também, eficazes quanto à estanqueidade dos espaços subterrâneos.

No Quadro 4, apresentam-se algumas características dos aproveitamentos com central em poço. Estes caracterizam-se por ter circuitos com restituição curta e central próxima da linha de água ou da albufeira de jusante. Com a exceção do aproveitamento de Vilarinho das Furnas, as aduções dos restantes são relativamente curtas, dotadas de blindagem metálica na chegada à central e revestidas com betão armado na parte restante.

O Torrão e o Feiticeiro dispõem de tomadas de água com estruturas em poço incorporadas, bem como o Feiticeiro e Foz Tua no que respeita à restituição. Registe-se o facto de as centrais de Bemposta II, Feiticeiro e Foz Tua apresentarem um átrio de descarga e montagem enterrado, enquanto as restantes usufruem de um edifício à superfície.

Do conjunto destes aproveitamentos, Miranda II e Bemposta II constituem reforços de potência de aproveitamentos do Douro internacional, equipados com um grupo que apenas funciona em modo turbina. As restantes centrais têm dois grupos reversíveis, à exceção de Ribeiradio e de Vilarinho das Furnas (1ª fase) que foram equipadas com um grupo não reversível. O segundo grupo deste último aproveitamento é reversível e entrou em serviço 15 anos após o primeiro grupo.

Quadro 4 – Obras subterrâneas nos grandes aproveitamentos com centrais em poço.

Aproveita- mento hidroelétrico	Central				Adução	Resti- tuição
	Potência instalada (MW)	Número de grupos	Queda útil (m)	Caudal máximo turbinável (m³/s)	L (m)	L (m)
Vilarinho das Furnas	125	1 1 - R	413 - G1 412,2 - G2	19,7 - G1 20,2 - G2	7 670	18
Torrão	140	2 - R	52,1	2 x 161	166 - G1 218 - G2	55
Baixo Sabor	153	2 - R	102,9	2 x 85	243 - G1 332 - G2	61
Feiticeiro	36	2 - R	34,5	2 x 60	120 - G1 120 - G2	50
Ribeiradio	74,7	1	64	125	203	63
Foz Tua	270	2 - R	96	2 x 162	498 (G1) 552 (G2)	62 (G1) 82 (G2)
Miranda II	189	1	55,6	386	200	27
Bemposta II	203	1	63,8	350	400	64

L - Comprimento; R - Reversível

4.2.1 – Centrais de novos aproveitamentos

O aproveitamento de **Vilarinho das Furnas**, o primeiro a ser construído com central em poço, tem um circuito de adução algo similar ao das aduções dos aproveitamentos de Venda Nova / Vila Nova e de Paradela / Vila Nova, com centrais na margem.

Após a tomada de água na albufeira da barragem de Vilarinho das Furnas, no rio Homem, segue-se um troço do túnel pouco inclinado, em carga, com uma extensão aproximada de 6800 m e um diâmetro variável de cerca de 2,5 m. No final do túnel e imediatamente antes da conduta forçada, situa-se a chaminé de equilíbrio, com 96 m de altura e um diâmetro médio de 3,5 m, dotada de uma câmara de expansão e outra de alimentação. Segue-se a ligação à conduta forçada, que conduz a água até à central, 340 m mais abaixo. A conduta desenvolve-se à superfície, ao longo da encosta e, próximo da central, subdivide-se em dois ramais inseridos em poços inclinados que alimentam cada um dos grupos. As respetivas restituições fazem-se para a albufeira de Caniçada através de túnel. (Figura 18).

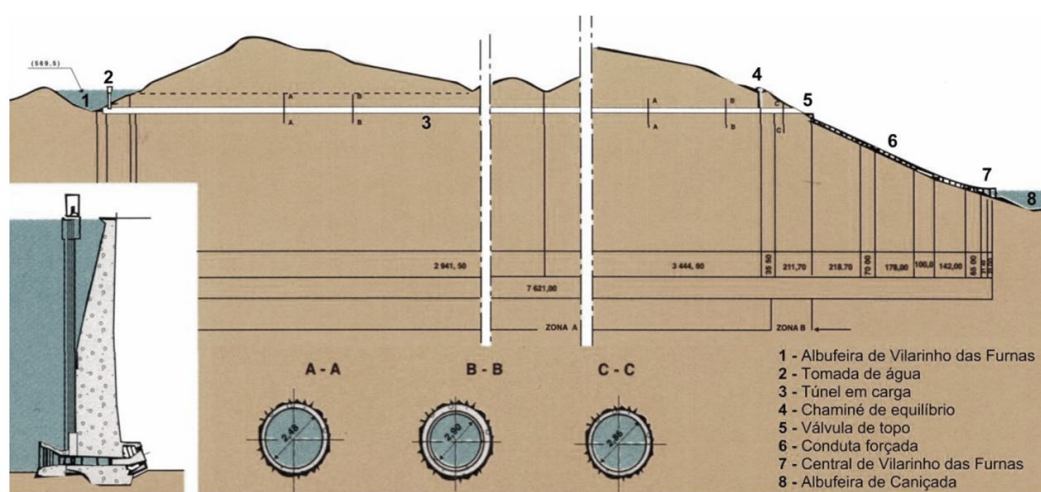


Fig. 18 – Vilarinho das Furnas. Esquema geral do circuito hidráulico.

Os grupos encontram-se em dois poços independentes que distam entre si cerca de 9 m. Aquando da implantação do 1º grupo, foram executados trabalhos prevendo a instalação futura dum grupo idêntico, tendo-se, para o efeito, efetuado as escavações e o revestimento com betão dum poço similar destinado ao 2º grupo. Decorrente de decisão posterior de instalar um grupo reversível, houve necessidade de reformular o projeto das escavações, o que implicou o rebaixamento da escavação já efetuada e a abertura duma câmara para alojamento de equipamento, para além da escavação do túnel de restituição e do poço inclinado da adução (Figura 19). Estes trabalhos foram realizados com o 1º grupo em funcionamento, o que levou a condicionamentos do uso de explosivos e monitorização apertada dos seus efeitos. Assim, o poço do 1º grupo tem uma profundidade de cerca de 16,5 m e um diâmetro de 15,5 m, enquanto o poço do 2º grupo tem uma profundidade de cerca de 33 m e um diâmetro de, aproximadamente, 17 m.

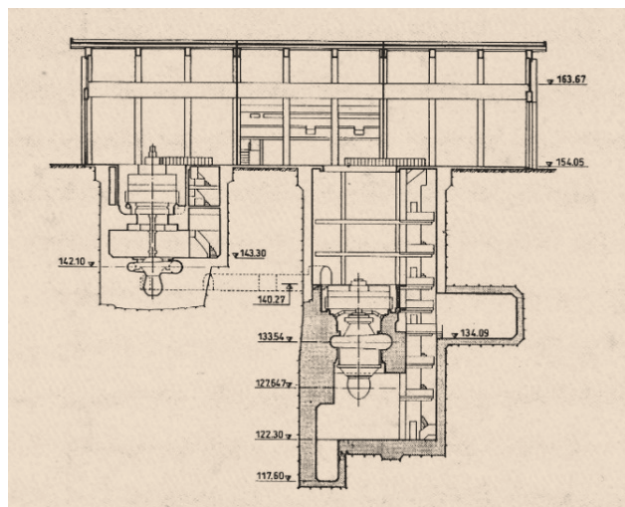


Fig. 19 – Vilarinho das Furnas. Corte transversal pelo eixo dos grupos.

O aproveitamento hidroelétrico do **Torrão** é o primeiro a ser realizado com grupos reversíveis na bacia do Douro e também o primeiro com central em poço associada a circuitos hidráulicos curtos.

A central situa-se na encosta da margem esquerda do rio, cerca de 150 m a jusante da barragem (Figura 20). Está equipada com dois grupos reversíveis, cujos eixos distam 30 m, instalados em poços independentes com cerca de 50 m de altura e de secção circular com diâmetro interior de 17,5 m. Ao nível dos pisos das turbinas e dos alternadores, os dois poços estão ligados entre si por galerias, nas quais se encontra instalado todo o equipamento de arranque, regulação, refrigeração e esgoto (Figura 21).

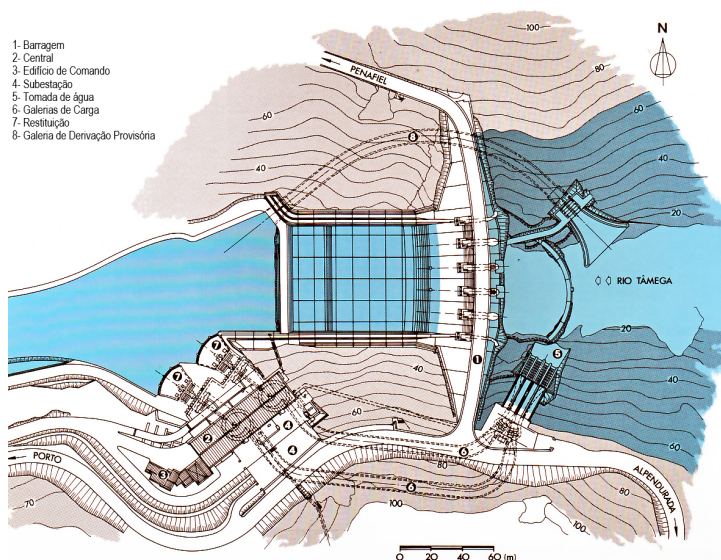


Fig. 20 – Aproveitamento hidroelétrico do Torrão. Planta.

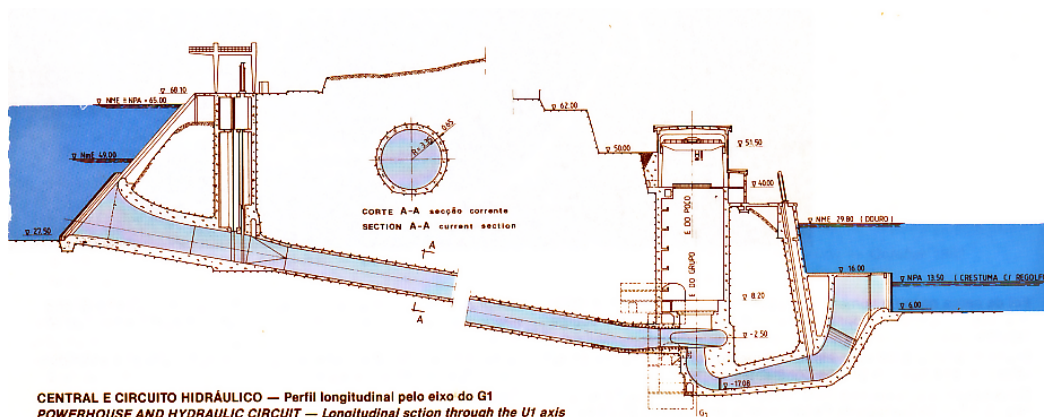


Fig. 21 – Perfil longitudinal pelo circuito hidráulico e central do Torrão.

O aproveitamento tem uma única tomada de água, a partir da qual se desenvolve, para cada grupo, uma galeria em carga e um difusor. A tomada de água (restituição em bombagem) localiza-se um pouco a montante do encontro esquerdo da barragem.

Cerca de 40 m a jusante do bocal, situa-se o poço das comportas onde estão instaladas uma comporta lagarta e uma comporta corredeira por grupo. As duas galerias em carga têm secção circular com 6,70 m de diâmetro interior e uma inclinação de 17,5%. A restituição situa-se na albufeira de Crestuma-Lever.

O aproveitamento hidroelétrico do **Baixo Sabor**, situado no troço inferior do rio Sabor, afluente da margem direita do rio Douro, é constituído por dois escalões, designados por Baixo Sabor e por Feiticeiro, que distam, respetivamente, 3 km e 12,6 km da confluência dos dois rios (EDP Produção, 2019).

Nos dois escalões, as centrais localizam-se na margem direita imediatamente a jusante da barragem. Cada central aloja dois grupos reversíveis que são alimentados por circuitos hidráulicos subterrâneos independentes. A barragem de jusante destina-se a constituir o contraembalse de montante, permitindo regularizar caudais e garantir condições de bombagem adequadas a partir da albufeira da Valeira, no rio Douro (Figura 22).

No **escalão do Baixo Sabor**, cada circuito hidráulico é constituído, de montante para jusante, por: tomada de água (restituição em bombagem), com um bocal e uma torre de manobra de equipamentos hidromecânicos; túnel em carga, composto por dois tramos subhorizontais ligados por um poço inclinado fazendo um ângulo de 60° com a vertical; restituição (Figura 23). Os dois túneis em carga são praticamente paralelos, afastados cerca de 30 m. São revestidos com betão armado, incorporando blindagens em aço, numa extensão de cerca de 55 m junto à central. O diâmetro interno do revestimento circular dos túneis é de 5,70 m em betão armado e de 4,40 m na secção blindada (Sarmiento et al., 2018).

A restituição é composta por dois curtos túneis com 33,8 m de desenvolvimento, com secção transversal circular de 5,70 m de diâmetro interior, e por dois bocais onde se inserem as ranhuras das comportas enscadeiradas e das grades de proteção.

Na conceção da central, foram ponderadas diversas alternativas, incluindo a solução em caverna, tendo-se optado por instalar os dois grupos em poços independentes. As obras subterrâneas da central, para além destes poços, incluem o poço de barramentos e de acesso, as câmaras entre poços e, ainda, as galerias de acesso à central (Figura 24).

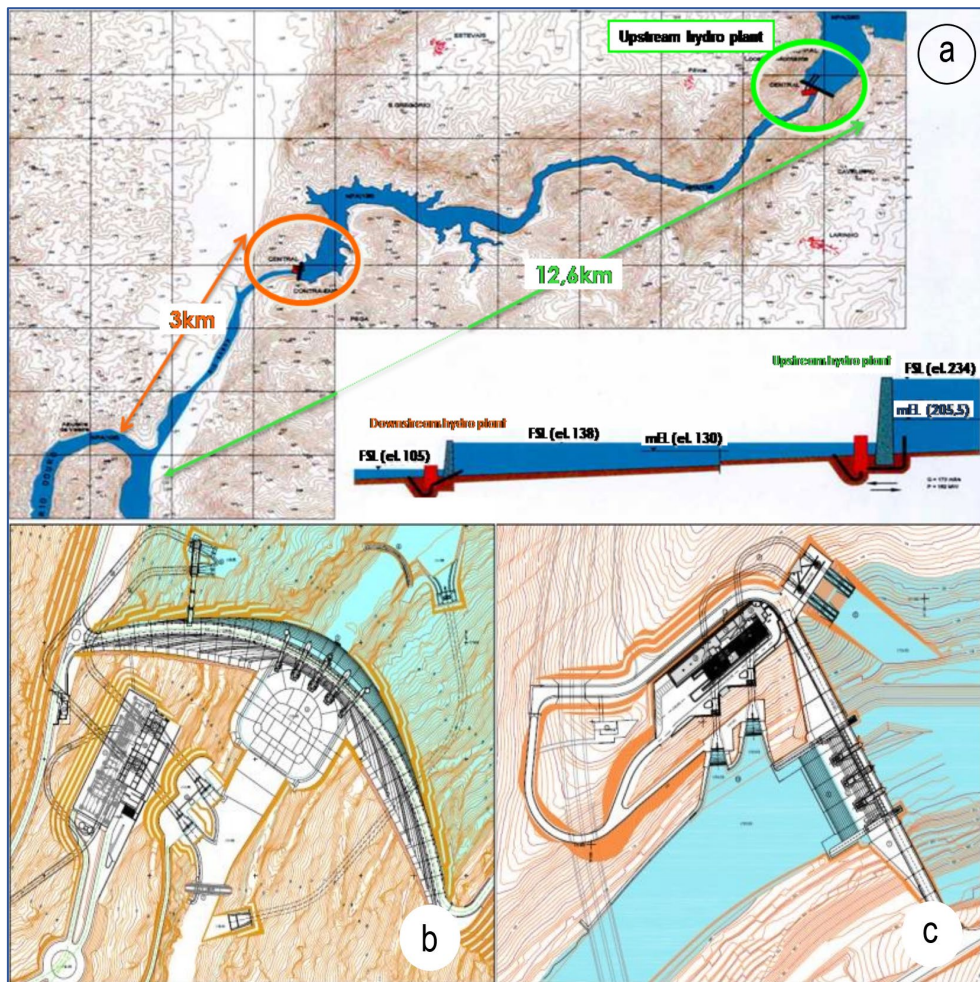


Fig. 22 – Aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor: a) localização; b) planta do escalão do Baixo Sabor; c) planta do escalão do Feiticeiro.

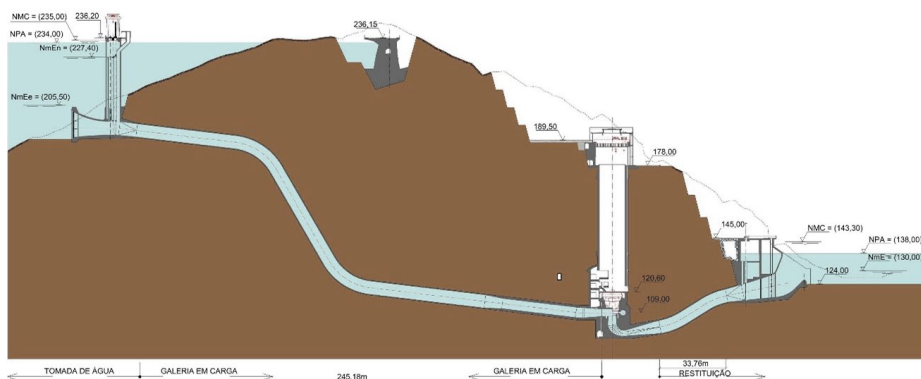


Fig. 23 – Circuito hidráulico e central do escalão de Baixo Sabor. Perfil longitudinal.

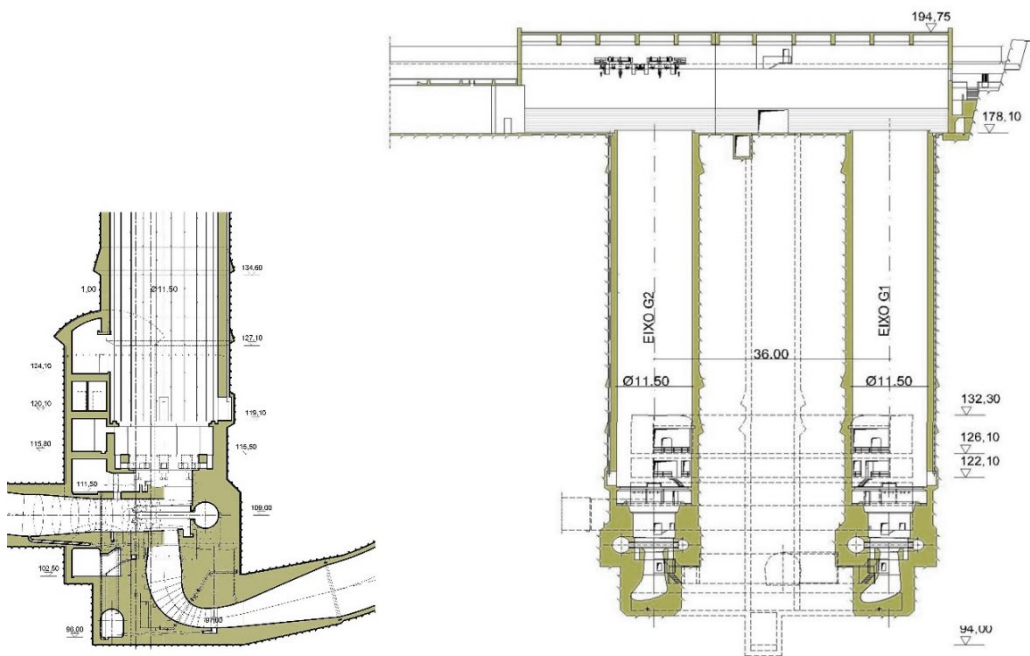


Fig. 24 – Central do escalão de Baixo Sabor. Corte longitudinal (montante-jusante) e transversal pelo eixo dos grupos.

Os poços dos grupos, com cerca de 82 m de altura e 11,5 m de diâmetro, têm os eixos espaçados de 36 m e são revestidos com betão armado. Na sua parte inferior, estes comunicam entre si através de duas câmaras sobrepostas equipadas com vários pisos técnicos para a instalação de equipamentos auxiliares. A câmara superior, com 8,0 m de largura e 18,6 m de altura, comporta o piso da turbina, o piso do alternador e dois pisos das instalações elétricas. Na câmara inferior, com 5,5 m de largura e 5,5 m de altura, destinou-se um piso para a drenagem e outro para alojar o equipamento de desfogamento e proporcionar o acesso aos difusores dos grupos.

O acesso aos pisos técnicos pode fazer-se através do poço de barramentos por ascensor ou por escada. Alguns pisos têm ligação ao exterior através de galerias que permitem o acesso rodoviário. O poço de barramentos é revestido a betão armado, tem 82,1 m de altura, secção transversal retangular de 7,5 m x 6,7 m e localiza-se entre os poços dos grupos.

A complexidade espacial do conjunto das cavidades formado pelos poços e cavernas da central, implantado próximo da encosta que, por sua vez, foi objeto de escavações para inserção do bocal da restituição, levou à elaboração, na fase de projeto, dum modelo numérico tridimensional em que foi simulada uma escavação faseada para permitir avaliar o comportamento do maciço (Figura 25).

No **escalão do Feiticeiro**, os dois circuitos hidráulicos que alimentam os grupos são totalmente independentes, apresentando desenvolvimentos idênticos. Cada tomada de água é constituída por um bocal de adução com dois vãos separados por um septo central, e um troço de galeria retangular com 40 m de extensão até ao poço vertical, de secção circular, para manobra das comportas de serviço e ensecadeira. A jusante do poço, a adução em carga tem um comprimento total de 120 m e secção circular. O troço inicial desta, com 4,80 m de diâmetro interior, é revestido com betão armado, seguindo-se-lhe um troço blindado, com 3,75 m de diâmetro interior e 19,6 m de comprimento, que faz a ligação à espiral do grupo. Cada restituição é composta por uma galeria com 50 m de comprimento, poço vertical para manobra da comporta ensecadeira e pelo bocal junto ao leito do rio (Figura 26).

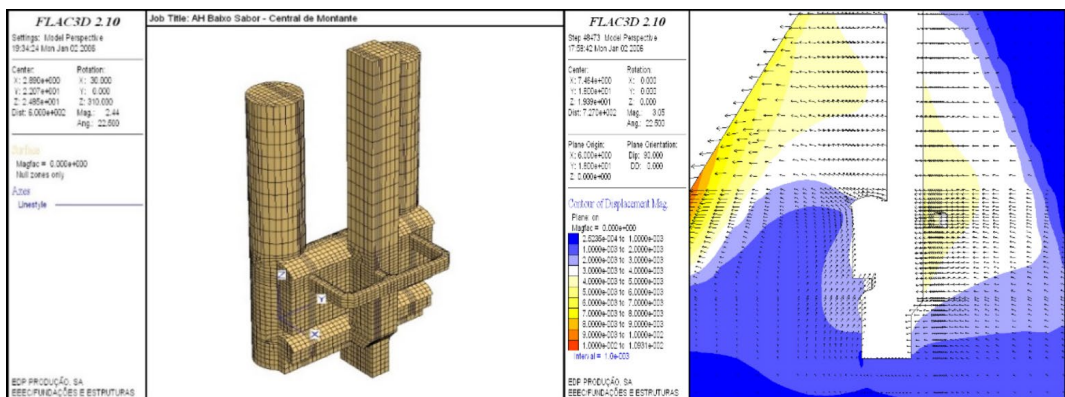


Fig. 25 – Central do escalão de Baixo Sabor. Representação 3D das escavações e isolinhas de deslocamentos num corte transversal intersecando o poço de barramentos.

A central situa-se a jusante da barragem, sendo constituída por um piso de descarga e montagem enterrado, com uma área em planta de 60 m × 16,9 m e uma altura de 15 m, e por dois poços circulares, um por cada grupo reversível, cujo alinhamento se aproxima da orientação do curso do rio. A entrada na central é realizada a partir de uma plataforma exterior.

Abaixo do átrio, a central é composta por dois poços circulares com 22 m de diâmetro interno e 33 m de profundidade, afastados de 40 m entre eixos. Estruturalmente são constituídos por um revestimento em betão armado. Ambos os poços albergam no seu interior pisos técnicos para instalação de equipamento. A determinados níveis, foram executadas galerias horizontais com revestimento em betão armado, que ligam os dois poços permitindo a circulação entre ambos. À cota da soleira dos poços está implantada a galeria de drenagem.



Fig. 26 – Circuito hidráulico e central do Feiticeiro. Perfil longitudinal.

Localizado a cerca de 95 km da nasçença do rio Vouga, **Ribeiradio** é o principal escalão do aproveitamento hidroelétrico que inclui um outro, Ermida, situado cerca de 5 km a jusante. Para além da produção de energia elétrica, o aproveitamento serve para abastecimento de água e controlo de cheias no Baixo Vouga. O escalão de Ermida, com central na continuidade da barragem e equipada com dois grupos (7,6 MW), destina-se ainda à modulação dos caudais de Ribeiradio, evitando variações bruscas de caudal lançado para jusante (EDP Produção, 2019).

A central de Ribeiradio, em poço, está instalada na margem esquerda do rio e possui um grupo gerador. O circuito hidráulico é constituído por: tomada de água dotada de grades, comporta ensecadeira e comporta de serviço que funciona como órgão de proteção da turbina; galeria de adução com cerca de 200 metros de comprimento, revestida a betão na secção corrente, com 5,5 metros de diâmetro, e blindada no troço imediatamente a montante da entrada da turbina numa

extensão de cerca de 45 m; restituição composta pelo tubo de aspiração da turbina, que termina em secção retangular, e por galeria equipada, na saída, com comporta corredeira que permite isolar o grupo por jusante (Figura 27).

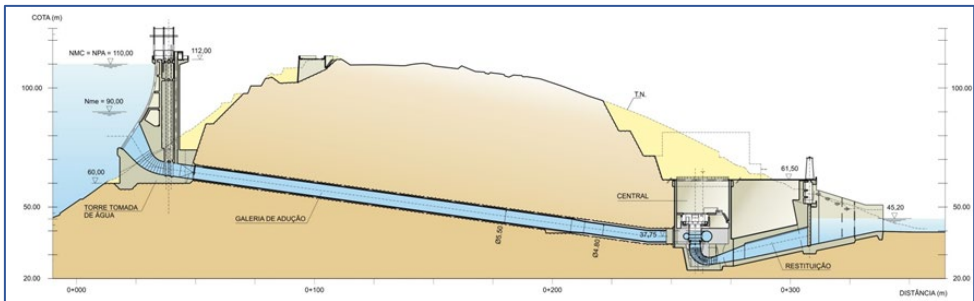


Fig. 27 – Central e circuito hidráulico de Ribeiradio. Perfil longitudinal.

O aproveitamento hidroelétrico de **Foz Tua** localiza-se no rio Tua, afluente da margem direita do rio Douro. Integra uma barragem abóbada, localizada a cerca de 1 km da confluência dos dois rios, e circuitos hidráulicos subterrâneos, que se desenvolvem na margem direita, sendo paralelos e independentes, alimentando cada um dos grupos da central (EDP Produção, 2019).

A tomada de água situa-se cerca de 100 m a montante do encontro direito da barragem, sendo composta por duas estruturas independentes, em torre, onde se alojam as grades e as comportas de segurança atuadas por servomotores. (Figura 28).

Os túneis de adução têm secção interna circular com 7,50 m de diâmetro no troço corrente e 5,50 m na secção com trechos blindados (65,8 / 61,9 metros) localizados imediatamente a montante da central.

A restituição, imediatamente a jusante da central, é constituída por dois túneis independentes de secção retangular variável em largura, cada um incorporando um poço onde está instalada a comporta ensecadeira, manobrada por servomotores, que garante a proteção, por jusante, do grupo e a inspeção do túnel.

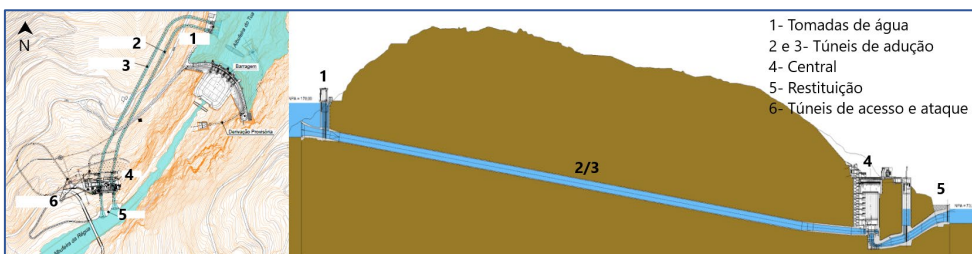


Fig. 28 – Central e circuito hidráulico de Foz Tua. Perfil longitudinal.

A central foi implantada cerca de 500 metros a jusante da barragem. A sua localização no Alto Douro Vinhateiro, área classificada pela UNESCO como Património Mundial na categoria de Paisagem Cultural Evolutiva e Viva, originou uma significativa alteração do seu projeto inicial, com substituição da solução do edifício de apoio e descarga à superfície por uma solução em que o átrio de descarga passou a ser enterrado e o edifício de apoio com uma cobertura vegetal para melhorar a sua integração na encosta (Figura 29).

Assim, a central é constituída por dois poços com um diâmetro interior de 16,10 m e uma altura máxima de 51 m, unidos superiormente pelo átrio de descarga e montagem, enterrado, situado 15 m abaixo da superfície. Os poços desenvolvem-se abaixo do átrio e incluem um conjunto de pisos

técnicos destinados a albergar equipamentos, encontrando-se interligados, a uma cota intermédia, por uma galeria que é utilizada para passagem do barramento de arranque. Adicionalmente, os poços têm ligação à galeria do piso da turbina, à galeria do piso do desafoamento e ao piso de drenagem.

O acesso ao interior da central é efetuado, em cada um dos poços, a partir do edifício de apoio, localizado na plataforma exterior, através de uma caixa de escadas e de um elevador e, ainda, através de um túnel de acesso com cerca de 518 m de comprimento, com início na referida plataforma e fim no piso do desafoamento.

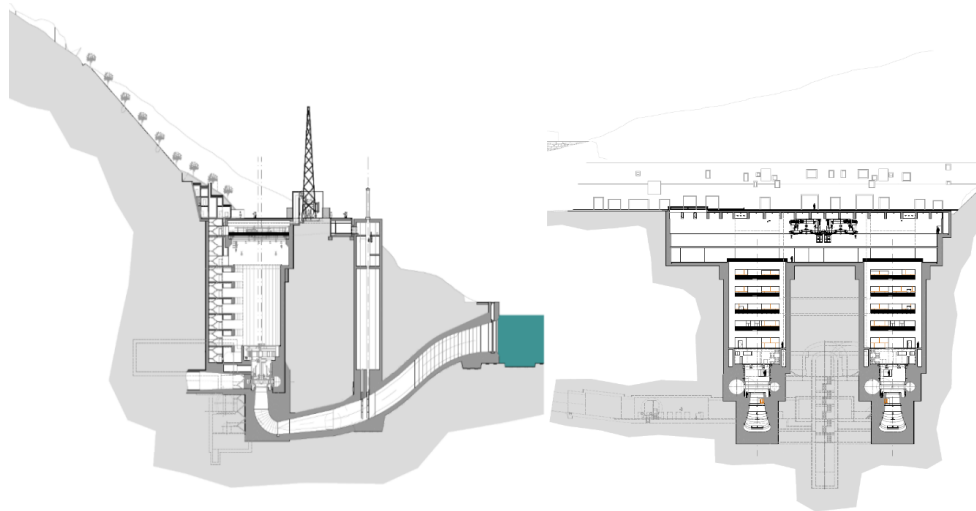


Fig. 29 – Central de Foz Tua. Cortes transversal e longitudinal.

4.2.2 – Reforços de potência

No troço internacional do rio Douro atribuído a Portugal, foram inicialmente construídos os aproveitamentos de Picote, Miranda e Bemposta, todos com central em caverna (vide capítulo 4.3.1). Visando colocar fim ao desaproveitamento de energia e reduzir os condicionamentos resultantes das condições de exploração do aproveitamento hidroelétrico de Castro, em Espanha, imediatamente a montante de Miranda, foram realizados os reforços de potência daqueles três aproveitamentos, sendo em poço as centrais de Miranda II e de Bemposta II e em caverna a central de Picote II.

No projeto do reforço de Miranda, **Miranda II**, tirou-se partido das particularidades que caracterizavam o escalão inicial. Assim, o túnel que servira para desvio do rio e depois convertido em descarga auxiliar durante a construção da barragem foi aproveitado para circuito hidráulico do novo grupo, passando as funções de regulação automática de nível que desempenhava a ser cumpridas pelo descarregador principal, tirando partido do sistema automático instalado em duas comportas. A existência de uma plataforma junto à parte terminal desse túnel, servida por estrada, foi fator decisivo para a implantação e conceção da nova central (EDP, 2011b).

O circuito hidráulico tem uma tomada de água dividida por um septo central, sendo cada uma das secções resultantes protegida com grades metálicas. Para isolamento do circuito hidráulico e proteção do grupo, dispõe de duas comportas automáticas de segurança, podendo a montante ser colocada uma comporta ensecadeira. A galeria em carga, com um diâmetro interior de 9,70 m, é revestida com betão até uma secção intermédia do troço inclinado e blindada com chapa de aço em toda a restante extensão. O difusor está equipado com uma comporta ensecadeira, fazendo-se a restituição das águas turbinadas por uma curta galeria inclinada, com o teto em abóbada (Figura 30).

A central está parcialmente enterrada no poço, que tem uma secção circular com 24,5 m de diâmetro e 66 m de altura. A movimentação das cargas é assegurada por um semi-pórtico e por uma

ponte rolante. Reduziu-se ao mínimo a intervenção no terreno, evitando novos impactos visuais numa zona já muito alterada aquando do primeiro aproveitamento.

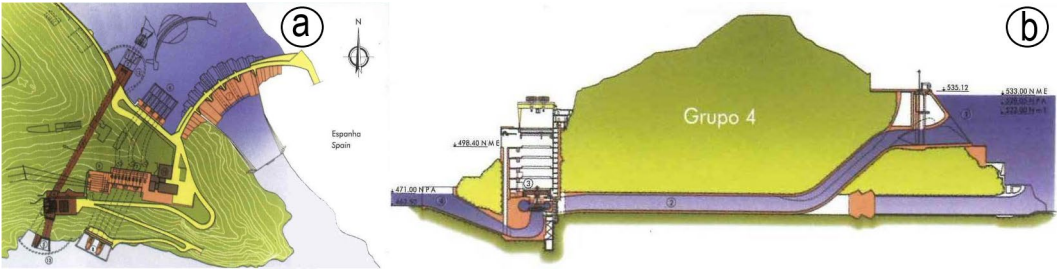


Fig. 30 – Aproveitamento hidroelétrico de Miranda: a) Planta geral (Miranda I e Miranda II); b) Perfil longitudinal da central e circuito hidráulico de Miranda II.

A conceção do reforço de potência de Bemposta, designado por **Bemposta II** (Figura 31), foi condicionada pela implantação dos elementos do aproveitamento pré-existente, procurando otimizar diferentes objetivos, designadamente: i) aproximar, tanto quanto possível, a central e a restituição da estrutura de saída de Bemposta I, de modo a encurtar o circuito hidráulico, garantindo um afastamento seguro e confortável do circuito em relação à central existente e com suficiente cobertura lateral das estruturas subterrâneas em relação ao leito do rio; ii) tirar partido da existência de locais já intervencionados com topografia propícia ao estabelecimento das plataformas da central e subestação e consequente minimização dos impactos visuais resultantes, garantindo o acesso às duas plataformas apenas à custa da retificação dos acessos existentes; iii) aproveitar as galerias de ataque às obras subterrâneas executadas no âmbito da construção de Bemposta I para realizar, à custa de reperfisamentos e da abertura de dois pequenos ramais, não só o ataque ao novo circuito hidráulico, mas também a retirada do escombro resultante da escavação do poço da central (EDP Produção, 2019).

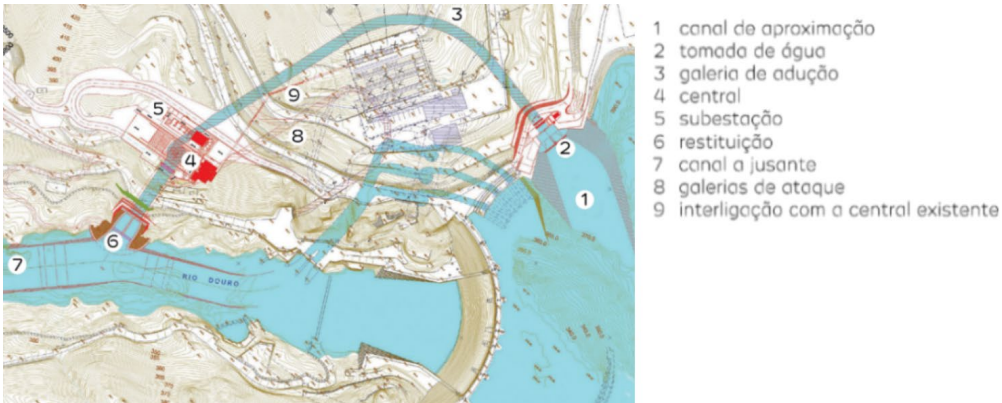


Fig. 31 – Bemposta II. Planta geral.

O reforço de potência é fundamentalmente constituído por um circuito hidráulico subterrâneo, inserido na margem direita, dotado de: tomada de água composta por um bocal e uma estrutura destinada ao abrigo e manobra das comportas; adução constituída por um extenso trecho, com 14,2% de inclinação e 10,5 m de diâmetro interior, revestido com betão armado, e por um trecho blindado, sub-horizontal, até à entrada da espiral do grupo, com 8,5 m de diâmetro e 38 m de comprimento;

restituição constituída por um curto alinhamento reto com secção variável ligando o tubo de aspiração do grupo ao bocal de restituição, que se prolonga por uma estrutura de transição até ao rio (Figura 32).

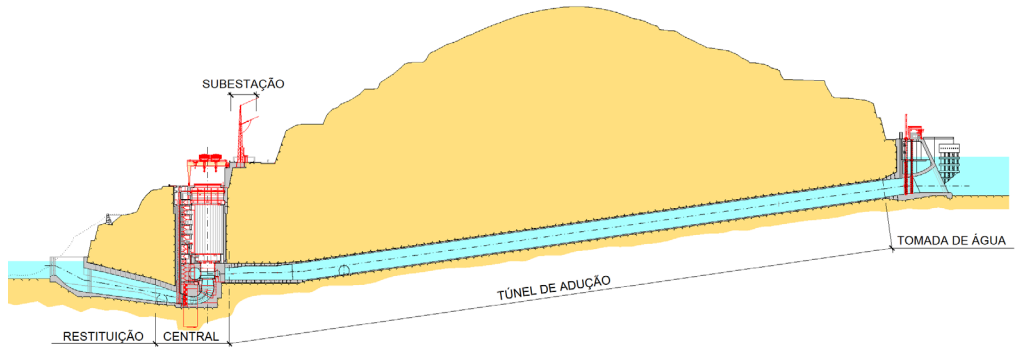


Fig. 32 – Bemposta II. Central e circuito hidráulico. Perfil longitudinal.

A central está inserida num poço com cerca de 60 m de profundidade. O poço desenvolve-se a partir do átrio de montagem e a sua secção tem a forma circular, com 19 m de diâmetro interior, acrescida de um alargamento do lado de jusante, por forma a viabilizar a inserção das ranhuras (com um septo central) que permitiu a inserção das ranhuras das duas comportas ensecadeiras, do tipo corrediça, do tubo de aspiração. No alargamento inscreve-se ainda a caixa de escadas e o elevador, assim como a passagem dos barramentos, cabos e tubagens diversas. Permitiu ainda a criação de pisos técnicos, ao longo do poço, nos quais estão localizados os equipamentos auxiliares do grupo (Figura 33).

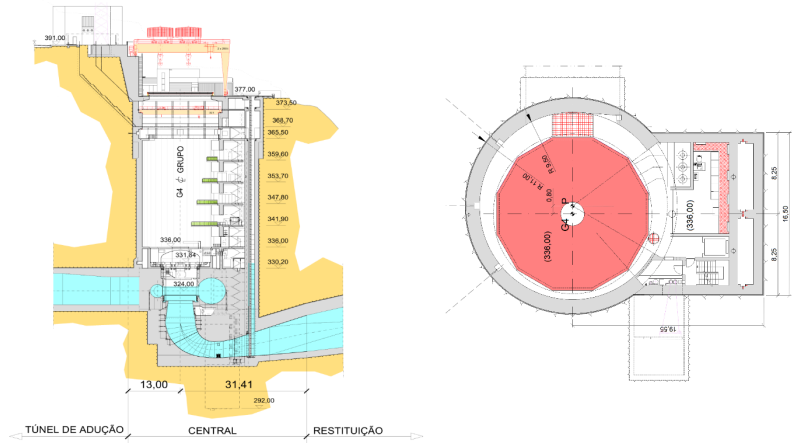


Fig. 33 – Bemposta II. Central. Corte transversal e secção corrente do poço (piso técnico tipo).

Na parte inferior do poço da central, foram também previstas áreas suplementares para implantação de equipamentos, da espiral e da blindagem do tubo de aspiração, e para a materialização do poço de esgoto e drenagem da instalação.

Toda a conceção da central foi desenvolvida com o objetivo de otimizar o seu prazo de execução, criando várias frentes de trabalho ao ar livre e subterrâneas, tornando-as independentes, de modo a permitir o início da montagem dos componentes do grupo o mais cedo possível e sem

interferir com o crescimento dos betões estruturais do átrio e do poço. O faseamento construtivo previu a instalação dos equipamentos de elevação - semi-pórtico exterior e ponte rolante do átrio - com antecedência, de modo a permitir a sua utilização na montagem das peças mais pesadas do grupo.

Uma vez executadas as escavações das plataformas exteriores e da parte enterrada do átrio de descarga e montagem, escavaram-se sensivelmente 5 m de altura de poço em secção plena. Após a abertura com *raise-boring* do furo piloto inicial e, de modo a permitir a prossecução das escavações do poço de uma forma segura, procedeu-se à execução de um pré-anel em betão armado no contorno e na altura da secção escavada com, sensivelmente, 1 m de espessura.

Em simultâneo, iniciou-se a execução dos betões das paredes do átrio de descarga e montagem, assim como do muro superior entre as duas plataformas exteriores que inclui o caminho de rolamento superior do semi-pórtico rolante. As escavações do poço prosseguiram em alturas de, aproximadamente, 6 m, com aplicação imediata de drenagem e contenção da rocha escavada.

Atingida a cota de instalação da turbina, iniciou-se a construção, de baixo para cima, dos principais elementos estruturais em betão armado, suspensos no maciço rochoso ao longo do contorno escavado, através das pregagens realizadas aquando das escavações, dimensionadas para o efeito.

Os betões avançaram de modo contínuo, permitindo gradualmente o fecho estrutural da central, acima da cota a que os mesmos tinham iniciado, e a conclusão dos caminhos de rolamento dos equipamentos de elevação. Nas cotas inferiores, foram concluídos os trabalhos de escavação e iniciaram-se as montagens dos componentes do grupo intercaladas com os betões de envolvimento.

A montagem do poço da turbina e seu envolvimento em betão, incluindo a materialização dos negativos para apoio do estator, antecederam o fecho estrutural do poço, através da realização da última betonagem do seu revestimento até à cota a que os betões iniciais tinham arrancado.

4.3 – Aproveitamentos com central em caverna

As centrais em caverna, para além facultarem um eficaz abrigo (dos equipamentos) contra as cheias, proporcionam uma maior liberdade na sua implantação e permitem, em grande medida, a sua execução independente dos trabalhos da barragem e derivação provisória das águas.

O layout dum aproveitamento hidroelétrico com central em caverna inclui, no geral, grande volume e diversidade de obras subterrâneas. Parte destas obras reporta ao circuito hidráulico, subdivididas pela adução e restituição, nas quais se incorporam as tomadas de água e chaminés de equilíbrio, outra parte é relativa ao complexo da central, do qual sobressai a caverna onde ficam instalados os grupos geradores. A estas há que adicionar outros espaços escavados para alojar equipamentos mecânico e elétrico, fundamentais na produção e transporte de energia, e para acessos, ventilação e segurança, elementos fundamentais na fase de exploração do empreendimento. Durante a construção, são também escavados túneis e poços de utilização temporária utilizados para aceder e atacar a escavação das obras principais.

Em Portugal, no presente, são doze as centrais em serviço instaladas em caverna: uma no rio Lima, seis na bacia Cávado-Rabagão, quatro no Douro internacional e uma no rio Távora, afluente do Douro (Plasencia, 2014). A sua realização processou-se em dois períodos temporais, o primeiro decorrido na década de 50 e até meados da década de 60 do século passado (Quadro 5), iniciando-se o segundo período, cerca de um quarto de século após o termo do primeiro, com o empreendimento do Alto Lindoso (Quadro 6). As centrais do primeiro período foram realizadas pela HICA, na bacia do Cávado-Rabagão, e pela HED, na bacia do Douro, enquanto as do segundo período respeitam a empreendimentos realizados sob a égide da EDP.

Para aproveitamento da queda de cada escalão, são especialmente relevantes os estudos hidráulicos que estão na base da configuração e dimensionamento do circuito hidráulico. Deste ponto de vista, constata-se que as centrais do Douro Internacional são caracterizadas por circuitos

hidráulicos curtos, sem chaminé de equilíbrio, enquanto as restantes possuem circuitos hidráulicos longos que implicaram a realização de chaminés de equilíbrio.

Quadro 5 – Centrais em caverna das décadas 1950-1960

Aproveita- mento hidroelétrico	Central				Adução	Restituição
	Potência instalada (MW)	Número de grupos	Queda bruta máx / min (m)	Caudal máximo turbinável (m³/s)	L (m)	L (m)
Salamonde	42	2	125 / 78	2 x 22	128	1 879
Cançada	62	2	121 / 77	2 x 34	190	7 500
Alto Rabagão	68	2 (*)	60 / 40	2 x 26	500	6 000
Miranda	180	3	66 / 51	3 x 128	87	292
Picote	195	3	74 / 63	3 x 117	91	100
Bemposta	240	3	71 / 59	3 x 152	74	185
Vilar- Tabuaço	58	2	461 / 432,5	2 x 9	15619	1966

L - comprimento (valores médios nos casos de Miranda, Picote e Bemposta); (*) - grupos equipados com bombagem.

Quadro 6 – Centrais em caverna pós 1990

Aproveitamento hidroelétrico	Central				Adução	Restituição
	Potência instalada (MW)	Número de grupos	Queda bruta máx / min (m)	Caudal máximo turbinável (m³/s)	L (m)	L (m)
Alto Lindoso	630	2	288 / 227	125	478	4 883
Venda Nova II	191	2 - R	422 / 400	51	1 400	2 800
Picote II	246	1	66,6 (*)	400	300	150
Venda Nova III	780	2 - R	414,1 (*)	200	2 840	1 380
Salamonde II	224	1 - R	115,1 (*)	207,2	200	1 910

L - comprimento; R - reversível; (*) - valores de queda útil

Em relação aos últimos, distinguem-se três situações definidas em função dos comprimentos relativos da adução versus restituição: a primeira, da qual a central de Vilar Tabuaço é exemplo singular, caracteriza-se por uma adução longa, dotada de chaminé de equilíbrio e uma restituição de menor comprimento, cujo funcionamento hidráulico dispensa a chaminé de equilíbrio; a segunda, na qual se incluem os aproveitamentos de Alto Lindoso no rio Lima, e de Alto Rabagão, Salamonde I, Salamonde II e Cançada na bacia Cávado-Rabagão, caracteriza-se por o circuito hidráulico possuir a adução curta e a restituição longa dotada de chaminé de equilíbrio; e a terceira, de que são

exemplos os reforços de potência de Venda Nova II e Venda Nova III, caracteriza-se por adução e restituição longas, ambas com chaminé de equilíbrio.

Nos pontos seguintes, serão abordados aspetos relativos às centrais agrupadas em função das configurações aqui sumariamente referidas.

4.3.1 – Centrais com circuitos hidráulicos curtos

O primeiro aproveitamento realizado no troço internacional atribuído a Portugal foi o escalão de Picote, seguindo-se-lhe Miranda e Bemposta, cada um dotado de três grupos comportas (EDP, 1986). Posteriormente, no segundo período referido no ponto anterior, foram realizados reforços de potência nestes escalões, todos dotados de um grupo, sendo o de Picote II o único com central em caverna (Figura 34a) (EDP Produção, 2019).

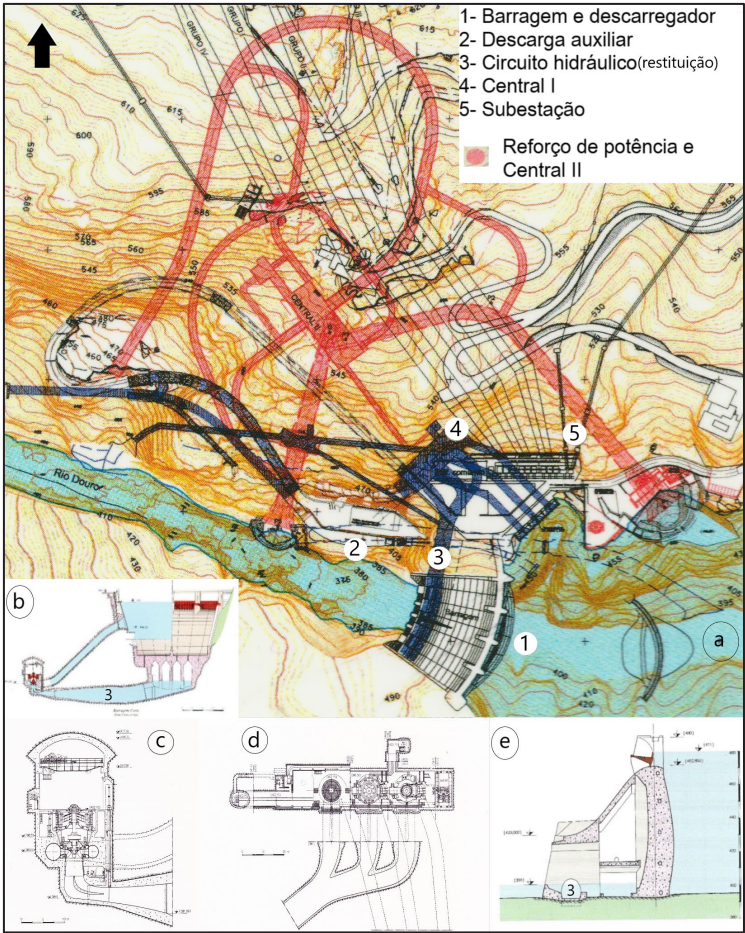


Fig. 34 – Aproveitamento hidroelétrico de Picote; a) planta geral (Picote I e Picote II); b), c), d), e elementos do circuito hidráulico e central de Picote I.

A barragem de **Picote** fica localizada numa formação granítica, em vale muito encaixado, com fundo à cota (400) e margens muito íngremes, principalmente abaixo da cota (475). A barragem é do tipo abóbada, com 92,3 m de corda no coroamento, entre encontros, e 100 m de altura máxima acima da fundação. O descarregador sobre a barragem tem 4 vãos, providos de comportas (EDP,

1986). Imediatamente a jusante da barragem, mas estruturalmente desligados desta, contrafortes de cabeças encostadas formam uma soleira-d Descarregador e um trampolim de lançamento, constituindo um salto de ski (Figura 34a e 34e).

A caverna da central de Picote tem um comprimento total de 88 m e vão de 16,6 m entre hasteais, tendo a altura máxima de escavação atingido 35 m. A abóbada é revestida por um arco de betão simples, de espessura variável e com 1,2 m no fecho, apoiado em entalhes no maciço rochoso escavados na parte superior dos hasteais (Nunes, 1961). Estruturalmente suspensas da abóbada, na zona das nascenças, betonaram-se duas vigas parede com banzo inferior alargado, o qual serve de apoio dos caminhos de rolamento das pontes rolantes (Figura 34c).

Nos hasteais, foram executadas pregagens na zona imediatamente subjacente a estas vigas. No lado de montante, a pregagem alargou-se a toda a altura da parede por, paralelamente a esta, ocorrerem falhas a cerca de 6 m da face (Azevedo e Martins, 1961). No âmbito do arranjo arquitetónico do espaço interior, foram construídas paredes separadas por um corredor das superfícies escavadas, o que possibilita a observação do maciço rochoso.

O circuito hidráulico desenvolve-se na margem direita, correspondendo a cada grupo uma tomada de água e adução em carga independente. Cada tomada de água é provida de grades móveis e comportas do tipo lagarta, que são os órgãos de proteção do circuito de adução e das turbinas. As aduções, estabelecidas em galerias inclinadas, têm um diâmetro interior de 5,50 m e são revestidas com betão. No troço inferior com 63 m de comprimento, além de betão, é reforçado com blindagem metálica (Figura 34a e 34b).

Alguns metros após a central, os três tubos de aspiração, providos de comportas do tipo lagarta que servem para visita da turbina e para proteção da central, convergem numa galeria de fuga única, com 15 m de altura e 12 m de largura (EDP, 2008), que restitui as águas turbinadas, sob o trampolim do descarregador de cheias (Figura 34d e 34e).

O acesso à central é feito por dois poços dotados de ascensores e escadas (Figura 35). Um deles, com a boca no interior do edifício de descarga, tem a profundidade de 35 m e uma secção que permite a movimentação do equipamento da central. O outro poço, com altura de 78 m, estabelece comunicação direta entre a central e o edifício de comando. Nele encontram-se instalados os barramentos de ligação dos grupos aos transformadores, e os cabos de comando e sinalização.

As configurações das centrais e circuitos hidráulicos dos aproveitamentos de Miranda e Bemposta, naturalmente dimensionados em função das características específicas dos locais de implantação, refletem aspetos que, em parte, resultam do experienciado na execução do escalão de Picote.

O aproveitamento de **Miranda** foi implantado numa zona onde o curso de água muda bruscamente de direção, formando uma curva fechada (Figura 36). Tal permitiu que o circuito hidráulico a montante e a jusante da central ficasse no mesmo alinhamento, com a boca da restituição afastada da zona de dissipação de energia das cheias uma vez que a barragem foi implantada antes da curva. Por cada grupo, estabeleceu-se um circuito hidráulico independente que inclui tomada de água, conduta forçada, tubo de aspiração e galeria de fuga. As bocas das tomadas de água, adaptadas ao perfil da encosta, são providas de grades móveis de proteção e comportas do tipo lagarta, sendo estas últimas dispostas em poços verticais. As comportas de proteção dos tubos de aspiração foram instaladas em galeria disposta paralelamente à central. As galerias de fuga, com secção em forma de ferradura com 9 m de diâmetro característico útil, são independentes (EDP, 1986).

A caverna da central de Miranda, com um comprimento total de 80 m, largura de 19,6 m e altura máxima de 42,7 m, foi escavada numa formação geológica complexa, essencialmente constituída por migmatitos, micaxistos e veios de quartzo. A abóbada é revestida por um arco parabólico de betão dimensionado para dirigir os impulsos descarregados nas nascenças para o interior do maciço rochoso. Para reforço do seu apoio, foram construídos três pares de pilares, betonados em poços escavados em antecipação à escavação geral do núcleo da caverna, contraventados inferiormente por uma viga que os liga. Posteriormente à escavação, foram betonadas as paredes, em contacto com a rocha, que acabaram ligadas à abóbada. As vigas de suporte do caminho de rolamentos da ponte

rolante foram apoiadas em pilares, portanto não suspensas da abóbada como em Picote (Nunes, 1961).

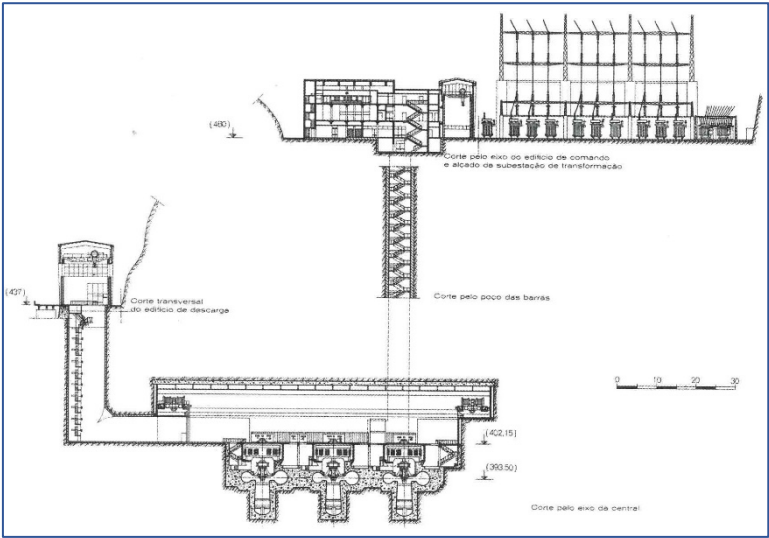


Fig. 35 – Central de Picote. Cortes – eixo da central, poços de acesso e edifício de comando.

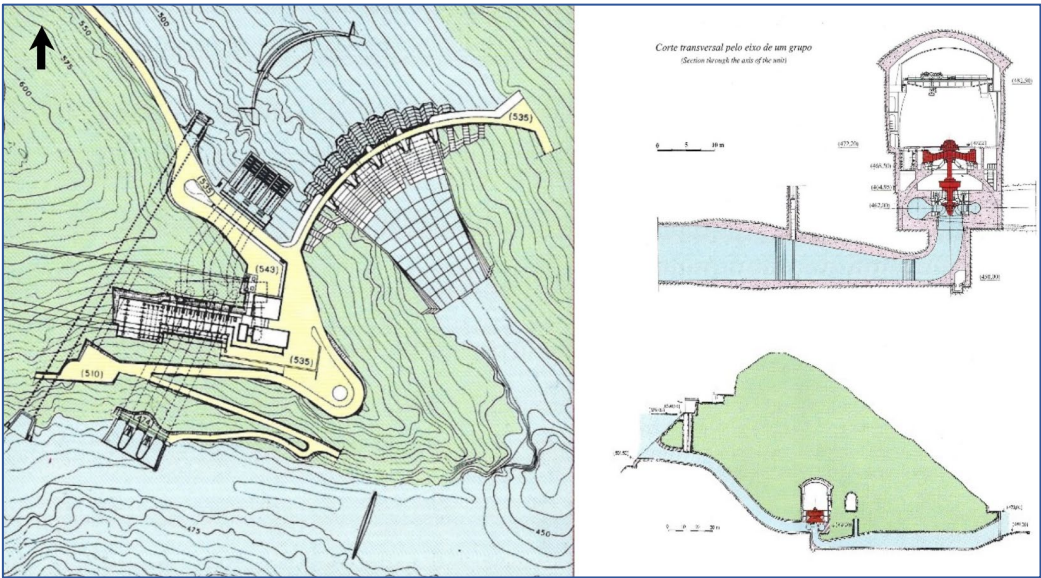


Fig. 36 – Aproveitamento hidroelétrico de Miranda (Miranda I). Planta geral, corte pelo eixo de um grupo e perfil pelo circuito hidráulico.

O edifício de comando, localizado na margem direita, junto do coroamento da barragem, onde se encontra também o edifício de descarga, comunica com a central através de um poço de acesso com cerca de 63 m de profundidade e 9 m de diâmetro.

No aproveitamento de **Bemposta**, a barragem foi implantada num local onde as margens são acentuadamente abruptas, dando ao perfil transversal do rio a configuração de um U com uma base

larga, numa zona em que o maciço é constituído, fundamentalmente, por rochas migmatíticas e granitos (Figura 37). A central em caverna, foi localizada em local que assegurasse uma eficaz proteção quanto à considerável subida das águas do rio, por ocasião das grandes cheias. A restituição das águas turbinadas faz-se por uma galeria de fuga única, com 14,8 m de largura e 16,8 m de altura, e com saída a jusante da bacia de dissipação (EDP, 1986).

A fixação da orientação do eixo longitudinal da central foi condicionada pelas direções da xistosidade e das fraturas dominantes. Esta mesma orientação foi igualmente condicionada pela necessidade de uma saída normal ao eixo da central das condutas de aspiração, de modo a permitir a localização das comportas ensecadeira das turbinas na caverna e um menor desenvolvimento das galerias de fuga.

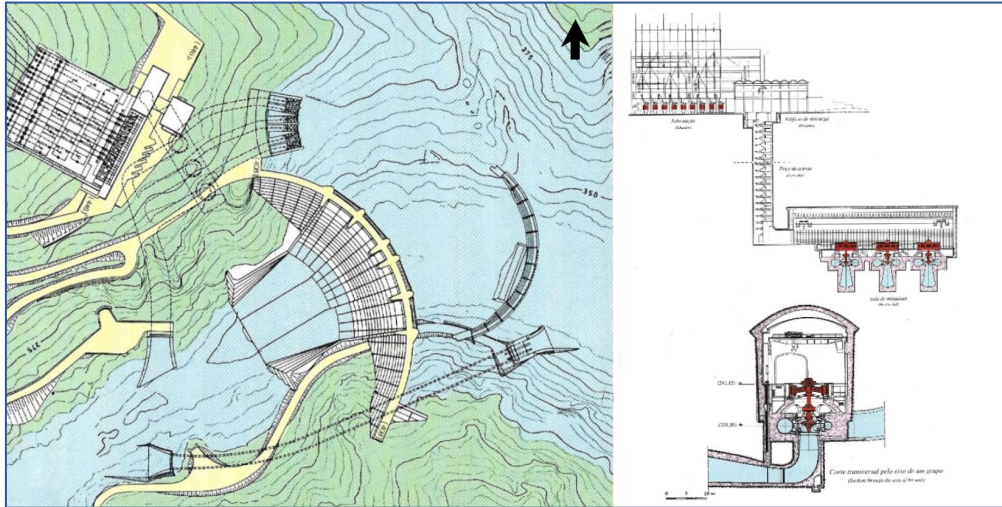


Fig. 37 – Aproveitamento hidroelétrico de Bemposta (Bemposta I). Planta geral e cortes da central.

A caverna da central tem 85 m de comprimento total, 22 m de largura e cerca de 45 m de altura máxima. A abóbada, à semelhança da central de Miranda, é revestida por um arco parabólico de betão apoiado no maciço e, também, em pilares executados em poços escavados em antecipação à escavação geral do núcleo da caverna, posteriormente incorporados nas paredes de betão que revestem a central.

O acesso à central é feito através de um poço com 105 m de altura e 9,5 m de diâmetro, onde estão instalados o ascensor de serviço, a escada, os barramentos de saída da energia e os cabos de baixa tensão que ligam a central com o edifício de comando, este localizado em zona sobrelevada relativamente ao coroamento da barragem. O edifício de descarga, situado em frente ao edifício de comando, abrange a boca do poço de acesso à central, o átrio de descarga, principalmente destinado à manobra do equipamento pesado para a central, e a oficina dos transformadores.

A conceção do reforço de potência de Picote, designado por **Picote II** (Figs. 34a e 38), foi naturalmente condicionado pela presença dos elementos do aproveitamento pré-existente – barragem, central, circuitos hidráulicos e albufeiras – e também pela geomorfologia da zona onde se encontram implantados (EDP Produção, 2019).

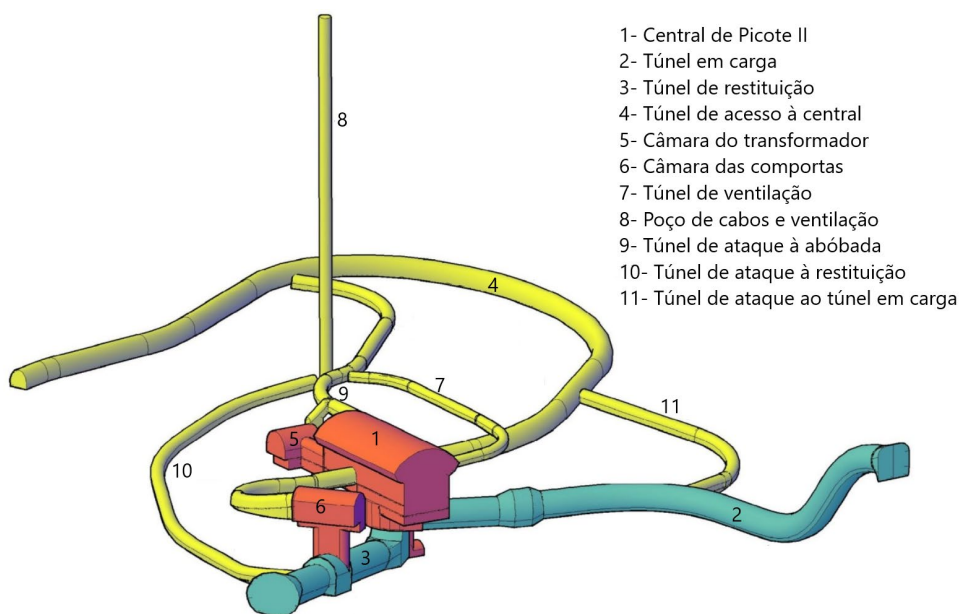


Fig. 38 – Picote II. Representação em perspectiva das obras subterrâneas.

O traçado do circuito hidráulico, necessariamente implantado na margem direita, foi definido de forma a contornar as obras existentes pelo interior do maciço.

A localização da central resultou, essencialmente, da ponderação dos seguintes fatores: *i)* o afastamento da nova central em relação à central existente, de modo a viabilizar a realização das escavações sem riscos significativos que pusessem em causa o normal funcionamento dos equipamentos desta durante a construção de Picote II; *ii)* a garantia de uma cobertura lateral da abóbada da caverna em relação à superfície da encosta; *iii)* os condicionamentos determinados pela existência das galerias de ataque às obras subterrâneas e acessos edificadas no âmbito da construção e exploração do aproveitamento existente. Por sua vez, para a orientação da caverna da central foram relevantes, para além da adequação das inserções dos circuitos de adução e de restituição, as características do maciço rochoso com destaque para a orientação das descontinuidades, o estado de tensão *in situ* e valores dos parâmetros de resistência e de deformabilidade. Da conjugação dos fatores referidos, resultou uma solução em que a nova central tem um afastamento mínimo de 85 m em relação à existente e uma orientação quase perpendicular a esta.

A tomada de água, localizada cerca de 120 m do encontro direito da barragem e a montante da tomada de água do aproveitamento existente, foi equipada com grades e comportas de segurança que são manobradas por equipamento instalado em plataforma situada acima do bocal da tomada de água. Foi construída ao abrigo duma ensecadeira de betão, do tipo abóbada delgada, com 35 m de altura máxima e 82 m de desenvolvimento no coroamento.

A galeria de adução tem cerca de 300 m de comprimento, dos quais os 260 m iniciais são revestidos por um anel de betão armado com 10,70 m de diâmetro interior e 0,65 m de espessura, sendo o restante blindado até à entrada da espiral da turbina. A zona blindada inclui um troço cónico de transição para um diâmetro de 9,00 m, um troço circular de 20 m de extensão com aquele diâmetro e um troço final de transição para a ligação à espiral, onde o diâmetro é de 7,40 m (Figura 39).

A restituição faz-se através dum bocal implantado cerca de 120 m a jusante da barragem. Implicou também a construção duma ensecadeira do tipo abóbada, com uma altura máxima de 29 m e um desenvolvimento de 50 m ao nível do coroamento.

A galeria de restituição tem uma extensão total de aproximadamente 150 m. Em cerca de metade deste comprimento, a secção é circular, com um diâmetro interior de 11,3 m. Os restantes troços correspondem a transições de secção variável: o inicial, que inclui o difusor e uma transição em betão para aquela secção circular; o final, junto ao bocal da restituição, que inclui uma transição quadrado-redondo e um septo vertical em betão armado que subdivide a secção em duas partes; o intermédio, também com um septo de betão, que criou as condições para a instalação de duas comportas ensecadeira que permitem o isolamento do grupo por jusante. Estas, com secção de 4,20 m de largura por 10,60 m de altura, são acionadas por servomotores instalados na caverna designada por câmara das comportas, acedida por uma galeria a partir da central.

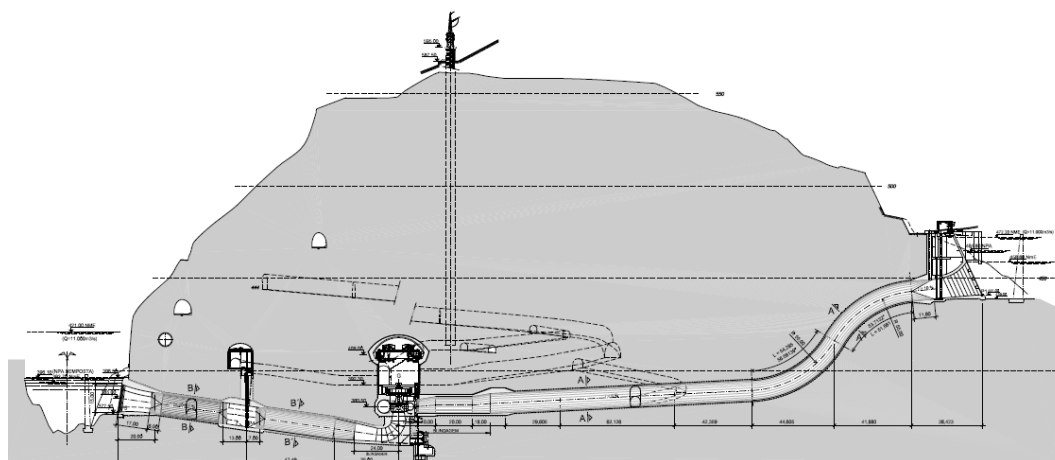


Fig. 39 – Picote II. Perfil do circuito hidráulico.

A caverna da central (Figura 40) tem uma altura variável entre 58 m na zona do grupo e 25 m no átrio de descarga e montagem. Ao nível do piso principal, tem 68 m de comprimento e 23 m de largura entre hasteais. Para instalar os equipamentos auxiliares, criaram-se vários pisos técnicos abaixo da cota do piso principal. Para o transformador principal e o posto de corte da central foi escavada uma caverna (câmara do transformador) com 14,8 m de comprimento, 13,0 m de largura e teto abobadado com 13,5 m de altura máxima. O pavimento desta câmara está à mesma cota do piso principal e comunica com a caverna da central através de uma galeria com 20 m de comprimento.

A movimentação dos equipamentos na central é assegurada por uma ponte rolante com capacidade nominal de 600 toneladas, com caminhos de rolamento suportados na estrutura da abóbada. Esta obrigou a uma escavação com o vão de 33 m e apoia-se diretamente no maciço subjacente cuja contenção lateral é assegurada por pregagens e betão projetado. No dimensionamento estrutural da abóbada de betão, para além da elevada carga da ponte rolante, foi tido em consideração o efeito da descompressão decorrente da escavação do núcleo da central, uma vez que esta se processou após a betonagem da abóbada (Lima et al., 2007).

Para suportar o dimensionamento das contenções e suportes, bem como da estrutura da abóbada, foi elaborado um modelo numérico tridimensional fundamentado em resultados de ensaios de caracterização laboratorial e *in situ* realizados pelo LNEC (Figura 41). Tal permitiu simular o faseamento das escavações da central e caverna do transformador. Foi ainda implementado um plano de monitorização, articulado com o LNEC, que integrou extensómetros de varas para a observação do comportamento do maciço, extensómetros elétricos do tipo Carlson e células de pressão para a monitorização do comportamento da abóbada.

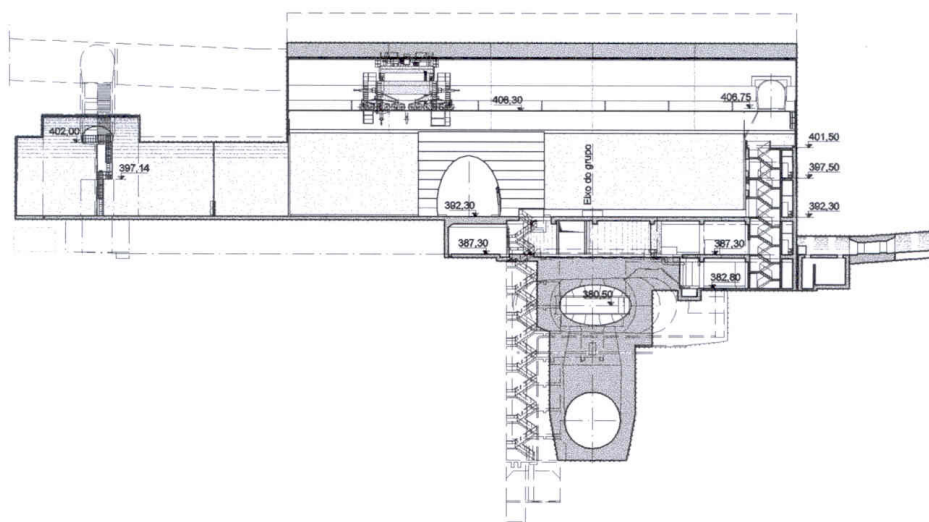


Fig. 40 – Picote II. Corte longitudinal pela central e câmara do transformador.

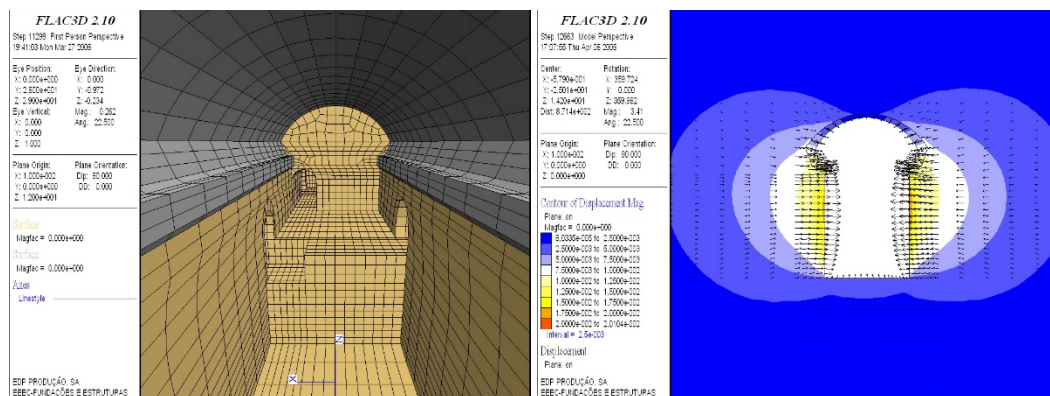


Fig. 41 – Central de Picote II. Modelo numérico: a) perspectiva da malha no interior da central; b) corte com representação dos deslocamentos no final das escavações (Esteves et al., 2008).

Para além da central e do circuito hidráulico, destacam-se, como elementos relevantes, o túnel de acesso à central a partir do exterior, elemento fundamental para a estratégia da obra (tanto no âmbito da construção civil como para o transporte dos equipamentos), e o poço de cabos e ventilação, por onde passam os cabos isolados a 220 kV que asseguram o transporte da energia produzida na central e permite a ventilação adequada da própria central. Este poço, com cerca de 180 m de altura e um diâmetro interior de 4,30 m, é revestido com betão armado e aloja uma escada a toda a sua altura que permite a inspeção dos cabos.

Entre as centrais, foi estabelecida uma ligação que aproveitou o troço final do túnel de ataque à primeira central e requereu, ainda, a execução de um túnel com 75 m de extensão, diâmetro de 3,50 m e inclinação próxima de 8%, escavado com recurso à tecnologia de *raise-boring* como forma de minorar o efeito das vibrações na central em exploração.

4.3.2 – Circuitos hidráulicos longos com central a jusante

O aproveitamento de **Vilar-Tabuaço** (Figura 42) é, até ao presente, o que possui o circuito hidráulico mais extenso em Portugal (cerca de 17,5 km). De entre os aproveitamentos com circuito hidráulico longo e central em caverna é o único cujo funcionamento hidráulico permitiu uma restituição em túnel não revestido e sem chaminé de equilíbrio (EDP, 1992). A conceção do circuito de adução apresenta analogias com a de outros aproveitamentos caracterizados por incluírem um trecho extenso, em túnel pouco inclinado e com ganho de carga hidráulica relativamente reduzido, seguido de outro trecho, com acentuado declive e correspondente ganho de carga, materializado por conduta metálica, de que são exemplo as aduções que servem a central de Vila Nova e a adução da central de Vilarinho das Furnas.

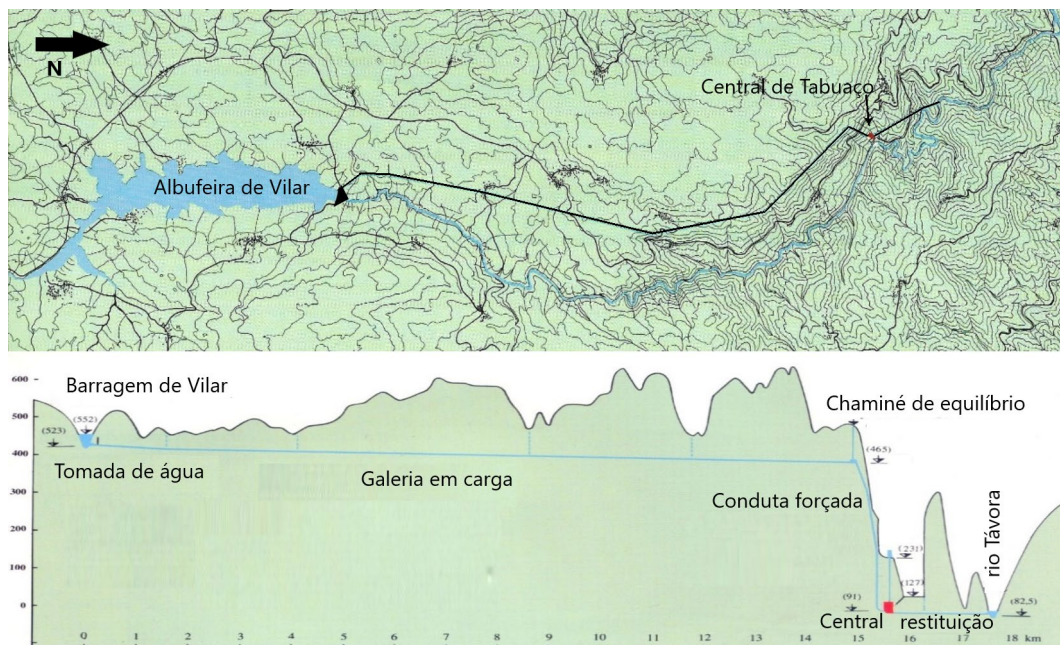


Fig. 42 – Aproveitamento hidroelétrico de Vilar-Tabuaço. Circuito hidráulico. Planta e corte.

A tomada de água do aproveitamento de Vilar-Tabuaço situa-se junto ao encontro esquerdo da barragem de Vilar, no rio Távora. Neste encontro, um poço garante o acesso à câmara da comporta de obturação do túnel em carga e aos órgãos de comando da comporta. O túnel, com cerca de 15 km de extensão e 2,85 m de diâmetro médio, revestido com betão, termina na chaminé de equilíbrio constituída por um poço com cerca de 84 m de altura e secção circular de 2,80 m de diâmetro. A chaminé tem duas câmaras de alimentação, de secção elítica, com área de 11 m² e 18 m de comprimento, na parte inferior, e uma câmara de expansão, de secção retangular com 30 m² de área e 70 m de extensão, a coroar o poço.

Após a chaminé de equilíbrio, a adução de água à central é feita por conduta forçada, com 665 m de comprimento total, subdividida em troços de características distintas. No primeiro troço, a conduta está inserida numa galeria visitável, a que se segue um troço a céu aberto e, por último, um troço constituído por um poço blindado com 156 m de altura. A proteção da conduta forçada é feita por uma válvula de fecho automático, do tipo borboleta, com 2,30m de diâmetro, instalada numa câmara localizada imediatamente a seguir à chaminé de equilíbrio.

A central tem 40m de comprimento, 15 m de largura e 27 m de altura máxima. A abóbada é revestida por um arco em betão apoiado no maciço rochoso (metassedimentar) em entalhes localizados na parte superior dos hasteais. Estruturalmente, esse arco é independente das estruturas subjacentes. As vigas de suporte do caminho de rolamentos da ponte rolante apoiam-se em pilares distribuídos ao longo dos hasteais (Figura 43).

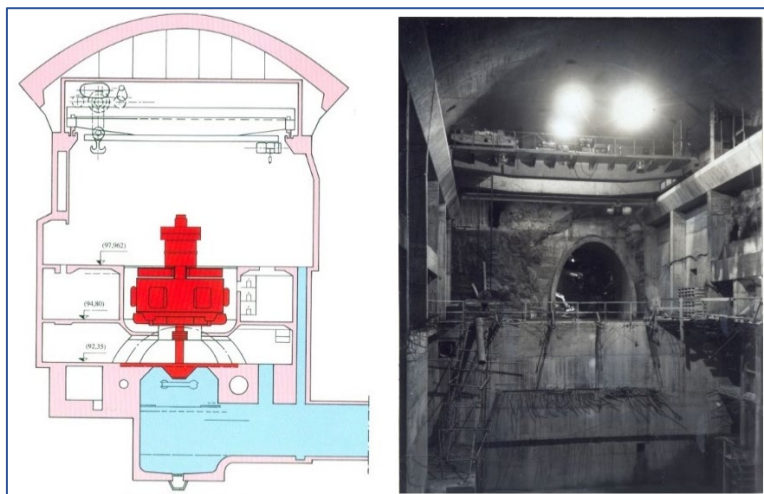


Fig. 43 – Central de Vilar-Tabuaço. Corte transversal e foto com a ponte rolante já em serviço.

A restituição da água turbinada é feita cerca de 2 km a jusante da central, por túnel não revestido com 9 m² de secção. Nos trechos com condições geotécnicas mais desfavoráveis, foram adotados, como suporte, gunito (betão projetado) e anéis de betão cofrado.

O acesso à central faz-se a partir do edifício de comando implantado à superfície através de um poço vertical com 135 m de altura e 6 m de diâmetro. Um túnel utilizado durante a escavação da central, pouco inclinado e com entrada protegida por uma porta estanque, permite também o acesso de grandes equipamentos.

4.3.3 – Circuitos hidráulicos longos com central a montante

Os aproveitamentos hidroelétricos de Salamonde, Caniçada e Alto Rabagão construídos por esta ordem nas décadas 1950-1960, dispõem de centrais em caverna incluídas nesta categoria, cujas características de referência são apresentadas no Quadro 5. Também nesta categoria, há a referir o aproveitamento do Alto Lindoso, com a maior potência instalada à data da sua entrada em serviço (1992), e o reforço de potência do aproveitamento de Salamonde, Salamonde II (2016), cujas características de referência são apresentadas no Quadro 6.

Em complemento, no Quadro 7, apresentam-se outras características destes aproveitamentos hidroelétricos relativas à central, incluindo acessos, e à adução e restituição do circuito hidráulico.

Como singularidades dos aproveitamentos construídos no primeiro período, pela HICA, regista-se que Salamonde é o primeiro aproveitamento hidroelétrico construído em Portugal com central em caverna, Caniçada é o aproveitamento cujo circuito hidráulico apresenta a mais extensa restituição, logo seguido do aproveitamento do Alto Rabagão. Este último é o primeiro aproveitamento construído em Portugal com o objetivo específico de uma regularização hidrológica interanual, para além duma reserva de potência e de um apoio estival, e é também o primeiro aproveitamento a ser dotado de bombagem.

Quadro 7 – Circuitos hidráulicos longos com central a montante. Características.

		Salamonde	Caniçada	Alto Rabagão	Alto Lindoso			Salamonde II
					Grupos	VE	VB	
Central	Comprimento (m)	30	40	44	91	60	63	66
	Largura (m)	13	18	18	21	10	10	26,5
	Altura máxima (m)	31,5	30	37	47,85	23	26	56,2
	Abóbada Suporte	arco em betão	arco em betão	arco de volta inteira, em betão,	arco em betão armado	arcos em betão armado	arcos em betão armado	pregagem e bpf
	Hasteais Suporte	pregagem	pregagem	acima do piso principal	pregagem e bpf	bp	pregagem ocasional	pregagem
	Pontes rolantes Suporte	vigas suspensas da abóbada	vigas suspensas da abóbada	suspensa e encastrada no arco	integrada na abóbada	vigas sobre pilares	vigas sobre pilares	vigas ancoradas e apoiadas em pilares
	Formação geológica	granito	granito	granito	granito			granito
	Acessos	poço: h = 121 m d = 7,0 m	poço: h = 134 m d = 7,5 m	poço: h = 130 m d = 7,5 m	poço: h = 350 m; di = 6,8 m galeria: l = 1780 m; secção: 60 m2			poço: h = 180 m; d = 7,2 m galeria(ferradura): l = 985 m; d = 8,2 m; h = 8,4m
Adução	Secção corrente	di = 4,1 e 3,3 m	d = 4,85 m	di = 7,8 m a 9,1 m2	di = 6,0 m > cota (180) di = 5,1 m < cota (180)			di = 8,30 m di = 5,80 m (troço blindado - 46 m)
	Revestimento	betão e blindagem envolta em betão	betão e blindagem envolta em betão	blindagem envolta em betão	betão armado > cota (180) blindagem < cota (180)			betão armado e blindagem envolta em betão (46 m)
Restituição	Secção corrente	ferradura A=29,9 m2	ferradura A=38,35m2	circular A = 10,2 a 12,9 m2	circular di= 8,30 m A = 54 m2			di = 11,5 m (nominal)
	Revestimento	não revestida	não revestida	betão cofrado	betão cofrado			bpf + pregagem

bp - betão projetado; bpf - betão projetado com fibras; di - diâmetro interior; h - altura; l - comprimento
VE - caverna das válvulas esféricas; VB - caverna das válvulas borboleta

As configurações dos circuitos hidráulicos e centrais destes aproveitamentos evidenciam algumas similitudes e também evoluções havidas entre eles. Como princípios orientadores adotados pela HICA, a localização e orientação das cavernas foram escolhidas tendo em vista os seguintes condicionamentos (Fernandes, 1955):

- conseguir que as aduções, sob elevada pressão, fossem o mais curtas possível e permitissem uma entrada conveniente na caverna das condutas de alimentação das turbinas;
- conseguir um adequado traçado das obras de restituição da água depois de turbinada;
- posicionar a caverna e o poço de acesso imediatamente a jusante da barragem e ao abrigo da cortina de injeções da fundação desta;
- a posição do poço de acesso e a localização, no exterior, do edifício da subestação.

O conjunto dos princípios referidos são, genericamente, válidos para as cavernas das restantes centrais deste item, como também para as descritas no item 4.3.1.

No aproveitamento de **Salamonde**, a central situa-se imediatamente a jusante da barragem, do lado da margem esquerda, a cerca de 50 m abaixo do leito do rio. A caverna tem 30 m de comprimento, 13 m de largura e 31,5 m de altura máxima. A abóbada é revestida por um arco em betão não armado em cujas nascentes foram suspensas, por tirantes, as vigas da ponte rolante, o que permitiu a betonagem antecipada destas vigas e a montagem da ponte rolante, logo que concluídas as escavações principais da central (EDP, 2006a).

A central comunica com o edifício da subestação, localizado no exterior, por um poço de acesso com 7 m de diâmetro e 121 m de altura revestido com betão. Nele foram instalados os barramentos que ligam os alternadores aos transformadores principais, os cabos que fazem a interligação da caverna com o edifício da subestação, uma escada de serviço, um monta-cargas e a conduta metálica de ventilação da chaminé de equilíbrio.

A galeria em carga, com 128 m de extensão total, apresenta dois troços distintos: o primeiro com 10% de inclinação, secção circular de 4,10 m de diâmetro e 41,3 m de extensão, e o segundo com 85% de inclinação, secções circulares de 4,10 m e 3,30 m de diâmetro e 86,7 m de comprimento (Figura 44).

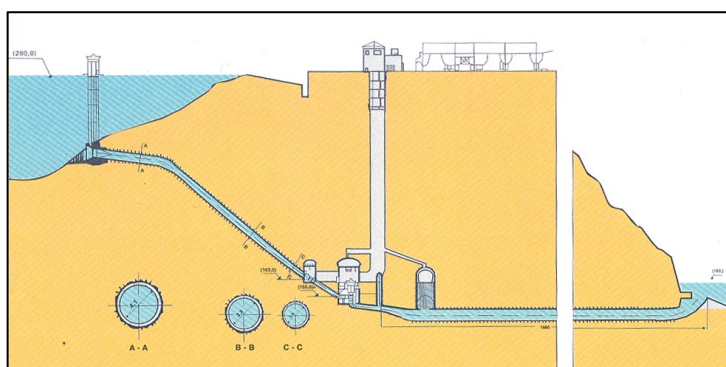


Fig. 44 – Aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Corte pelo circuito hidráulico.

No final, a galeria em carga bifurca-se nas duas condutas de alimentação das turbinas, nas quais se inserem as respetivas válvulas de admissão instaladas numa câmara separada da caverna da central. As condutas de alimentação das turbinas, para além da face das paredes da câmara de válvulas bem como o último troço da galeria em carga, são revestidas com blindagem metálica, dotada de anéis de reforço contra possíveis pressões externas, e anel de betão encostado à rocha (Figura 45).

Depois de turbinada, a restituição da água é feita, a baixa pressão, por uma galeria de fuga, de 29,9 m² de secção em forma de ferradura standard e 1860 m de comprimento, em maciço granítico de boa qualidade que permitiu dispensar qualquer revestimento, exceto em pequenos troços cujo total pouco excedeu os 100 m. A chaminé de equilíbrio, situada poucos metros a jusante da central, comunica com a galeria de fuga pelo teto através de orifício circular de 3,00 m de diâmetro. É formada por uma câmara inferior, de 330 m² de secção e 8,0 m de altura média (soleira à cota (147,90)), ligada por poço vertical, de secção circular de 80 m², à câmara superior, esta com 420 m² de secção horizontal e 6,7 m de altura (soleira à cota (164,40)). A ventilação da chaminé é assegurada por uma galeria que parte do teto da câmara superior e vai ligar, no poço de acesso à central, a uma conduta metálica que sobe ao longo deste e desemboca ao ar livre.

Em comunicação com o poço de acesso à caverna, situa-se a câmara das comportas enescadeira revestida com betão. As comportas, quando colocadas nas condutas de saída da água das turbinas, permitem pôr estas a seco para trabalhos de inspeção e reparação.

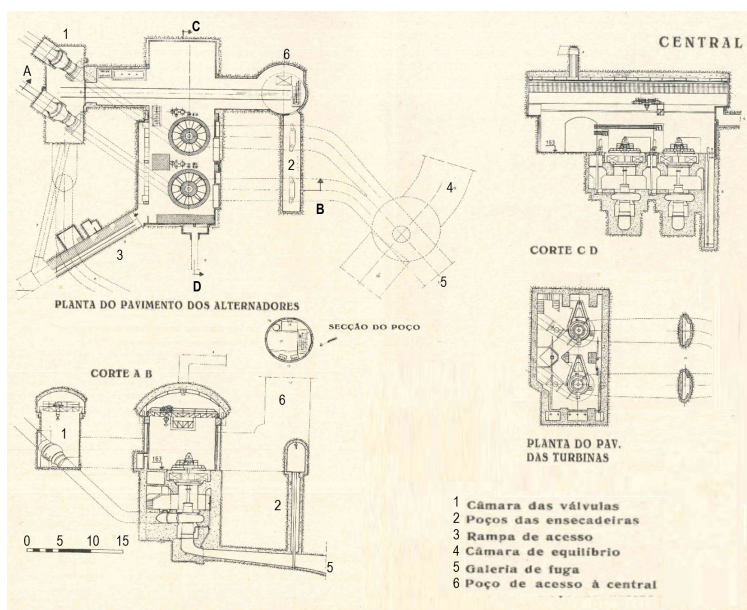


Fig. 45 – Aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Cortes e plantas da central.

O aproveitamento de **Caniçada** (Figura 46) tem uma conceção similar à adotada no aproveitamento de Salamonde, destacando-se como principal diferença o facto de a caverna da central de Caniçada ter uma largura 5 m superior, o que permitiu dispensar as cavidades específicas para alojar os órgãos mecânicos de ensecamento dos grupos (HICA, 1968).

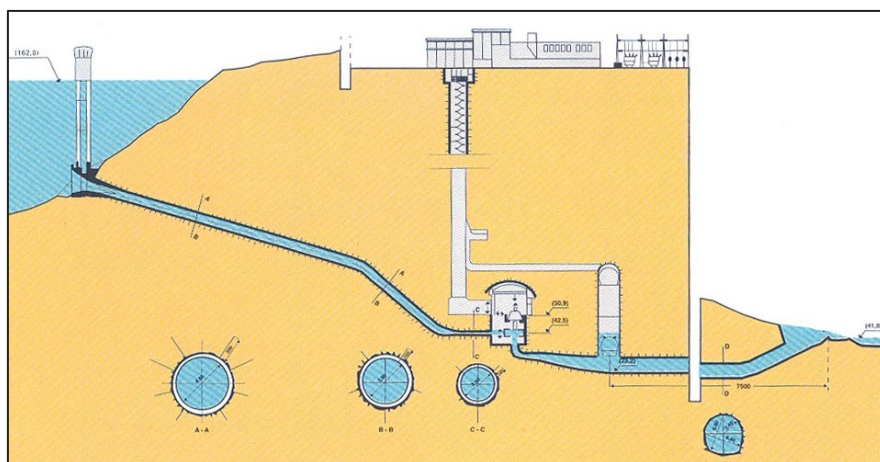


Fig. 46 – Aproveitamento hidroelétrico de Caniçada. Corte pelo circuito hidráulico.

O aproveitamento do **Alto Rabagão** apresenta, como principais elementos diferenciadores no que reporta ao circuito hidráulico, uma tomada de água inserida no corpo da barragem e um circuito de adução blindado. Este atravessa o perfil gravidade da barragem para depois mergulhar em poço vertical com 133 m de altura, a que se segue um troço horizontal que, na proximidade da central, bifurca por forma a alimentar as duas turbinas-bomba. A restituição, a jusante dos ramais

provenientes dos grupos, consiste numa galeria circular integralmente revestida com betão (HICA, 1968). Em bombagem, a circulação da água faz-se no sentido inverso pelas mesmas condutas, à exceção dos ramais que alimentam as bombas que elevam a água da albufeira de Venda Nova para a albufeira do Alto Rabagão (Figura 47).

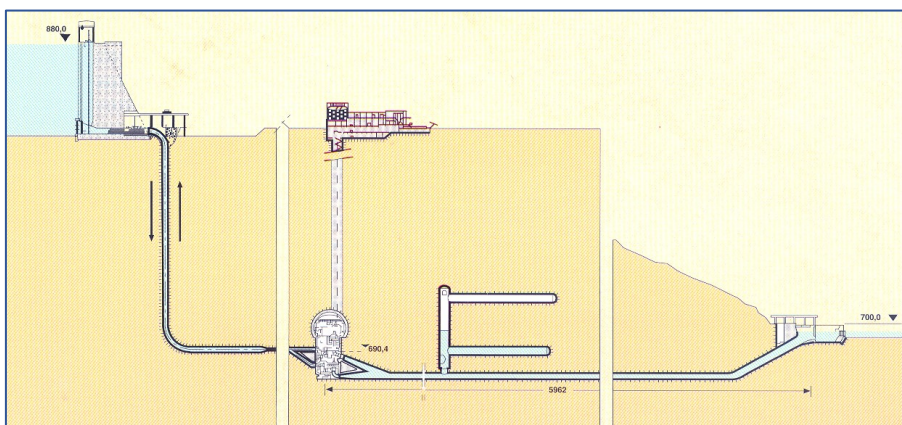


Fig. 47 – Aproveitamento hidroelétrico de Alto Rabagão. Corte pelo circuito hidráulico.

A caverna da central do Alto Rabagão, embora inicialmente prevista com uma configuração semelhante à de Caniçada, acabou por ser revestida, a partir do nível do piso principal da central, por um arco de volta inteira em betão, solução estrutural considerada como mais adequada face à menor qualidade do maciço rochoso. No final da construção, foram erguidas paredes desligadas dos hasteais e elevadas até à estrutura de apoio do caminho de rolamentos, as quais dão a falsa ilusão de hasteais verticais.

O aproveitamento do **Alto Lindoso** é uma das obras mais relevantes no panorama das obras hidroelétricas realizadas em Portugal (Figura 48).

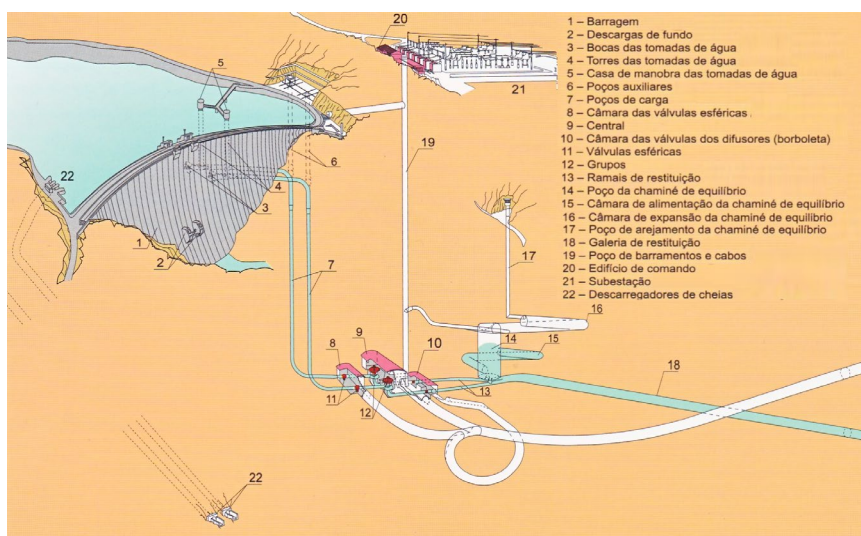


Fig. 48 – Aproveitamento hidroelétrico de Alto Lindoso. Perspetiva.

A multidisciplinaridade e valia deste empreendimento tiveram expressiva repercussão a nível internacional, traduzida na atribuição do relevante prémio “Ponte de Alcántara”, destinado a premiar as melhores obras públicas espanholas, portuguesas e ibero-americanas avaliadas nas suas vertentes culturais, estéticas, funcionais e sociais, assim como relativamente à qualidade técnica do respetivo projeto e à perfeição atingida na sua execução.

Na componente das obras subterrâneas, constitui um marco assinalável pelo layout, dimensão e tipo de obras, a maioria destas realizadas a grandes profundidades, sendo de assinalar que foi o primeiro aproveitamento hidroelétrico construído em Portugal onde foi utilizada a técnica de *raise-boring* na abertura de poços. A conceção do aproveitamento beneficiou da participação de técnicos que, para além da competência, tinham grande experiência adquirida nos empreendimentos com obras subterrâneas construídos nas décadas de 50 e 60. A estes, juntou-se um número significativo de jovens técnicos que iniciaram a atividade, neste tipo de obras, na segunda metade da década de 70 e década de 80, cuja experiência, aqui adquirida, viria a mostrar-se de grande utilidade nos projetos de aproveitamentos hidroelétricos realizados no presente século.

A central do aproveitamento do Alto Lindoso localiza-se, em planta, a cerca de 70 m a sul do encontro esquerdo da barragem. Está situada a cerca 350 m de profundidade em relação à superfície do terreno e 200 m abaixo do nível do rio Lima.

O circuito hidráulico entre as tomadas de água e a boca de saída da restituição tem, em planta, uma extensão com cerca de 5340 m. Entre as tomadas de água e a chaminé de equilíbrio, a cada grupo gerador corresponde um circuito independente. Um pouco a jusante da chaminé, os dois circuitos unem-se na galeria de restituição que vai desembocar na albufera de Touvedo, cerca de 900 m a montante da antiga central de Lindoso (Figura 49) (EDP, 1993).

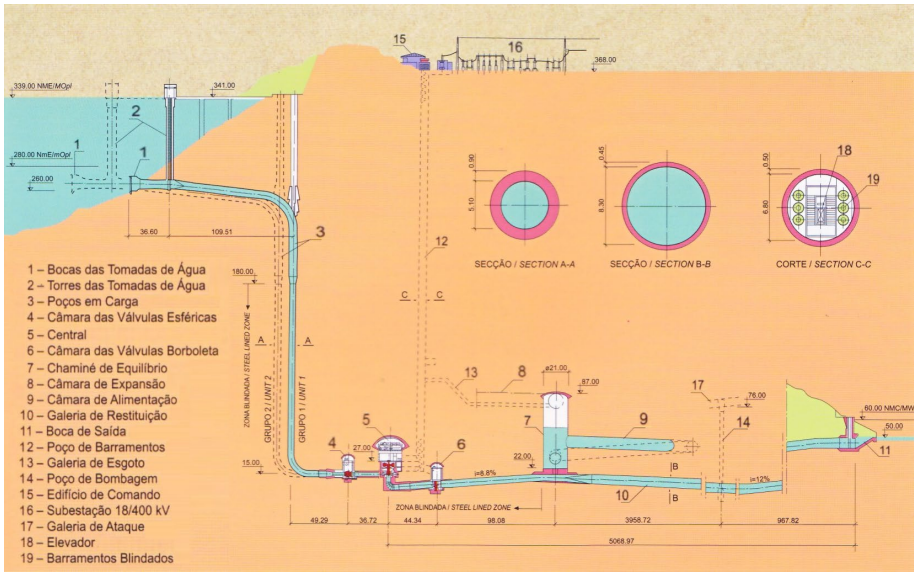


Fig. 49 – Aproveitamento hidroelétrico de Alto Lindoso. Circuito hidráulico. Perfil longitudinal.

Após as tomadas de água, a adução a cada grupo faz-se por curtas galerias e poços em carga, com cerca de 240 metros de altura, revestidos por um anel de betão armado com 6,00 m de diâmetro interior acima da cota (180), sendo os 165 m inferiores revestidos com blindagem, com diâmetro interior de 5,10m, que se prolonga até às válvulas esféricas. Os ramais de restituição, a jusante das válvulas borboleta e até à chaminé de equilíbrio, são blindados, com diâmetro interior de 5,75 m.

A chaminé de equilíbrio tem forma cilíndrica, com 21 m de diâmetro e 65 m de altura, e é revestida com betão armado. É provida de uma câmara superior de expansão e uma câmara inferior de alimentação. Estas câmaras têm, respetivamente, 300 m e 380 m de desenvolvimento, 12 m e 9,50 m de diâmetro e volumes de 36 000 m³ e 27 000 m³.

O complexo da central é constituído por três cavernas: a principal, onde estão instalados os grupos, a caverna das válvulas esféricas a montante daquela e a caverna das válvulas borboleta a jusante da caverna principal. (Figura 50) A partir da central, estabeleceram-se ligações com ambas as câmaras e uma ligação vertical, em poço, com o edifício de comando e a subestação. Neste poço, encontram-se instalados os barramentos condutores da energia produzida, os cabos de sinalização e comando, uma escada e um ascensor com um curso de 341,35 m.

Para acesso definitivo e ataque das escavações do complexo de cavernas, chaminé de equilíbrio e frente de montante da galeria de restituição, foi escavado um túnel com 1780 m de extensão, secção livre de 60 m², 7,85 m de altura e 11% de pendente, que permite o acesso rodoviário à central.

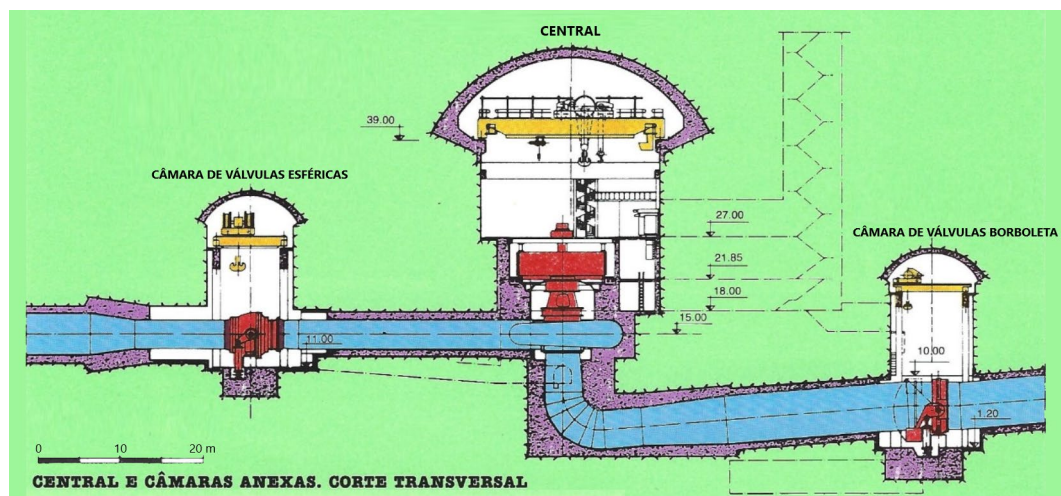


Fig. 50 – Aproveitamento hidroelétrico de Alto Lindoso. Cavernas do complexo da central.

Na fase de escavação, quando o túnel de acesso atingiu o nível do piso principal da central, foi escavada uma galeria piloto de prospeção ao longo do eixo da caverna. A partir do túnel de acesso, foram escavados túneis até às entradas das duas câmaras de válvulas. Estas escavações, realizadas em antecipação às obras principais, permitiram, para além da caracterização geológica das superfícies escavadas, a realização, pelo LNEC, de ensaios de caracterização geomecânica (deformabilidade – LFJ, determinação do estado de tensão – SFJ e STT, microssísmica de refração segundo eixos paralelos ao eixo da caverna principal) e a colheita de amostras para ensaios laboratoriais (compressão uniaxial, com estudo da anisotropia do módulo de deformabilidade, deslizamento sobre descontinuidades) (Lima e Neiva, 1995). A informação obtida serviu de suporte às análises de comportamento do maciço envolvente das grandes cavidades subterrâneas, tendo sido para o efeito relevante a implementação do plano de monitorização, também acompanhado pelo LNEC (Figura 51).

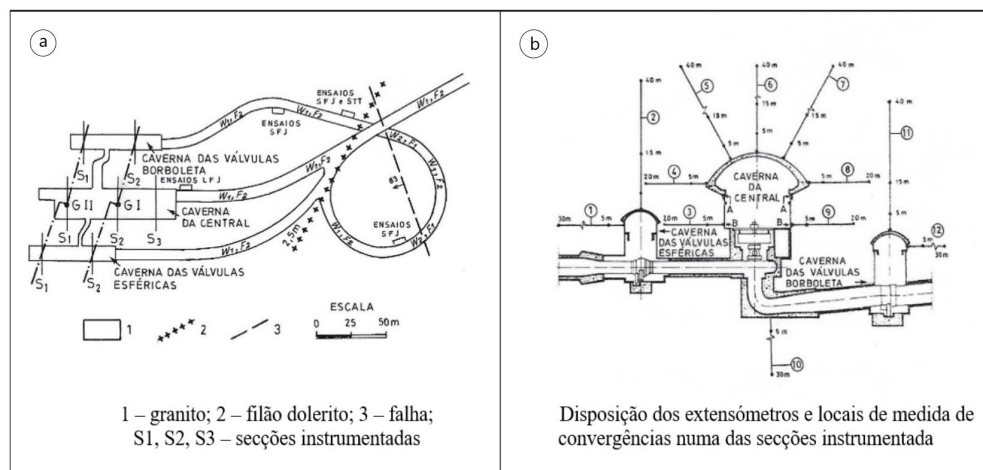


Fig. 51 – Complexo de cavernas da central do Alto Lindoso: a) planta com caracterização e localização dos ensaios e das secções instrumentadas; b) representação duma secção instrumentada

A primeira caverna a ser escavada foi a dos grupos, tendo-se começado pela abóbada. Embora ao nível do pavimento principal, a caverna tenha 21 m de largura, ao nível de inserção da abóbada, a largura da escavação foi de 33m por necessidade de assegurar uma entrega adequada no maciço rochoso e simultaneamente garantir um pé direito livre de 6 m acima do caminho de rolamentos. Nas paredes, para além do suporte com pregagem sistemática e betão projetado, foram realizadas vigas de contenção ancoradas, posicionadas imediatamente abaixo da estrutura da abóbada onde foram fixados os carris da ponte rolante.

No teto da caverna das válvulas esféricas, em zonas localizadas, utilizou-se como suporte betão projetado, rede metálica e pregagem, tendo sido, no final, construída uma abóbada em betão sobre cada uma das válvulas. Nas paredes, aplicou-se sistematicamente betão projetado e em áreas restritas utilizou-se rede metálica e pregagem. No teto da caverna das válvulas borboleta, foram também construídas abóbadas em betão sobre as válvulas e betão projetado na parte restante. Nas paredes, ocasionalmente, foram utilizadas pregagens.

O reforço de potência designado por **Salamonde II**, caracteriza-se por ter um circuito hidráulico subterrâneo integralmente situado na margem esquerda. A caverna da central localiza-se a cerca de 200 m de profundidade e a uma distância de cerca de 90 m, em planta, da caverna dos grupos da central antiga (EDP Produção, 2019).

A dimensão das secções de escavação dos elementos do circuito hidráulico e da central, comparativamente com as dos restantes aproveitamentos construídos na bacia do Cávado nas décadas de 50-60, é bastante superior, em resultado das diferenças associadas à grandeza da potência instalada, do caudal e do número e características dos grupos. Por ser equipado com um grupo reversível, constituído por turbina-bomba, resultou daí a necessidade de descida da cota do plano referência da roda da turbina, cerca de 30 m, em relação à cota de referência do aproveitamento inicial.

Para além destes aspetos, o layout de Salamonde II apresenta similitudes com o observado em parte das configurações dos aproveitamentos focados neste item (Figura 52). Registam-se, no entanto, alguns elementos diferenciadores (abóbada da central, viga do caminho de rolamentos, restituição) que também estão presentes nas soluções adotadas nos aproveitamentos de Venda Nova II e de Venda Nova III, estes focados no próximo item.

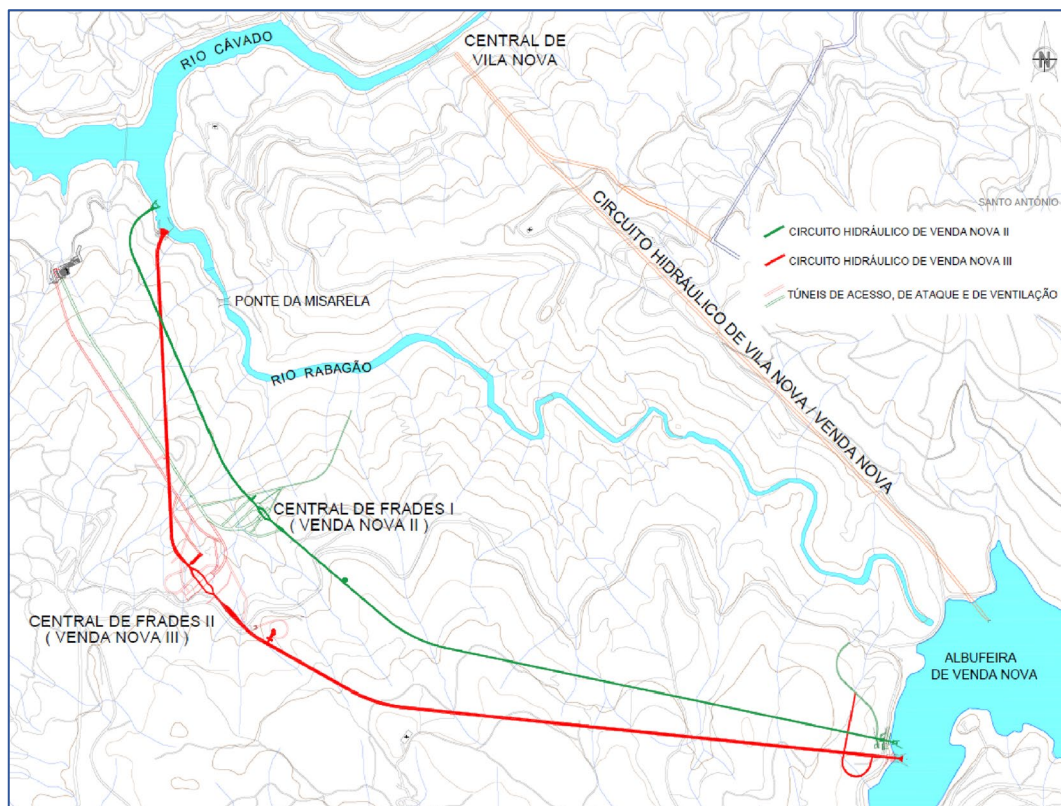


Fig. 53 – Aproveitamentos hidroelétricos de Venda Nova: Venda Nova / Vila Nova (1951), Venda Nova II / Frades I (2005) e Venda Nova III / Frades II (2016).

Na essência, os **circuitos hidráulicos** destes reforços de potência são compostos por tomada de água na albufeira de Venda Nova, túnel em carga (com cerca de 2,8 km de extensão e 14% de inclinação), chaminé de equilíbrio superior, desarenador (seguido de um troço blindado adjacente à central do lado montante), chaminé de equilíbrio inferior, túnel de restituição (com cerca de 1,4 km de comprimento) e restituição (utilizada como tomada de água em modo bomba) na albufeira de Salomonde.

Nas Figura 54 e na Figura 55 representa-se em perspetiva, respetivamente, o esquema geral do circuito hidráulico de Venda Nova II e o esquema do conjunto dos dois reforços de potência. No Quadro 8 apresenta-se um conjunto de informações que permite avaliar de forma comparativa a dimensão relativa de ambos.

Os **túneis da restituição** são subhorizontais, apresentando o de Venda Nova II uma ligeira pendente ascendente para jusante, o que permite, em caso de necessidade, o seu esvaziamento por gravidade para o poço de bombagem da central. Em Venda Nova III, o túnel de restituição tem um ponto baixo, numa posição intermédia entre a central e o bocal de restituição, que possibilita o seu esvaziamento através de um poço com cerca de 90 m de altura e secção circular com 3 m de diâmetro. No que concerne ao seu traçado, condições topográficas e geotécnicas levaram a adotar uma solução em que o túnel de Venda Nova III se cruza, em planta, com o de Venda Nova II, passando sob este a uma distância de cerca de 30 m.

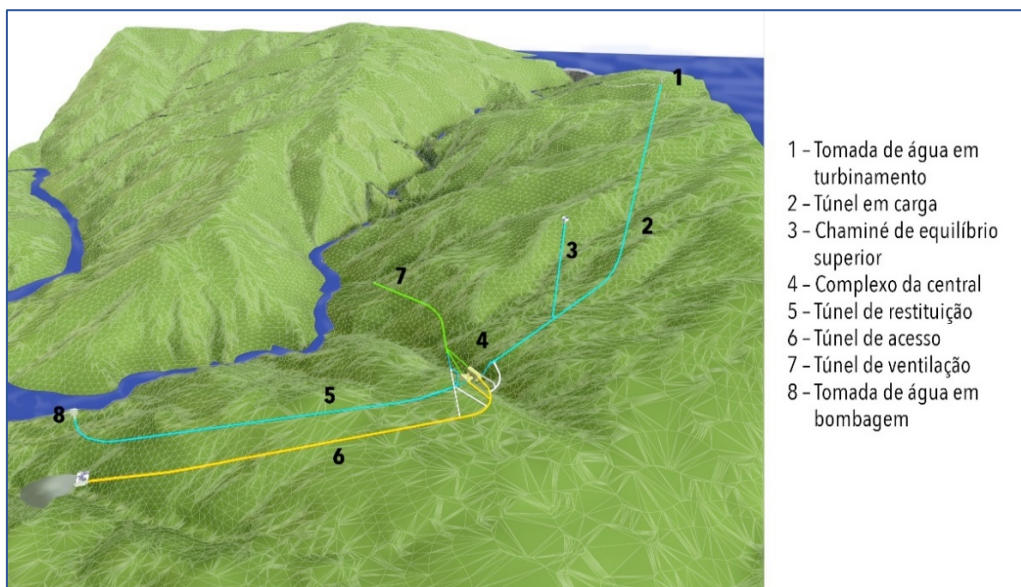


Fig. 54 – Reforço de potência de Venda Nova II. Esquema geral do circuito hidráulico.

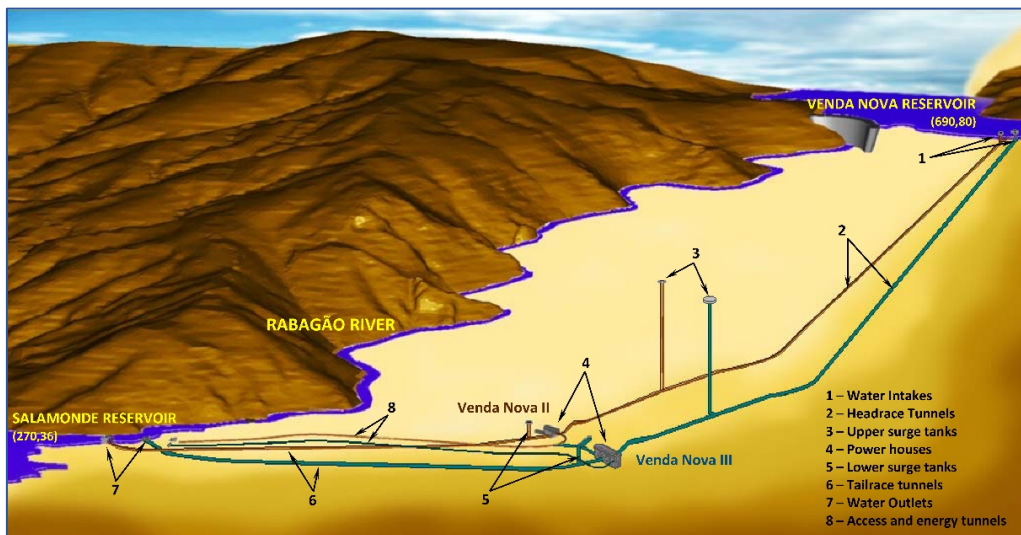


Fig. 55 – Esquema geral dos reforços de potência de Venda Nova II e Venda Nova III.

Os **túneis de adução** têm um desenvolvimento próximo, mas divergindo no sentido da central, à medida que a carga hidráulica sobe. Por razões de segurança, adotou-se, para Venda Nova III, um traçado mais afastado do vale e com maior cobertura de terreno que o de Venda Nova II. Em complemento, tendo em consideração o facto de Venda Nova II se ter mantido em operação durante a execução do túnel de Venda Nova III, foram definidos procedimentos específicos para prospeção sistemática das condições de afluxo de água à frente de escavação, com furos exploratórios (Figura 56), bem como procedimentos para o eventual tratamento por injeções, caso tal afluxo fosse excessivo.

Quadro 8 – Circuitos hidráulicos de Venda Nova II e Venda Nova III.

		Venda Nova II / Frades I	Venda Nova III / Frades II
Central	Equipamento	2 grupos reversíveis, com uma potência de 97,4 MW/106,4 MVA cada, correspondendo a um caudal turbinado de 25 m ³ /s e a um caudal de 20 m ³ /s em modo bomba	2 grupos reversíveis de velocidade variável, com uma potência nominal de 390,5 MW/420 MVA cada, correspondendo a um caudal turbinado de 100 m ³ /s e a um caudal de 88, 5 m ³ /s em modo bomba
	Caverna dos grupos	l = 60 m; b = 19 m; h = 40 m	l = 103 m; b = 25 m; h = 60 m
	Caverna dos transformadores	l = 40 m; b = 14 m; h = 11 m	l = 50 m; b = 19,6 m; h = 23,85 m
	Câmara das comportas	(<i>orgãos de manobra inseridos na caverna da central</i>)	l = 43 m; b = 11 m; h = 10,4 m
Adução (em turbinamento)	Bocal	b = 10 m; h = 7 m	b = 18 m; h = 12 m
	Túnel em carga	l = 2 800 m d = 6,30 m (característico)	l = 2 806 m d = 12,00 m (característico)
	Desarenador superior	l = 45 m di = 10 m (máximo)	l = 105 m di = 20 m (máximo)
	Chaminé de equilíbrio superior	poço vertical com h = 420 m e câmara de expansão à superfície; parte inferior do poço com d = 4,5 m de diâmetro (não revestido) e parte superior (h = 100 m) revestida com betão armado com di = 5,0m	2 poços com d = 5,4 m e h = 340 m estabelecem a ligação entre o túnel em carga e a câmara de alimentação; acima desta, a chaminé desenvolve-se em poço revestido (betão armado) com d = 13 m e h = 78 m, até à câmara de expansão, à superfície.
Restituição	Bocal	b = 15 m; h = 10 m (*)	b = 30 m; h = 18 m (*)
	Túnel de restituição	l = 1 400 m d = 6,30 m (característico)	l = 1 375 m d = 12,00 m (característico)
	Chaminé de equilíbrio inferior	poço vertical, revestido com betão armado, com d = 5m e h = 58 m e equipado com duas câmaras	poço vertical, revestido com betão armado, com d = 13 m e h = 95 m, dotado de câmara de expansão em túnel
Quantidades	Escavação	450 000 m ³	1 150 000 m ³
	Betão	70 000 m ³	210 000 m ³
	Aço em betão	2 670 t	15 260 t
	Aço em blindagens	250 t	1 150 t
	Aço em pregagens	480 t	1 810 t

b – largura ; d - diâmetro; di - diâmetro interno; h - altura (máxima); l – comprimento; (*) - escavação

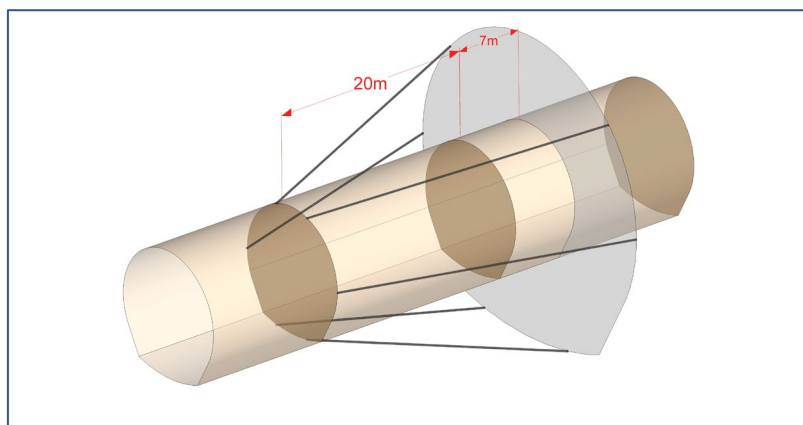


Fig. 56 – Representação esquemática dos furos exploratórios.

Em cada um dos reforços de potência, as secções dos túneis de adução e de restituição são iguais. Registe-se, contudo, que o diâmetro dos túneis de Venda Nova III é praticamente duplo dos túneis de Venda Nova II, o que resulta da relação das características de referência dos grupos (caudal turbinado e potência quádruplos).

Sendo a configuração geral dos circuitos hidráulicos algo semelhante, os maiores desafios colocados no empreendimento de Venda Nova III decorreram, essencialmente, da grandeza relativa dessas características de referência. De entre os vários elementos constituintes do circuito hidráulico, merecem especial referência a chaminé de equilíbrio e desarenador do circuito de adução, assim como o rolhão de obturação do túnel em carga.

No caso das **chaminés de equilíbrio** superiores, as soluções encontradas para cada reforço de potência revelam, por um lado, as diferenças em termos de dimensão, como reflexo direto dos diferentes caudais, mas também, o resultado da integração e influência no projeto dos aspetos hidráulicos, geológico-geotécnicos, construtivos e de segurança.

Com efeito, e embora a segurança dos trabalhos tenha sido determinante para a decisão de recurso à escavação com *raise-boring* a plena secção, no caso da chaminé de equilíbrio de Venda Nova II, as dimensões – altura e diâmetro – permitiram que toda a chaminé tenha sido materializada num único poço.

No caso de Venda Nova III, tal já não foi possível, tendo a solução sido condicionada, em particular, pela capacidade, à época, dos equipamentos de *raise-boring* existentes no mercado, o que veio a determinar uma configuração (Figura 57) que inclui um poço principal com 78 m de altura e 13 m de diâmetro, uma câmara de expansão à superfície, uma câmara de alimentação e dois poços de ligação ao túnel em carga, não revestidos, com 340 m de altura e 5,40 m de diâmetro, escavados com recurso à tecnologia *raise-boring*. A sua implementação requereu a escavação de um túnel até à parte inferior do poço principal, onde foi recolhido o escombro da escavação deste (lançado por um poço auxiliar de menor diâmetro escavado por *raise-boring*), e de onde se desenvolveu a escavação dos poços inferiores iniciada com a realização dos furos piloto com a tecnologia de furação dirigida RVDS, a que se seguiu a escavação por *reaming* ascendente a plena secção.

Contudo, a interceção da escavação com uma zona conturbada associada a falhas e esmagamento de material, a cerca de 70 m da base dos poços, obrigou à interrupção da escavação ascendente, posteriormente retomada, a cotas superiores, a partir de galerias auxiliares que intercetaram os poços acima da zona conturbada (Marques et al., 2017).

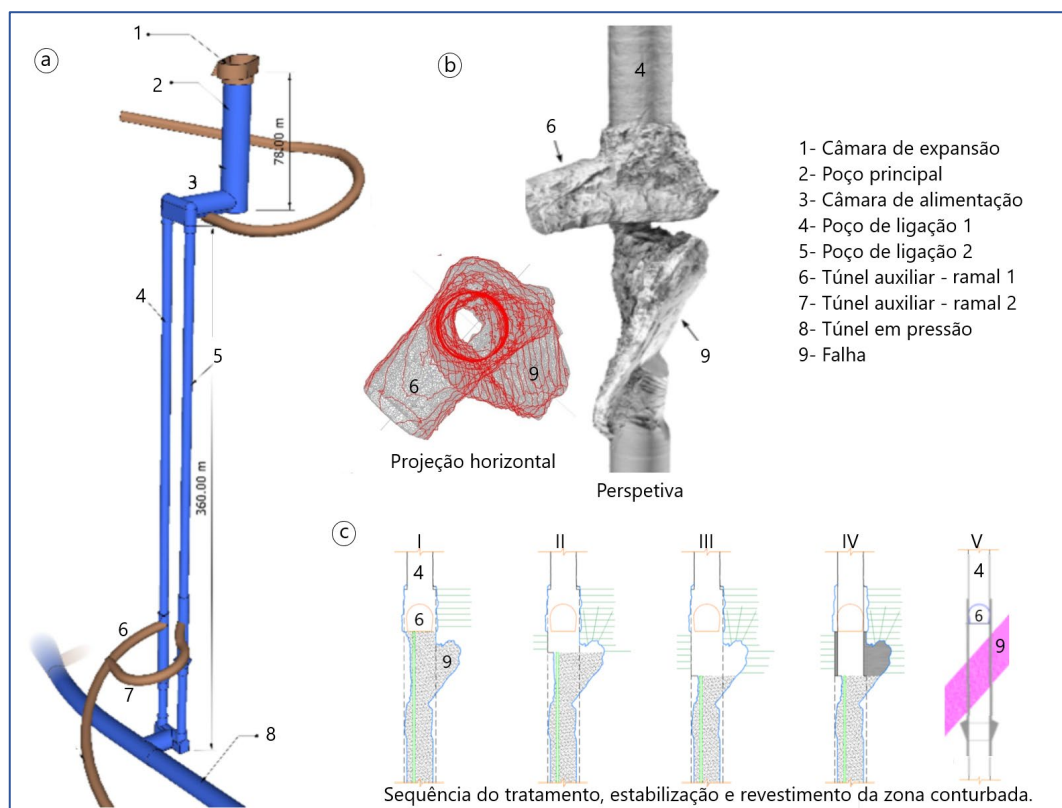


Fig. 57 – Chaminé de equilíbrio de Venda Nova III: a) perspetiva global; b) representação do levantamento 3D da zona conturbada; c) esquema representativo da sequência do tratamento dos poços de ligação na zona da falha.

Estas galerias auxiliares vieram a permitir realizar um conjunto de atividades de elevada complexidade para o tratamento e estabilização da zona conturbada, que incluíram, entre outros, levantamentos 3D por *laser scanning* realizados a partir dos furos piloto, enchimento dos poços com brita, desmonte dos troços por escavar, contenções, injeções, e alargamento e betonagem dos troços dos poços escavados por *raise-boring* contíguos à zona conturbada.

Na proximidade da central, o circuito de adução destes aproveitamentos é revestido com betão armado, com exceção do troço imediatamente a montante da central que é provido de blindagens de aço. Na transição para esta zona, situa-se um **desarenador** com seção transversal variável, que atinge 10 m de diâmetro interior em Venda Nova II e 20 m em Venda Nova III (Figura 58a).

Tratando-se de circuitos hidráulicos maioritariamente não revestidos, o desarenador destina-se a promover a deposição de materiais de maior dimensão, eventualmente arrastados pela água, através do aumento da secção de escoamento e, consequentemente, da redução da sua velocidade.

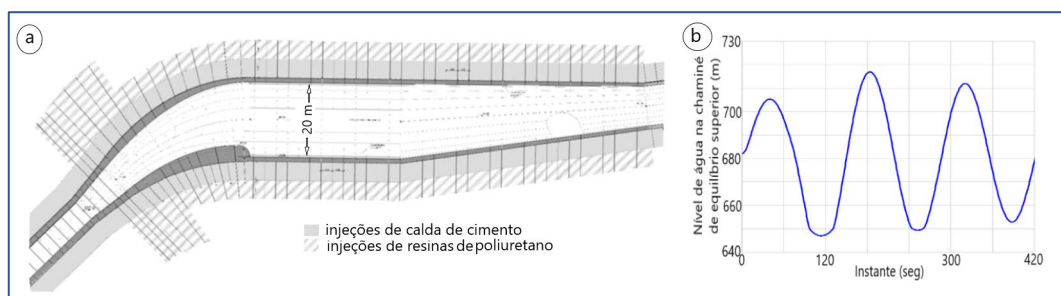


Fig. 58 – Desarenador de Venda Nova III: a) zonas objeto de injeções do maciço com calda de cimento e com resinas de poliuretano; b) pressão hidrostática - oscilação do nível de água na chaminé de equilíbrio em manobra dos grupos.

O desarenador suporta internamente uma pressão hidrostática de 430 m de altura de água (m.c.a.) face ao desnível altimétrico relativamente à albufera de Venda Nova. Devido a fenómenos resultantes das perturbações no escoamento originadas pela operação dos grupos, ou seja, oscilações de massa e/ou choque hidráulico, a pressão no interior pode oscilar várias dezenas de metros (para mais e para menos) num curto espaço de tempo (Figura 58 b).

No dimensionamento do revestimento, como elemento estrutural de betão armado, foi considerado o contributo do maciço rochoso. Este foi objeto de injeções com calda de cimento, para preenchimento de vazios e consolidação na envolvente próxima da interface betão/rocha. Admitiu-se um diferencial de pressões, entre o intradorso e o extradorso do revestimento, menor que o valor total da pressão interna da água, uma vez que, após as injeções, foram realizados furos de drenagem que atravessam a espessura do revestimento e penetram cerca de 2 m no maciço rochoso. No caso de Venda Nova III, precedendo a abertura dos furos de drenagem, foram ainda realizadas injeções com resina de poliuretano, tendo como objetivo estabelecer uma barreira “impermeável” numa coroa envolvente do maciço tratado com injeções de cimento (Ferreira et al. 2016).

Para a execução das obras subterrâneas, foram escavados diversos túneis de acesso a pontos estratégicos. Previamente ao enchimento do circuito hidráulico, os túneis de acesso a este foram obturados com estruturas de betão, designadas por **rolhões**, concebidas para suportar a pressão da água no interior do circuito hidráulico e minimizar eventuais repasses de água a partir do mesmo. Em ambos os reforços de potência, o rolhão do túnel que permitiu o ataque a partir de ponto localizado um pouco a montante do respetivo desarenador superior, bem como o rolhão do túnel de ataque à restituição inserido próximo da localização da chaminé de equilíbrio inferior, são dotados de uma porta estanque, metálica, inserida na estrutura de betão.

Em Venda Nova III assume particular preponderância o rolhão do circuito de alta pressão, não só por ficar submetido a uma pressão hidrostática similar à do desarenador, mas também por ficar inserido numa zona em que o maciço rochoso é atravessado por duas estruturas geológicas associadas a zonas conturbadas, e por ter uma secção transversal consideravelmente superior ao que é usual neste tipo de estruturas (8,2 m de diâmetro equivalente) (Figura 59).

Para analisar a estabilidade global ao deslizamento do rolhão superior, construiu-se um modelo numérico tridimensional no qual se simulou o comportamento na interface rolhão/rocha e nas juntas entre os blocos do rolhão (Esteves et al., 2018). Deste modo, foi possível aferir o processo de degradação de carga ao longo da extensão do rolhão e dispor de uma base de comparação com os valores lidos nos dispositivos de monitorização instalados no rolhão. Na Figura 59 representa-se a malha utilizada nas simulações numéricas, bem como resultados relativos a deslocamentos do rolhão e a tensões de corte mobilizadas na interface rolhão/rocha.

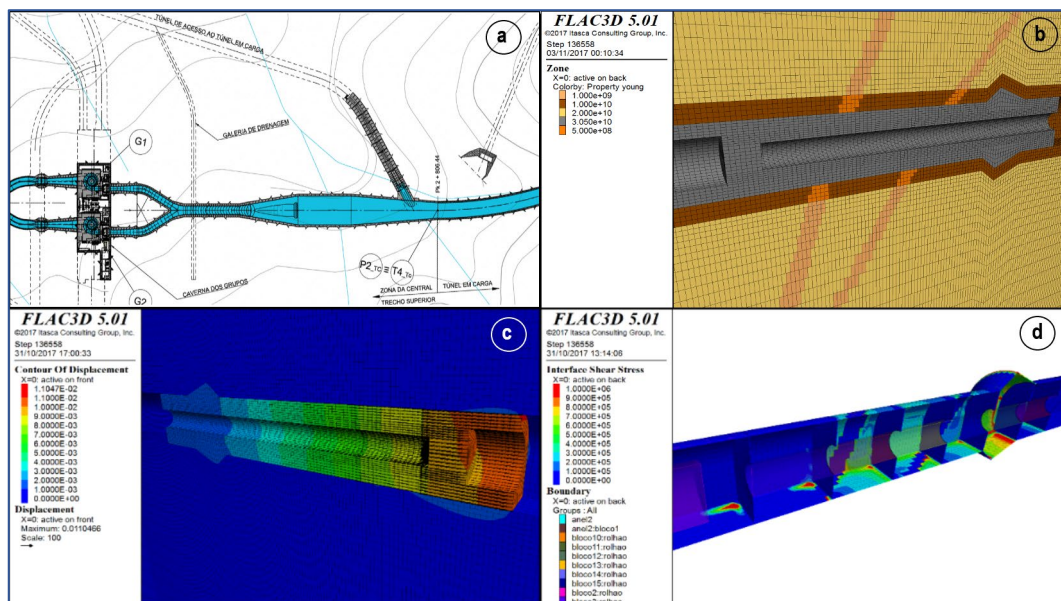


Fig. 59 – Circuito hidráulico de Venda Nova III: a) planta de localização do rolhão e desarenador superior; b) rolhão - perspectiva da malha utilizada nas simulações numéricas; c) rolhão - deslocamentos (m); d) rolhão - tensões de corte (N/m²) mobilizadas na interface com a rocha.

Após a conclusão dos trabalhos relativos ao circuito hidráulico, procedeu-se ao seu primeiro enchimento. Tratando-se de um circuito hidráulico não revestido, considera-se crítica esta operação, razão pela qual foi elaborado um **plano de enchimento** específico com o objetivo de evitar a ocorrência de acidentes e incidentes.

Neste plano, foram previstos, entre outros, o faseamento do enchimento, as grandezas a monitorizar e respetiva periodicidade, os procedimentos para as operações de manobra dos equipamentos e a antevisão de cenários de risco. No referente ao sistema de observação da obra, esta fase permitiu avaliar a adequabilidade do mesmo para a fase de exploração.

Para o primeiro enchimento dos dois reforços de potência, foram adotados procedimentos similares. No referente a Venda Nova III, este enchimento dividiu-se em duas etapas (Esteves et al., 2017):

- na primeira, fez-se o designado “enchimento por jusante”, ou seja, enchimento do volume do circuito hidráulico que, devido à sua posição altimétrica, foi possível encher a partir do reservatório inferior (albufeira de Salamonde), onde se inclui o túnel de restituição e a parte inferior do circuito de adução (Figura 60). Nesta etapa, a pressão hidrostática máxima no interior do circuito hidráulico foi cerca de 70 m.c.a.;
- na segunda, fez-se o designado “enchimento por montante”, ou seja, enchimento a partir do reservatório superior (albufeira de Venda Nova) do volume remanescente do circuito de adução. Nesta etapa, a pressão hidrostática máxima no interior do circuito hidráulico atingiu um valor próximo de 490 m.c.a..

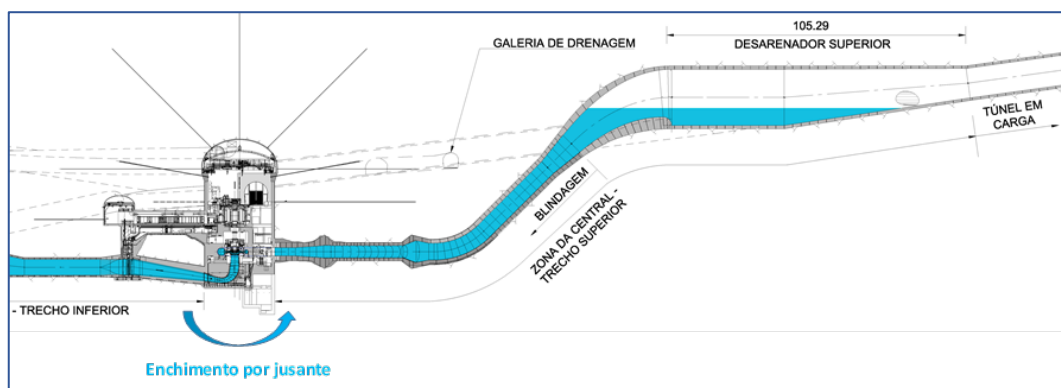


Fig. 60 – Representação esquemática do enchimento da parte inferior do circuito de adução a partir da albufeira de Salamonde.

A primeira etapa do enchimento teve uma duração aproximada de cinco dias, enquanto a segunda durou cerca de um mês. Naturalmente que, face aos elevados valores da pressão interna da água, o faseamento do “enchimento por montante” assumiu particular relevância.

O plano estabeleceu o enchimento por patamares, em que a subida do nível da água no interior do circuito hidráulico seria temporariamente suspensa para a realização de observações e avaliação do comportamento da obra. Admitia, também, que poderia haver lugar a adaptações dos patamares, em função da evolução do comportamento observado. O controlo de segurança em cada patamar e a tomada de decisão sobre a prossecução do enchimento basearam-se na análise integrada da informação que foi sendo recolhida.

Para o “enchimento por montante”, previram-se seis patamares de paragem e observação, simplificadaamente designados M2, M3, M4, M5, M6 e M7, posicionados respetivamente às cotas (320), (385), (450), (520), (580) e (640). Nos primeiros três patamares (M2, M3 e M4) previu-se que tivessem uma duração mínima de três dias de paragem do enchimento, e dois dias para os restantes (M5, M6 e M7).

Na prática, o procedimento implementado seguiu, genericamente, o planeado, tendo sido necessário efetuar pequenos ajustes como a duração de alguns patamares e a realização de um patamar adicional de paragem (M8a) no final do enchimento (Figura 61).

Durante essas etapas de enchimento, o comportamento hidráulico do maciço, dos rolhões e das estruturas acessíveis foi monitorizado através da medição de caudais ressurgentes em bicas e drenos, e a medição de pressões em piezómetros instalados nos espaços subterrâneos das centrais de Venda Nova II e de Venda Nova III e suas envolventes, bem como leituras de níveis piezométricos e caudais de pontos de água localizados à superfície.

Estes últimos foram selecionados de um conjunto de 270 pontos de medição (nascentes, poços e furos) incorporados no plano de monitorização das águas subterrâneas, que abrangeu leituras regulares iniciadas antes das escavações subterrâneas de Venda Nova II e que se mantêm durante a fase de exploração das centrais.

De um modo geral, a escavação e enchimento dos circuitos hidráulicos tiveram influência reduzida nos recursos hídricos subterrâneos. Zonas pontuais de impacte localizaram-se nas envolventes das tomadas de água, das chaminés de equilíbrio e nas zonas de falha, tendo-se adotado, sempre que possível, medidas construtivas adequadas para minimizar esses impactes.

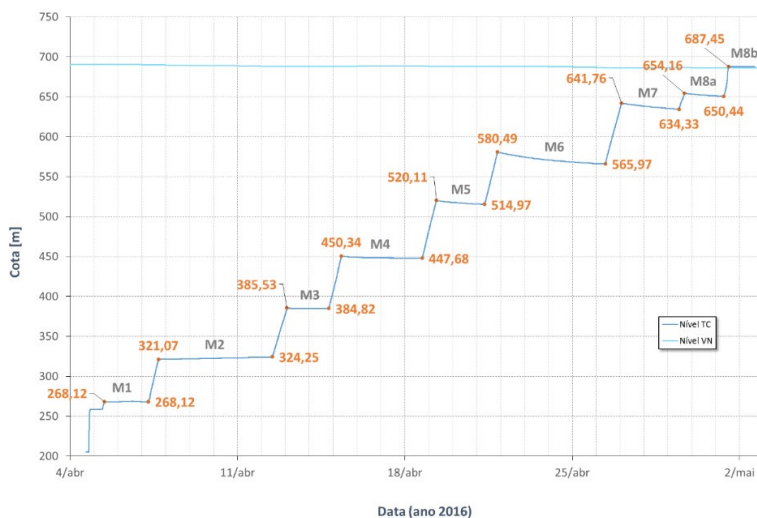


Fig. 61 – Enchimento do circuito hidráulico (adução) de Venda Nova III.

No referente às **centrais**, salienta-se o facto de Venda Nova II, com entrada em serviço em 2005, ser o primeiro aproveitamento construído após o Alto Lindoso com a central instalada em caverna.

Uma vez delineado o traçado do circuito hidráulico de Venda Nova II, o local de implantação das cavernas do complexo da central foi escolhido em função da interpretação da cartografia geológica de superfície, complementada com as informações das amostras obtidas em quatro sondagens verticais, com comprimentos superiores a 365 m, posicionadas nos vértices dum quadrilátero que se sobrepunha à área de implantação das cavernas (Plasencia e Lima, 2003). Os furos de sondagem serviram para a realização de ensaios de absorção de água e, ainda, para a realização de tomografias sísmicas abrangendo a zona interessada pelas cavernas (Figura 62).

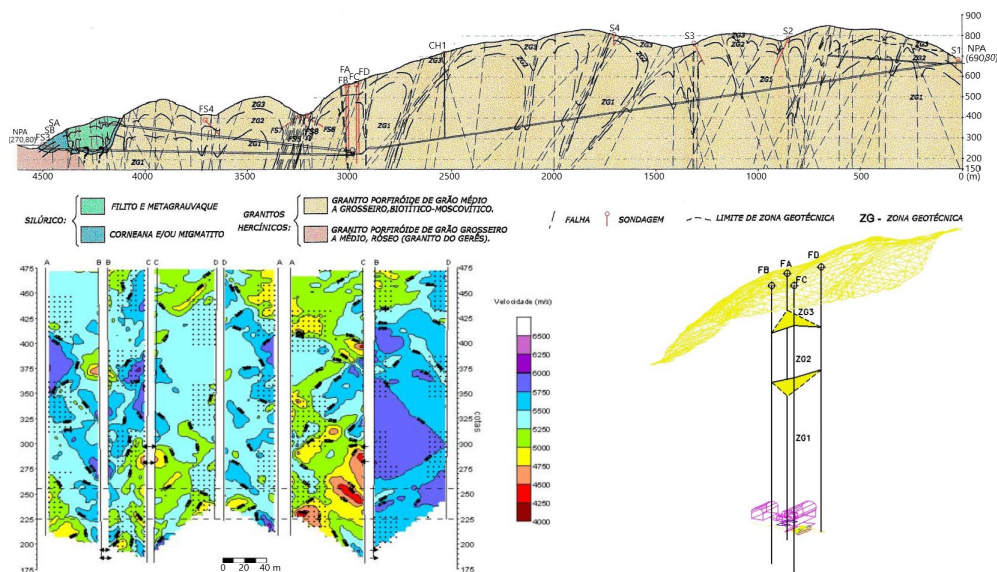


Fig. 62 – Reforço de potência de Venda Nova II. Perfil geológico-geotécnico do circuito hidráulico e prospeções mecânica e geofísica na zona da central.

A localização altimétrica da central foi condicionada pela submergência dos grupos reversíveis em relação à cota da água na albufeira de Salomonde, sendo tal tido em consideração na definição do comprimento das sondagens.

À semelhança do implementado no Alto Lindoso, quando a escavação do túnel de acesso atingiu a zona prevista para a implantação da central, foi executada uma galeria de prospeção ao longo da caverna principal. Foram então realizados, pelo LNEC, ensaios de caracterização *in situ* (deformabilidade – LFJ e determinação do estado de tensão - SFJ e STT) e procedeu-se à caracterização das superfícies escavadas, dando-se especial atenção à compartimentação gerada pelas descontinuidades.

Como resultado do observado, foi então decidido efetuar um pequeno ajuste na localização da caverna principal da central. Por sua vez, os resultados dos ensaios permitiram aferir os parâmetros de projeto necessários às verificações de estabilidade e do comportamento deformacional do maciço envolvente das cavernas e, no seguimento, conferir aos projetistas a confiança para adotar uma solução de suporte flexível para a abóbada da central, o que constituiu outra inovação no panorama das obras hidroelétricas realizadas em Portugal.

Os elementos principais relacionados com a central de Venda Nova II, representados na Figura 63 e as características indicadas no Quadro 8, são compostos por:

- caverna principal, a uma profundidade de cerca de 350 m, onde estão instalados os dois grupos reversíveis, os respetivos equipamentos de comando e controlo e os órgãos de proteção hidráulica;
- caverna onde estão instalados os transformadores e galerias de ligação à caverna principal;
- túnel de acesso à central, não revestido, com características rodoviárias, 8 m de altura, 11% de inclinação e 1,5 km de extensão;
- galeria de ventilação e de segurança, que estabelece uma segunda ligação das duas cavernas ao exterior.

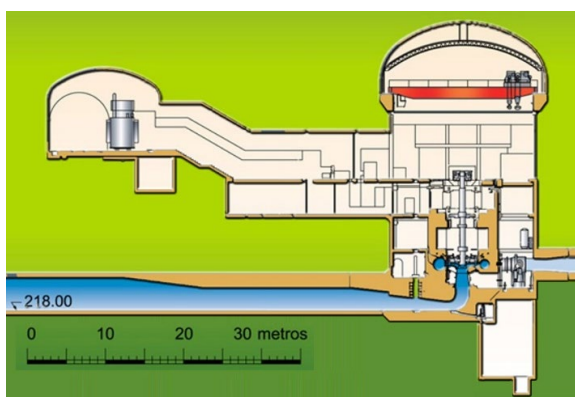


Fig. 63 – Reforço de potência de Venda Nova II. Corte pela central e câmara dos transformadores.

No caso de Venda Nova III, para além dos condicionamentos topográficos e hidráulicos comuns, foram condicionantes da localização do complexo da central: a proximidade de Venda Nova II e a obrigatoriedade de reduzir, na fase de construção, os impactos na exploração desta central; os níveis de vibração admissíveis nos equipamentos instalados em operação e as consequentes limitações de vibrações decorrente da utilização de explosivos; a necessidade de interligação entre as duas centrais.

A configuração do complexo da central de Venda Nova III apresenta significativas diferenças em relação a Venda Nova II, justificadas pela relação das características de referência (caudal equipado e potência instalada) destes aproveitamentos e, ainda, pela necessidade de instalação dos

conversores de frequência (VSI). Assim, a compatibilização dos espaços para instalação do conjunto dos equipamentos e dos órgãos de segurança da central (válvulas e comportas de proteção) ditou a necessidade de escavar a caverna principal (câmara dos grupos) para a instalação dos grupos, válvulas esféricas e equipamento auxiliar, outra caverna (câmara dos transformadores), no prolongamento da anterior, para alojar os transformadores, uma terceira caverna (câmara das comportas), paralela à principal, para a instalação das comportas de jusante, e ainda duas galerias, que as interligam, para a instalação dos conversores de frequência (VSI).

Apresenta-se na Figura 64 uma perspetiva do complexo de cavernas da central de Venda Nova III, incluindo as ligações ao circuito hidráulico, túnel de saída de energia e de ventilação e túnel de acesso, assim como uma perspetiva, mais alargada, abarcando o conjunto destas obras e sua relação com as de Venda Nova II.

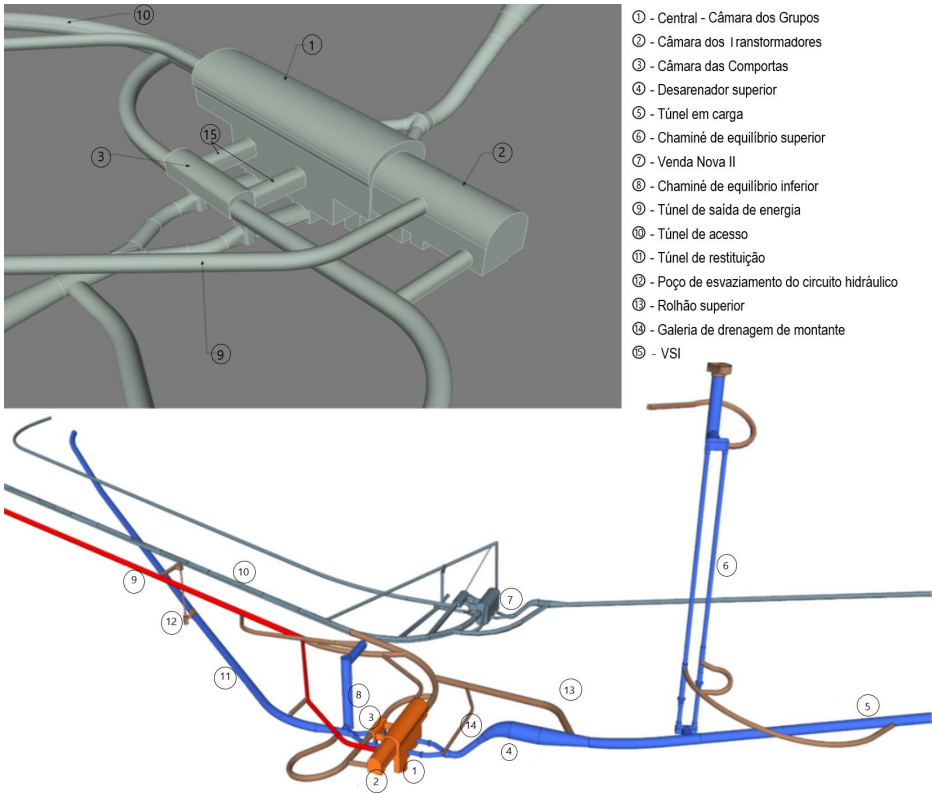


Fig. 64 – Perspetivas esquemáticas das obras subterrâneas na zona da central de Venda Nova III.

A escavação das cavernas principais de ambas as centrais, pela sua altura (em torno dos 50 metros) e pela inserção do acesso definitivo a cerca de metade da altura, exigiu a realização de um túnel específico de ataque à abóbada da caverna para permitir a sua escavação, desde os níveis superiores até à base, sempre com acesso franco e direto para os meios humanos e equipamentos. Tendo o referido túnel de ataque atingido a parte superior da central, realizou-se, a partir deste, a abertura de duas galerias longitudinais ao longo da central, ao nível da abóbada, e de curtas galerias transversais para permitir a instalação dos extensómetros de varas para monitorização dos deslocamentos do maciço rochoso.

Após a escavação destas galerias, aplicação do respetivo suporte definitivo e instalação dos extensómetros, completou-se a escavação da abóbada até ao nível que permitiu a execução das vigas

de apoio das pontes rolantes, suportadas temporariamente por ancoragens ativas. A restante escavação, até à base do poço de bombagem, foi executada por desmonte em bancada, sendo o acesso e a remoção do escombro feito pelos diversos túneis e acessos escavados a cotas inferiores. Atingidas estas, iniciou-se a construção dos pisos da central, intercalada com as atividades de montagem dos componentes dos grupos embebidos nas estruturas betonadas.

No âmbito do projeto, aferidos os parâmetros geotécnicos, foram efetuadas modelações numéricas em que se simulou o avanço das escavações nas suas várias fases e avaliaram-se os esforços induzidos no maciço rochoso e nos elementos constituintes dos sistemas de suporte. Além disso, visando definir parâmetros aferidores da segurança da obra, foram também calculados os valores dos deslocamentos esperados em pontos alvo do maciço nas imediações das cavernas, os quais foram posteriormente comparados com os deslocamentos observados durante a execução da obra (Lima et al. 2002). No Quadro 9 representa-se, de forma esquemática, a sequência da escavação modelada e descreve-se o sistema de suporte aplicado em cada fase no projeto de Venda Nova II, acompanhada de fotografias tiradas no decorrer da obra que mostram a evolução real da escavação.

A monitorização das deformações sofridas pelo maciço rochoso nas imediações das escavações foi efetuada com recurso a extensómetros (duplos e triplos) de varas, instalados em duas secções transversais à central, e a marcas de convergência. Os pontos de ancoragem dos extensómetros situam-se a profundidades variando entre os 5 m e os 40 m, tal como indicado na Figura 65. Através da comparação dos valores dos deslocamentos medidos com os deslocamentos previstos nas modelações, foi possível interpretar o comportamento da obra ao longo das sucessivas fases de escavação e, através da análise dos resultados, validar os parâmetros assumidos no projeto.

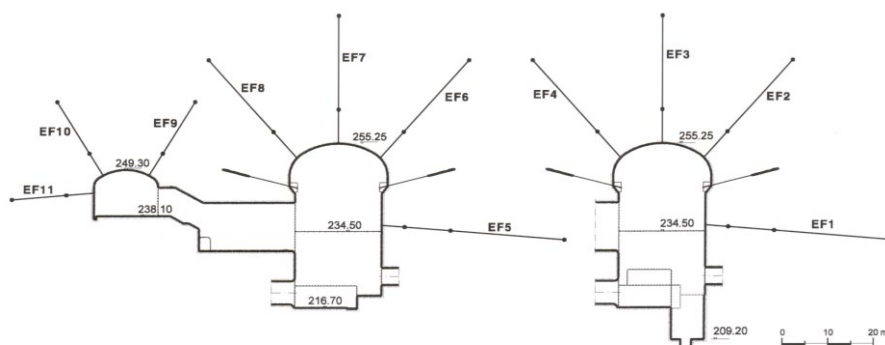


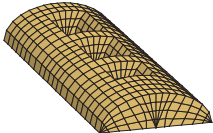
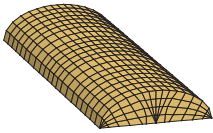
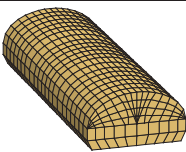
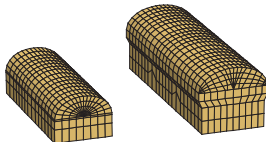
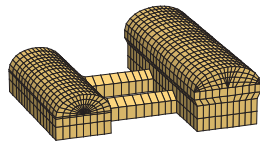
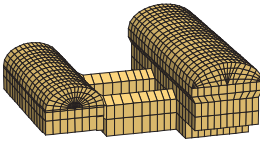
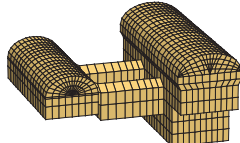
Fig. 65 – Central de Venda Nova II. Secções instrumentadas com extensómetros (duas).

Para além da análise de estabilidade global referida, realizou-se uma análise das condições de estabilidade dos blocos de rocha passíveis de se formarem no contorno da escavação (estabilidade local). Esta análise serviu também para o dimensionamento do sistema de suporte da abóbada e das paredes das cavernas. Quando da execução das escavações da abóbada, previamente à aplicação do betão projetado, procedeu-se à caracterização das superfícies escavadas, validaram-se as hipóteses formuladas no projeto que serviram de base àquele dimensionamento e, atendendo à compartimentação determinada pelas discontinuidades, foram definidos reforços localizados. No complexo da central de Venda Nova III, foram adotadas metodologias similares no projeto, na monitorização, nas escavações e dimensionamento dos suportes, naturalmente beneficiando dum conhecimento acrescido adquirido na obra de Venda Nova II, mas adaptadas à diferença de dimensões e demais especificidades (Queralt et al., 2013).

Concluídos os trabalhos de escavação da Central, tiveram início os betões estruturais dos diversos pisos, bem como as montagens dos equipamentos a embeber, tais como os difusores, espirais, fossas dos alternadores, entre outros. Os desafios e dificuldades, de que correntemente se

revestem estes tipos de trabalhos nos aproveitamentos hidroelétricos, tiveram maior relevância no caso da central de Venda Nova III devido à grande dimensão, complexidade e simultaneidade de trabalhos de construção civil em diversas frentes, somado à simultaneidade e complexidade das montagens de equipamentos.

Quadro 9 – Sequência da escavação na central de Venda Nova II.

Fase	Modelo	Descrição	Fotos
1		Escavação de duas galerias laterais, ao nível das nascentes da abóbada, desenvolvendo-se em toda a extensão da central e de quatro galerias transversais ligando aquelas duas. Instalação dos extensómetros (Figura 76) da abóbada.	
2		Escavação total do arco da caverna principal.	
3		Escavação da caverna principal até 1,5m abaixo das vigas de apoio da ponte rolante.	
4		Após a realização das vigas ancoradas de apoio à ponte rolante, escavação da caverna da central até ao nível das galerias de ligação com a caverna dos transformadores. Em simultâneo, escavação da caverna dos transformadores.	
5		Escavação da parte superior das galerias de ligação entre as cavernas da central e dos transformadores. Instalação dos extensómetros (Figura 76) dos hasteais.	
6		Escavação da central, rebaixando-se a soleira em mais 4m e conclusão da escavação das galerias de ligação entre as duas cavernas maiores.	
7		Finalização da escavação da central.	

Resta salientar que os projetos dos reforços de potência de Venda Nova II e de Venda Nova III tiveram em consideração diversas soluções de mitigação de potenciais impactes ambientais (Plasencia et al., 2015). Desde a fase de conceção em que, para dar resposta à preocupação de afetação dos recursos utilizados para consumos de água para fins agrícolas, se procuraram configurações com coberturas que aumentassem a garantia de encontrar um maciço rochoso tendencialmente impermeável, até à fase final da construção, com preocupações de recuperação da

paisagem, nomeadamente das escombreyas resultantes dos materiais provenientes das escavações subterrâneas que não foram utilizados como agregados nos betões ou em aterros diversos e muros.

Com a conclusão do comissionamento dos grupos no final de 2016, Venda Nova III passou a ser a central hidroelétrica da EDP com maior potência instalada e a única na Península Ibérica equipada com grupos assíncronos reversíveis de velocidade variável.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste documento, foram apresentados vários projetos hidroelétricos realizados em Portugal que são o resultado do trabalho, competência, arte e engenho de equipas multidisciplinares. São por si só exemplos extraordinários de engenharia, de arquitetura e de arte.

Na história da hidroeletricidade em Portugal, é possível constatar a indissociabilidade destes projetos com as Obras Subterrâneas e a evolução do conhecimento que potenciou na comunidade técnica e científica Portuguesa. Com efeito, passando de uma situação de quase total dependência de consultores e executantes estrangeiros, várias gerações de técnicos, especialistas, académicos, empresas e outras entidades, de entre as quais se releva a participação do LNEC, conseguiram atingir uma total autonomia na prossecução e superação dos inúmeros desafios inerentes a este tipo de projetos.

Para além desta evidência, ao longo dos tempos, tem sido assegurada uma eficaz transmissão de conhecimento e de experiências às gerações seguintes que, por seu lado, também souberam juntar a ambição e o arrojo de inovar e de ir mais além, como ficou evidente na evolução de muitas das soluções seguidas e nos múltiplos aspetos inovadores apresentados.

Os reconhecimentos nacionais e internacionais que receberam algumas das obras aqui apresentadas são a evidência do nível de excelência atingida nas mais variadas áreas do saber e conhecimento, para o qual as Obras Subterrâneas foram sempre fator presente e determinante. São exemplos, os projetos dos seguintes aproveitamentos hidroelétricos:

- Alto Lindoso - *Prémio Puente de Alcántara*, atribuído pela Fundación San Benito de Alcántara, em 1994;
- Alqueva - *Prémio Puente de Alcántara*, atribuído pela Fundación San Benito de Alcántara, em 2005;
- Baixo Sabor - *Prémio Secil de Engenharia Civil*, atribuído pela Ordem dos Engenheiros, em 2016;
- Venda Nova III - *VGB Quality Award*, atribuído pela VGB Power Tech, em 2018; *Top Plant Award*, atribuído pela Power Magazine, em 2018; *Prémio Ricardo Esquível Teixeira Duarte*, atribuído, pela SPG em 2018; finalista ao *Prémio ITA Tunnelling Project of the Year 2016*.

Por fim, este artigo constitui também uma homenagem às diversas gerações de profissionais que, nas mais variadas atividades, contribuíram para o sucesso de cada um dos projetos apresentados.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à EDP as facilidades concedidas para a elaboração deste artigo, em particular à EDP Produção e à Fundação EDP, pelo acesso disponibilizado a brochuras, documentos técnicos e fotográficos do seu acervo. Deixam também um agradecimento aos técnicos contactados pela ajuda no avivar de memórias e contributos esclarecedores, decorrentes da sua vivência na execução de algumas das obras aqui apresentadas.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, J. B. C.; Martins, H. F. (1961). *Le Douro International. Travaux souterraines et leur justification*. Septième Congrès des Grands Barrages. Question n° 25, R93.
- Costa, A. F.; Oliveira, M.; Resende, M. E.; Ribeiro, V.; Esteves, C. (2004). *Venda Nova II. Energia renovável, flexível e não poluente*. Engenharia e Vida, n° 1, pp. 32-41.
- EDP-Electricidade de Portugal, EP (1986). *Aproveitamento Hidráulico do Douro*. EDP / EP.
- EDP-Electricidade de Portugal, S.A. (1992). *Centro de Produção Douro*. EDP / DOPR.
- EDP-Electricidade de Portugal, S.A. (1993). *Aproveitamentos Hidroelétricos de Alto Lindoso e Touvedo*. EDP / DOEH.
- EDP-Electricidade de Portugal, S.A. (2001). *Os primeiros grandes aproveitamentos hidroelétricos Castelo do Bode e Venda Nova*. EDP, S. A..
- EDP-Energias de Portugal (2006a). *Os aproveitamentos hidroelétricos de Salamonde e de Caniçada, 50 anos ao serviço da hidroelectricidade e do país*. EDP Produção – GCM.
- EDP-Energias de Portugal (2006b). *Os aproveitamentos hidroelétricos de Cabril e Bouçã. 50 anos ao serviço da hidroelectricidade e do país*. EDP Produção – GCM.
- EDP-Energias de Portugal (2006c). *O aproveitamento hidroelétrico de Paradela. 50 anos ao serviço da hidroelectricidade e do país*. EDP Produção – GCM.
- EDP-Energias de Portugal (2008). *O aproveitamento hidroelétrico de Picote. 50 anos ao serviço da hidroelectricidade e do país*. EDP Produção – GCM.
- EDP-Energias de Portugal (2011a). *Centros Produtores*. EDPP / DPCM.
- EDP-Energias de Portugal (2011b). *O aproveitamento hidroelétrico de Miranda. 50 anos ao serviço da hidroelectricidade e do país*. EDP Produção – GCM.
- EDP Produção (2019). *Dez Anos BARRAGENS*. EDP.
- Esteves, C.; Pinto, P.; Plasencia, N.; Marques, T. (2017). *First filling of hydraulic tunnels of Venda Nova III hydropower scheme*. World Tunnel Congress 2017, ITA-AITES, Bergen, Norway.
- Esteves, C.; Plasencia, N.; Lima, C. (2008). *The Application of FLAC3D on Picote II Underground Powerhouse*. 1st International FLAC/DEM Symposium Minneapolis, USA, pp. 519-527.
- Esteves, C.; Plasencia, N.; Lima, C. (2018). *Conceção e dimensionamento do rolhão superior do circuito hidráulico do reforço de potência de Venda Nova III*. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, pp. 809-820, Ponta Delgada.
- Fernandes, L.H.G. (1955). *O aproveitamento hidroelétrico de Salamonde*. Engenharia, n°19 - Publicação dos alunos da Faculdade de Engenharia. FEUP, Porto, pp14-35.
- Ferreira, A.; Sarmiento, C.; Lima, C.; Plasencia, N.; Esteves, C. (2016). *Conceção do revestimento do desarenador superior do reforço de potência de Venda Nova III*. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Figueira, J. (2012). *O estado na eletrificação portuguesa: da lei de eletrificação do país à EDP (1945-1976)*. Dissertação de doutoramento. FEUC.
- Figueiredo, J. N.; Lima, C.; Plasencia, N.; Garrido, S. (2018). *Tratamento da Fundação da Barragem de Foz Tua – Conceção e Resultados*. COBRAMSEG 2018, Salvador, Brasil.

- HICA (1968). *Achegas para a história da Hidro Eléctrica do Cávado*. Electricidade nº 59, pp. 183-192, nº 60, pp 308-314, nº 61, pp 365-373.
- HIDROCENEL (1995). *Um olhar sobre os aproveitamentos hidroeléctricos*. Hidrocenel.
- Liberal, O.; Miranda, M. P.; Monteiro, P.; Paixão, J.; Lima, C.; Moreira, A.P. (2002). *Tratamento de uma zona de falha de grande possança na margem esquerda da barragem de Alqueva*. XII Congresso Brasileiro de Mec. dos Solos e Eng.^a Geotécnica, S. Paulo, Brasil, pp. 1135-1147.
- Lima, C.; Neiva, J. M. C. (1995). *Geotechnics of the Alto Lindoso underground Powerhouse complex (Portugal)*. 8th International Congress on Rock Mechanics, vol. V, pp. 33-36, Tokyo
- Lima, C.; Resende, M. E.; Plasencia, N.; Esteves, C. (2002). *Venda Nova II Hydroelectric Scheme. Powerhouse Geotechnics and Design*. News Journal of the ISRM, June 2002, pp. 37-40.
- Lima, C.; Plasencia, N.; Esteves, C. (2007). *Picote II Underground Powerhouse – Geotechnical Characterization and Design*. 11th Congress of the ISRM, pp. 991-994, Lisboa.
- Madureira, C.; Baptista, V. (2002). *Hidroelectricidade em Portugal – memória e desafio*. REN-Rede Eléctrica Nacional, S.A..
- Marques, T.; Plasencia, N.; Esteves, C.; Pinto, P.; Oliveira, M. A.; Lima, C. (2017). *The surge shafts of Venda Nova III hydropower plant's surge tank - geological conditions and constructive solutions*. World Tunnel Congress 2017, ITA-AITES, Bergen, Norway.
- Neiva, J. M. C.; Lima, C. (1990). *Engineering geology of the Fronhas tunnel, Portugal*. 6th International IAEG Congress, pp. 2447-2452, Rotterdam.
- Neiva, J. M. C. ; Lima, C.; Plasencia N. (1994). *Diversion Tunnel from Mondego River to the Caldeirão reservoir*. 7th International IAEG Congress, vol. 6, pp. 4287-4296, Lisbon.
- Nunes, J. M. O. (1961). *Les travaux souterrains des aménagements Hydroélectriques de Picote et Miranda. Notes sur leur exécution*. 7^{ème} Congrès des Grands Barrages. Question nº 25, R88.
- Plasencia, N (2014). *Túneis em Portugal*. Comissão Portuguesa de Túneis, Lisboa, pp 347-425.
- Plasencia, N.; Carvalho, J.M.; Cavaco, T. (2015). *Groundwater monitoring impacts of deep excavations: hydrogeology in the Venda Nova repowering schemes (NW Portugal)*. Environ Earth Sci 73, 2981–2995 (2015). <https://doi.org/10.1007/s12665-014-3942-x>
- Plasencia, N.; Lima, C. (2003). *Contribuição da geologia de engenharia no empreendimento de Venda Nova II*. Geologia de Eng.^a e os Recursos Geológicos, vol. 1 pp. 185-198, Coimbra.
- Queralt, M.; Esteves, C.; Lima, C. (2013). *Simulação numérica da escavação faseada da central do aproveitamento hidroeléctrico de Venda Nova III*. Congress on Numerical Methods in Engineering. Bilbao.
- Sarmiento, M. M.; Andrade, A.; Lima, C. (2018). *Aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor.. Central e circuitos hidráulicos do Baixo Sabor*. Encontro Nacional de Betão Estrutural – BE2018. Lisboa.

TRES DÉCADAS DE EVOLUCIÓN DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE TÚNELES. UNA VISIÓN SUBJETIVA A LA LUZ DE UN CASO REAL.

Three decades of evolution of numerical analysis of tunnels. A personal view to the light of a real case.

César Sagaseta Millán^a, Jorge Castro González^b

^a Profesor Emérito *ad honorem*. Universidad de Cantabria. Santander, España.

^b Profesor Titular de Ingeniería del Terreno. Universidad de Cantabria. Santander, España.

RESUMEN – Se presenta un esbozo de la evolución de los métodos de análisis numérico en problemas geotécnicos desde sus comienzos, haciendo hincapié en las tres últimas décadas. Para ello, se ha tomado un caso real de una obra bien documentada, que permita un reanálisis con las herramientas de cálculo disponibles actualmente. La obra elegida ha sido la estación de Baixa-Chiado, del Metro de Lisboa, construida en la década de los 90. El objetivo no es la evaluación de la obra en sí, sino de la evolución de las técnicas de modelización numérica reflejadas en su aplicación al caso, en respuesta a la invitación expresada por el Comité Editorial de la revista. La presentación del caso y de los métodos de cálculo tiene una componente subjetiva importante, por lo que las referencias de apoyo se han tomado en lo posible de la experiencia propia o del entorno próximo de los autores.

SYNOPSIS – An overview of the development of numerical methods for the analysis of Geotechnical problems is presented, with special emphasis on the last three decades. The presentation follows the development of a real, well documented engineering project: the Baixa-Chiado Metro station in Lisbon, built in the nineties. The goal is not to present the project or its analysis, but rather to show the advances in the numerical techniques, in response to the invitation of the Editorial Committee of the Journal. The presentation follows a personal point of view, and this leads to a list of references with a relative high number of sources from the personal experience of the Authors or of their close environment.

Palabras Clave – Túneles, Metro de Lisboa, Análisis numérico.

Keywords – Tunnels, Lisbon Metro, Numerical analysis.

1. INTRODUCCIÓN. PLANTEAMIENTO

La construcción de túneles en zonas urbanas ha experimentado un desarrollo espectacular en las últimas décadas. El ejemplo más notorio es el crecimiento de las redes de Metro.

En estos casos, al análisis del túnel en sí, se une la necesidad de evaluar las deformaciones del terreno, que suelen ser un factor crítico, por la posible afección a estructuras próximas. Actualmente, se dispone de la tecnología necesaria para construir túneles en prácticamente cualquier tipo de terreno, limitando las deformaciones a niveles admisibles (los escudos excavadores de frente

E-mails: cesar.sagaseta@unican.es (C. Sagaseta), jorge.castro@unican.es (J. González)

ORCID: orcid.org/ 0000-0001-6783-8340, orcid.org/ 0000-0001-5815-9995

compensado, desde los años 80, han marcado un hito en este sentido). Por otra parte, si se trata de problemas localizados, existen técnicas de tratamiento y mejora del terreno para reducir las deformaciones (particularmente las inyecciones de compensación).

Las deformaciones inducidas dependen de todos los elementos del túnel (sección transversal, profundidad, método constructivo), que por la complejidad de la geometría del problema, requieren análisis numérico. En el campo de la Geotecnia, los túneles han constituido siempre objetivo preferente de este tipo de análisis, y a ello obedece su elección para el presente artículo.

Se ha utilizado un caso real, elegido con los requisitos simultáneos de haber sido proyectado y construido en el pasado reciente, de forma que se disponga de registros fiables y detallados, y que haya transcurrido un tiempo suficiente para dar lugar a desarrollos significativos de los métodos de cálculo, cuya repercusión sea evaluable. Estos requisitos son, obviamente, contradictorios, y limitan la ventana temporal útil a obras construidas en torno a los años 80 y 90.

El objetivo del presente estudio no es la evaluación de la obra en sí, sino de la evolución de las técnicas de modelización numérica, reflejadas en su aplicación al caso, en respuesta a la invitación expresada por el Comité Editorial de la revista. La presentación del caso y de los métodos de cálculo tiene una componente subjetiva importante, por lo que las referencias de apoyo se han tomado en lo posible de la experiencia propia o del entorno próximo de los autores.

Por otra parte, quedan fuera de este artículo los avances en el desarrollo de modelos constitutivos, que por sí solos requerirían un tratado específico. Tampoco se intenta modificar los valores adoptados en su momento para los parámetros geotécnicos del terreno, pues ello llevaría a un análisis completo del proyecto, fuera del objetivo planteado.

2. EVOLUCIÓN DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS EN EL ANÁLISIS DE TÚNELES

En la Figura 1 se presenta un esquema cronológico de los hitos más relevantes en el desarrollo de los métodos numéricos en Geotecnia. A continuación se comentan todos ellos, agrupados por temas y abandonando un tanto el orden cronológico estricto, citando algunas referencias significativas.

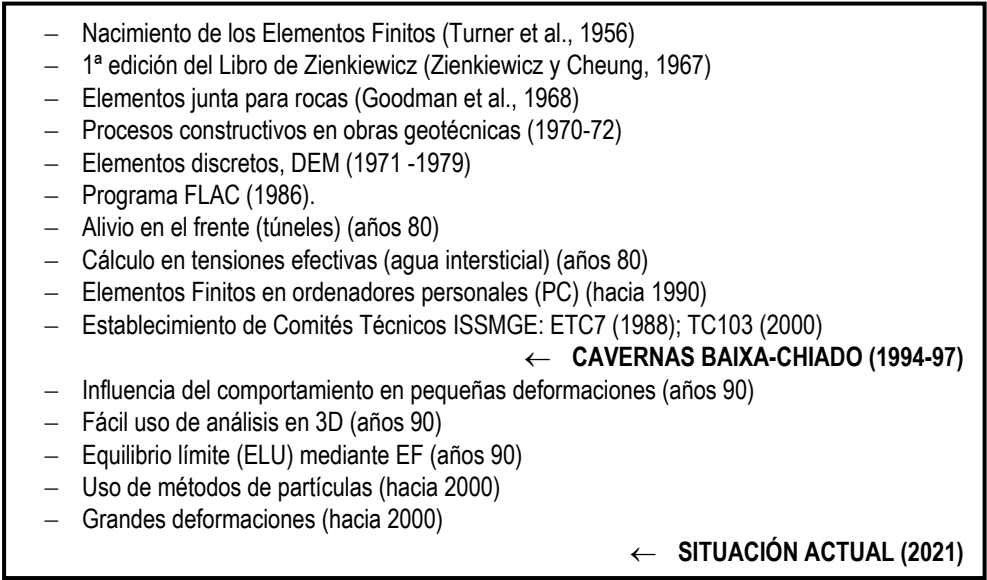


Fig. 1 – Hitos relevantes en métodos numéricos en Geotecnia

2.1 – Nacimiento. Primeros avances

Hay una práctica unanimidad en asignar el nacimiento de los Elementos Finitos al artículo de Turner, Clough, Martin y Topp (1956), un ingeniero civil (R.W. Clough) y tres ingenieros aeronáuticos, del departamento de ingeniería de Boeing y la Universidad de California, en un importante paso dado a partir de los métodos de cálculo matricial en estructuras. Felippa (2001) presenta una magnífica descripción de aquellos años iniciales del proceso⁽¹⁾.

Desde entonces, el método y sus aplicaciones experimentaron un espectacular desarrollo, de magnitud y extensión de difícil comparación con ningún otro. La publicación del libro de Zienkiewicz y Cheung (1967) (Figura 2), supuso un impulso para la aplicación general del método en ingeniería estructural, en particular a problemas geotécnicos. El libro incluía como Apéndice un código (en lenguaje FORTRAN), que fue ampliamente utilizado para la redacción de diferentes programas. Las posteriores ediciones del libro, con diferentes co-autores, jugaron igualmente un papel clave en la extensión del método y sus aplicaciones. Surgieron también otros libros, con diversos enfoques, siendo destacable el de Smith y Griffiths (1988), con una original estructuración, en forma de subrutinas o “cajas negras” a incorporar como elementos de programas más amplios.

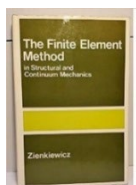


Fig. 2 – 1ª edición (1967) del Libro del Prof. O.C. Zienkiewicz

Con estas bases, numerosas universidades, centros de investigación y oficinas de ingeniería, crearon en aquellos años incipientes programas de elementos finitos, en general con énfasis en algunos aspectos particulares. Así, en Madrid, en el CEDEX se creó PLEF (Cañizo, Castillo y Sagaseta, 1972), utilizado por ese Centro durante más de una década⁽²⁾, y ya a comienzos del presente siglo, GeHoMadrid (CEDEX-UPM-Hohai Univ.), con capacidad para análisis acoplados en régimen estático, cuasiestático y dinámico (Pastor et al., 2002); en Barcelona (UPC), CODE-BRIGHT, que continúa ampliando sus objetivos, entre los que destacan los problemas acoplados; ICFEP en el Imperial College, Londres; CRISP (antes CRISTINA) en la Universidad de Cambridge, enfocado a los modelos de estado crítico; PLAXIS en la Universidad de Delft; CESAR (antes ROSALIE) en la ENPC, París; RHEO-STAUß en la ETH de Zurich, etc. Aun limitándose a los programas creados en aquella primera época, la lista completa sería muy extensa. Algunos han tenido una existencia más o menos breve, pero otros han sobrevivido, dando incluso lugar a empresas dedicadas a su desarrollo y comercialización.

2.2 – Medios discontinuos. Macizos rocosos. De DEM a FLAC

El método de elementos finitos surgió para el análisis de medios continuos, como sugiere el título del libro del Prof. Zienkiewicz (Figura 1). Sin embargo, en aquella misma época nacía, como rama de la Geotecnia, la Mecánica de Rocas, que celebraba su primer Congreso Mundial en Lisboa en 1966. Una de las características de los macizos rocosos es la presencia de juntas.

¹ Este autor fija la primera propuesta del uso de una matriz de rigidez estructural entre 1920 y 1930, por el grupo de aeroelasticidad del National Physics Laboratory (NPL) en Teddington, U.K.

² Como curiosidad, la primera publicación de resultados del programa PLEF se realizó en el ámbito geográfico cubierto por esta revista (1^{er} Congr. Hispano-Luso-Americano-Filipino de Geología Económica, Madrid-Lisboa, 1971).

Ello explica el interés, desde los primeros momentos, en introducir en los elementos finitos la presencia de discontinuidades. La primera publicación significativa en este sentido fue también del grupo de la Universidad de California (Goodman et al., 1968), mediante elementos planos, con tensiones y deformaciones de deslizamiento, apertura y/o compresión. Mejoras posteriores incluyeron el comportamiento no lineal y la dilatación (p. ej., Carol y Alonso, 1983).

Desde entonces, el número de aplicaciones en macizos rocosos aumentó extraordinariamente. De todas formas, el cálculo sólo era posible cuando se trataba de discontinuidades aisladas y de ubicación definida. En el caso de discontinuidades sistemáticas, la matriz de rigidez se hacía singular y no era posible el análisis. Ello contribuyó a impulsar el desarrollo paralelo de métodos de representación del macizo como medio continuo equivalente, con unos parámetros mecánicos reducidos, función de su grado de fracturación y meteorización. Las denominadas “clasificaciones geomecánicas” también surgieron, no por casualidad, en esos años (Bieniawski, 1973; Barton et al., 1974), y fueron recibidas con júbilo por su ayuda para asignar parámetros continuos equivalentes.

Peter Cundall, un brillante ingeniero⁽³⁾, Dr. por el Imperial College en 1971, intuyó que el tratamiento de estos casos como un medio continuo no era lo más eficaz, y aplicó un enfoque diferente, suponiendo los bloques en primera aproximación rígidos, con las deformaciones concentradas en los contactos entre ellos. La Figura 3 muestra un ejemplo sencillo que ilustra la idea básica del método, que rápidamente atrajo la atención de la comunidad geomecánica. De forma iterativa, comenzando por los bloques sobre los que directamente se imponen cargas o desplazamientos (en la Figura 3, la excavación del apoyo fijo del contorno derecho), se plantea en escalones finitos de tiempo el equilibrio dinámico de fuerzas sobre cada bloque y la compatibilidad de desplazamientos relativos, obtenidos a través de sus aceleraciones y velocidades, suponiendo cada bloque afectado únicamente por las acciones de sus inmediatos vecinos (permitiendo la desaparición o creación de contactos). La solución final se alcanza, si existe equilibrio, cuando se llegan a anular las resultantes de fuerzas sobre cada bloque (y por tanto sus aceleraciones), y desplazamientos (introduciendo un cierto amortiguamiento para controlar la aparición de oscilaciones). Incluso si tal equilibrio no existe (como en la Figura 3), se obtiene la evolución de desplazamientos de los bloques inestables. A ello se llega sin necesidad de invertir (ni siquiera formular) la matriz de rigidez del sistema.

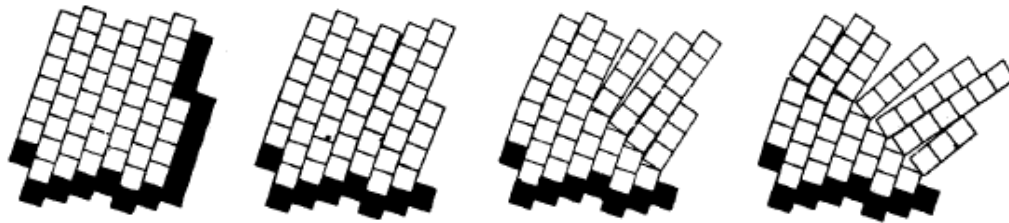


Fig. 3 – Inestabilidad por vuelco de un conjunto de bloques. Salida gráfica (Cundall, 1971)

La escasa capacidad de los ordenadores y de los elementos de interfaz gráfica en aquella época no permitía análisis más completos, pero esos estudios fueron el germen del DEM (Distinct Element Method), que fue el primero de una serie de programas y versiones progresivamente más potentes y refinados, y que pronto abandonó la limitación de aplicación a macizos rocosos para estudiar también otros medios formados por partículas individuales (Cundall y Strack, 1979). Para las aplicaciones prácticas, el método desbancó a otros intentos de abordar el problema con enfoques basados en el concepto de matriz de rigidez del sistema, más rigurosos pero menos eficaces (p. ej., Serrano y Rodríguez-Ortiz, 1973; Cañizal y Sagaseta, 1988). En 1981, junto con otros profesores de

³ Durante un tiempo trabajó como ingeniero en la empresa Dames and Moore, y como tal llegó a intervenir en España en la construcción de la autopista Bilbao-Behobia (frontera francesa), con importantes problemas de desmontes en roca.

la Universidad de Minnesota, creó Itasca Consulting Group, que en 1984 comercializó el programa UDEC.

Pero la década aún guardaba otro salto cualitativo en 1986, con la creación del programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continuum) y su comercialización por Itasca. Fue una nueva idea de P. Cundall, que vio la posibilidad de aplicar la misma metodología a los medios continuos, estableciendo para ello una malla de diferencias finitas, con masas concentradas en los nodos, y fuerzas de interacción entre nodos contiguos. Con el esquema de solución iterativa descrita para el DEM, constituye una alternativa adicional a los métodos de Elementos Finitos, cerrando así de algún modo el círculo iniciado en los años 30 con la introducción del método matricial ⁽¹⁾.

2.3 – Análisis de procesos constructivos

En el cálculo de estructuras, lo habitual es analizar la respuesta de una determinada configuración frente a diversas hipótesis de carga alternativas, con muy pocas variaciones de la estructura a lo largo del proceso. En Geotecnia, en cambio, lo más común es que las cargas actúen unas a continuación de otras, comenzando por el estado inicial, que habitualmente es geostático (peso propio, superficie horizontal). Sobre estas tensiones se superponen los cambios producidos por las cargas y deformaciones impuestas.

Ello no implica más que la simple concatenación de las fases del cálculo, planteando el problema fuerzas-desplazamientos en términos incrementales, y acumulando los resultados tras cada fase, lo cual estaba más o menos implícitamente incluido en todos los programas. Sin embargo, una de las operaciones más comunes en procesos geotécnicos es la excavación de zonas (túneles, excavaciones a cielo abierto), o la adición de elementos nuevos (construcción de terraplenes, o instalación de apuntalamientos o anclajes en excavaciones, etc.). Los programas iniciales citados no incluían estas opciones, aunque muy pronto se hizo patente su necesidad. La primera publicación de la que los autores tuvieron conocimiento fue la de Clough y Duncan (1971) (ver Cañizo y Sagaseta, 1972).

Hubo cierta controversia inicialmente, pues no era evidente la irreversibilidad de las acciones de excavación y adición. En los primeros años, no todos los programas simulaban rigurosamente estos procesos, sino que introducían la aplicación de presiones equivalentes en el contorno excavado. Actualmente, todos los programas existentes reproducen estos procesos de forma adecuada, ya que se trata de una situación muy frecuente, concretamente en el análisis de túneles.

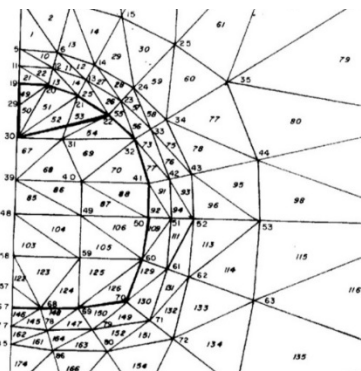


Fig. 4 – Malla de E.F. Reproducción del proceso constructivo (Sagaseta, 1973)

La Figura 4 muestra un intento de reproducir, con los medios disponibles en la época, el proceso constructivo de un túnel construido por el Método Belga. Se emplean elementos triangulares (CST) para el terreno, y elementos viga (en negrita) para el revestimiento y para un apuntalamiento provisional del techo de la galería de clave, que se suprimía al instalar el revestimiento de la bóveda.

2.4 – Túneles. Alivio tensional.

Los túneles constituían uno de los problemas en los que los métodos de elementos finitos mostraron su aplicabilidad. Por una parte, eran una estructura rodeada por el terreno, en los que las soluciones teóricas en tensiones y deformaciones estaban limitadas a casos de simetría axial, condición que desaparecía con la influencia de la superficie en cuanto la profundidad del túnel era menor de 4 o 5 diámetros. Por otra parte, en túneles el interés radica no sólo en los esfuerzos y deformaciones en el propio túnel, sino también, en zonas urbanas, en las deformaciones inducidas en un entorno relativamente amplio. En tercer lugar, desde los años 70 ha habido un creciente interés por la instrumentación de casos reales, lo que proporciona datos reales de validación de los cálculos.

Sin embargo, frente a estos puntos a favor, hay una dificultad peculiar: la construcción de un túnel tiene lugar por avances sucesivos del frente, seguidos por la instalación de elementos de sostenimiento y/o revestimiento. Esto es un proceso claramente tridimensional, lo cual complica en principio cualquier análisis, no sólo numérico.

Las soluciones clásicas, utilizadas antes de la aparición de los métodos numéricos, obviaron el problema, dividiéndolo en dos visiones parciales, ambas en dos dimensiones:

- Para el estudio de las tensiones y deformaciones del túnel como tal, considerar un estado de deformación plana (túnel “mágicamente” construido de forma simultánea en toda su longitud); si la relación profundidad/diámetro es muy grande, ignorar incluso la influencia de la superficie, reduciendo así la geometría a un caso axilsimétrico.
- Para los problemas específicos de la excavación, como la estabilidad del frente, o las deformaciones por delante de éste, analizar el problema en el plano de simetría vertical longitudinal al túnel, (lo que supone en rigor un túnel de anchura infinita), introduciendo luego alguna corrección semiempírica para tener en cuenta la dimensión transversal real del túnel.

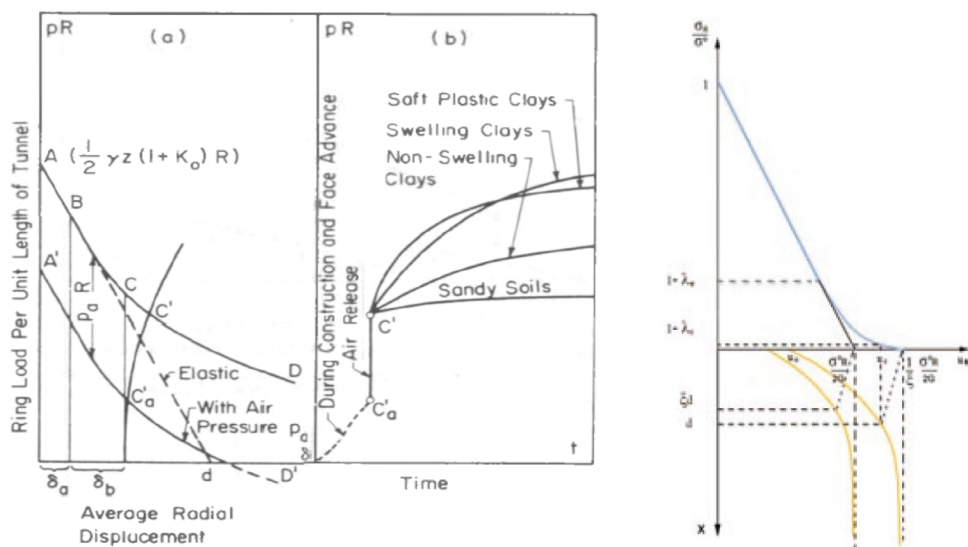
Como en otros puntos comentados, también aquí se produjo una curiosa interacción entre avances en temas diversos. Sin duda, la Ponencia General de R.B. Peck (1969) en el Congreso de México marcó un hito en el análisis de túneles en suelos. Recogía lo más destacado de un proyecto realizado en la Universidad de Illinois para el Departamento de Transportes (DOT) de Estados Unidos en 1964-68. Este periodo se sitúa justo antes de la eclosión de los métodos de elementos finitos. De haber sido al revés, el estudio habría tenido sin duda otro enfoque, con un uso intenso de los elementos finitos, en detrimento de la elegancia y simplicidad de los métodos y razonamientos expuestos. A cambio, los elementos finitos se encontraron con un fértil campo de ideas simples pero razonables, con las que comparar sus resultados.

Uno de los puntos que se presentan en esa publicación es el mecanismo de interacción entre túnel y terreno y su posibilidad de análisis mediante un modelo en dos dimensiones. La Figura 5-a) (acompañada en el texto original de una descripción con un nítido enfoque geotécnico), constituye posiblemente la primera presentación explícita del diagrama convergencia-confinamiento. Aparecen ya las curvas características del terreno y del revestimiento, mostrando la influencia de la rigidez de éste y de su tiempo de instalación, y también el papel de la deformación diferida del terreno (incluso la consideración del aire comprimido, reduciendo las tensiones en el valor de la sobrepresión).

Este diagrama se había ya intuido con anterioridad, y desde mediados del siglo XX existía una creciente apreciación del problema por proyectistas y constructores de túneles (Szechy, 1967).

Para la consideración de la instalación diferida del sostenimiento hay dos opciones:

- Suponer directamente (Figura 5-a) una deformación previa conocida, (δ_a, δ_b). Su valor puede definirse en cada caso a partir de experiencias previas en terrenos similares, o, en su ausencia, mediante análisis paramétricos por elementos finitos tridimensionales, método propuesto por Panet y Guenot (1982) (Figura 5-b), adoptado como recomendado por AFTES en 2001.



a) Esquema conceptual (Peck, 1969)

b) Método de Panet y Guenot (1982)

Fig. 5 – Interacción túnel-terreno. Diagrama convergencia-confinamiento

- Definir la deformación previa a partir de la aplicación de un cierto “coeficiente de alivio” a la tensión inicial (tramo AC de la curva característica del terreno). Para la asignación de un valor de este coeficiente, se puede acudir, como en la opción anterior, a experiencias previas o análisis en 3D. Algunos autores han publicado también análisis paramétricos, tabulando valores adecuados de la reducción a aplicar a las tensiones geostáticas. La Figura 6 (Kielbassa y Duddeck, 1991) muestra los coeficientes de alivio, s_v^r , para la tensión vertical, con valores alrededor de 0,5 (rango 0,3-0,7), creciente al aumentar la flexibilidad relativa del túnel, β .

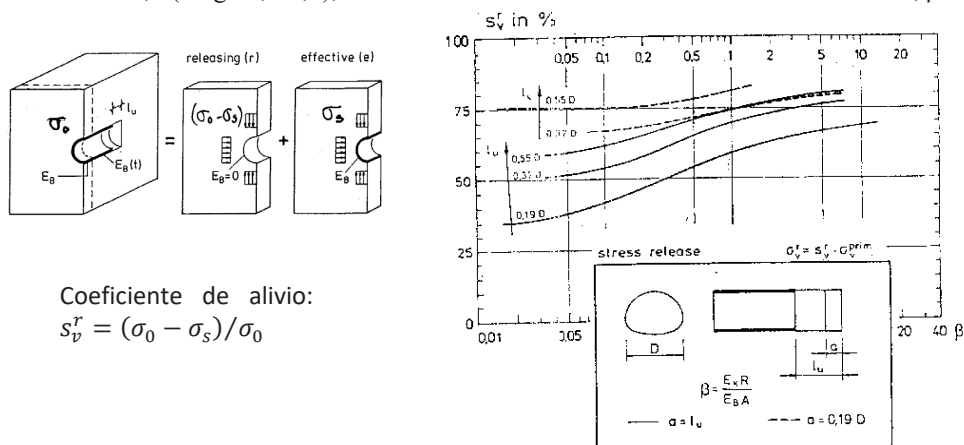


Fig. 6 – Coeficiente de alivio. Tensión vertical (Kielbassa y Duddeck, 1991)

2.5 – Túneles. Asientos

Pero la Ponencia de Peck (1969) es más conocida por otros aspectos. El más popular es sin duda la propuesta de ajustar los perfiles transversales de asientos superficiales a una curva de Gauss,

definida por dos parámetros, habitualmente el asiento máximo, s_{max} , que se produce sobre la clave del túnel, y la abscisa i del punto de inflexión, en el que el asiento es 0.61 veces ($e^{-1/2}$) el máximo. También se puede utilizar el volumen de asientos, V_s , relacionado con ellos:

$$s = s_{max}e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad ; \quad V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s \cdot dx = \sqrt{2\pi} \, i \, s_{max} \tag{1}$$

Esta curva, para cuya aplicación no hay ninguna base teórica, ha demostrado su capacidad de representar con sorprendente precisión los perfiles de asientos en casos reales, existiendo ya una amplia experiencia sobre los valores de los parámetros. Es usual relacionar el asiento máximo, o el volumen de asientos, con las características del terreno y del túnel. Para la abscisa i del punto de inflexión, la tendencia actual es adoptar un valor proporcional a la profundidad del eje del túnel, con un factor en el rango 0,3-0,4 en suelos arenosos y de 0,4-0,5 en arcillas.

La creciente disponibilidad de programas de elementos finitos en esos años hizo abrigar la esperanza de que los resultados de los cálculos numéricos concordaran con la experiencia. Así ha sido, salvo en un aspecto muy concreto: la anchura del perfil de asientos resultante de los cálculos, (definida por la abscisa i del punto de inflexión) es siempre algo mayor que lo observado en la realidad. La situación mejora con el uso de modelos constitutivos no lineales, y con la consideración de que el módulo elástico crece con la profundidad, pero no llega a ser satisfactoria.

Al final de los años 80, empezó a tomar cuerpo la atribución, al menos parcial, de la discrepancia a que la ley tensión-deformación de los suelos suele ser fuertemente no lineal en el rango de muy pequeñas deformaciones (Gunn, 1992). Se trata de un hecho admitido desde mucho antes: los módulos obtenidos de ensayos dinámicos eran sistemáticamente mayores que en ensayos estáticos, lo que llevó al uso de los términos de módulo “dinámico” y “estático”, pero el aumento de la precisión de medida de las pequeñas deformaciones, constató que el hecho se daba tanto para cargas estáticas como dinámicas, y el módulo decrece en todos los casos al aumentar el nivel de deformaciones.

Los cambios de tensiones decrecen con una potencia 2 o 3 de la distancia al túnel, lo que implica un crecimiento recíproco del módulo aparente. Ello supone que las deformaciones se amortiguan con la distancia más de lo previsto, lo que lleva a un perfil de asientos más cerrado. Amplias discusiones en múltiples foros llevaron pronto un acuerdo en las líneas generales del argumento.

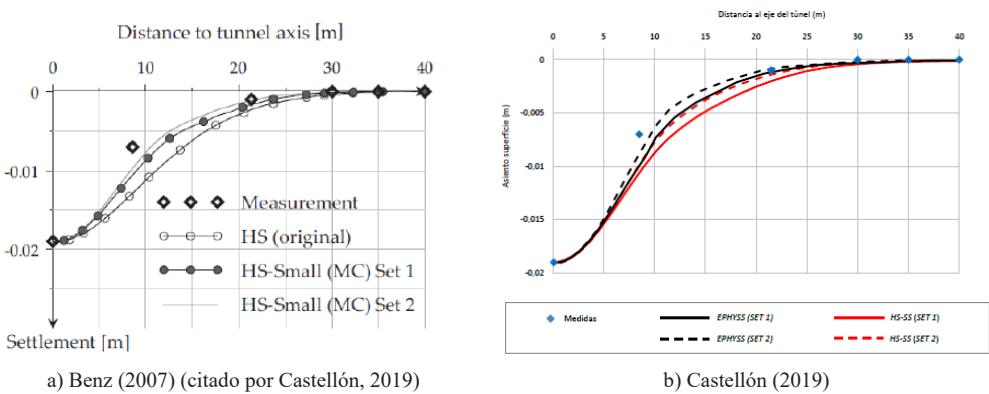


Fig. 7 – Perfiles de asientos en un caso real. Rigidez variable en pequeñas deformaciones.

Los programas de elementos finitos reaccionaron ante la situación, proponiendo modelos de comportamiento con módulos variables dentro del rango de pequeñas deformaciones (Figura 7-a). Aparentemente, la aproximación obtenida con un modelo elastoplástico (Mohr-Coulomb) con

rigidización (HS), que en 2007 se consideraba ya “convencional”, es aceptable junto al eje de simetría, pero no a distancias mayores: los asientos medidos a 10-15 m ($x \cong 2i$) son el 50% de los calculados. La consideración de no linealidad en pequeñas deformaciones (HS-Small) con parámetros razonables reduce el error, aunque sin llegar a anularlo. Ni siquiera con modelos más refinados (Figura 7-b) se logra un ajuste total. La importancia de las diferencias es más notable al calcular deformaciones unitarias (distorsión angular, curvatura) para el efecto en estructuras.

2.6 – Consideración del agua intersticial

El agua intersticial constituye el elemento distintivo más característico de los problemas geotécnicos. Como ya se ha descrito, el método de elementos finitos nació para su empleo en análisis estructural, por lo que la consideración del fluido intersticial recibió atención más tarde.

Ya en el libro de Zienkiewicz y Cheung (1967) se incluía la posible aplicación a la distribución de potenciales hidráulicos (o eléctricos), regida por la ecuación de Laplace. Ello permitía el análisis de flujo hidráulico estacionario. Sin embargo, aquí acababan las posibilidades. Lo que no se contempló en principio fue el acoplamiento sólido-fluido, que es la base de la problemática geotécnica. Para su resolución hubo que esperar unos años.

En función del tipo de acoplamiento se dan distintas situaciones. En el caso de carga con drenaje en suelos granulares, de alta permeabilidad, la filtración del agua intersticial es aproximadamente independiente de las deformaciones del suelo, lo que hace posible la resolución en dos etapas: se analiza en primer lugar el problema de flujo, obteniendo la distribución de presiones intersticiales, y de éstas se obtienen las fuerzas máscas que actúan sobre el esqueleto sólido, con las que se resuelve el problema tensión efectiva-deformación.

El caso de carga sin drenaje, de importancia capital en Geotecnia, es más complicado. Existe la posibilidad de utilizar el mismo método que en los cálculos manuales, analizando el conjunto suelo-agua con los parámetros mecánicos equivalentes, sin drenaje, en tensiones totales. Sin embargo, su implementación en análisis numérico tiene un serio inconveniente: la incompresibilidad sin drenaje implica un coeficiente de Poisson equivalente en totales, $\nu_u = 0.5$, lo que hace que la matriz de rigidez tenga términos de valor infinito (su inversa, la matriz de flexibilidad, es singular). Ello lleva a descartar todas las formulaciones en desplazamientos, y la única solución teóricamente rigurosa es una formulación híbrida, en desplazamientos y tensiones (p. ej., Ballester y Sagasetta, 1979), lo que, fuera de algunos estudios teóricos, no ha fructificado en la práctica ingenieril.

La alternativa más habitual es tomar un valor cercano del parámetro ($\nu_u = 0.5 \times 0.999 \dots$), con el inconveniente de que en algunos casos los resultados dependen de la proximidad elegida.

En cualquier caso, sólo se obtienen las tensiones totales, pero no las presiones intersticiales, lo que puede ser admisible en cálculos manuales, pero no tanto en un cálculo refinado.

Otra opción es el análisis en tensiones efectivas, lo cual en principio es válido siempre, para cualquier condición (drenaje, no drenaje, consolidación). Los primeros programas de elementos finitos con posibilidad de análisis acoplado para estas condiciones no aparecieron hasta bien entrada la década de los 80, y su disponibilidad en la práctica tuvo que esperar casi una década más. De todas formas, su empleo requiere un conocimiento profundo del papel del análisis en tensiones efectivas, y de la capacidad de los modelos constitutivos para su aplicación. Casos como la rotura de la Nichol Highway, en Singapur, en 2004, han puesto de manifiesto este hecho.

2.7 – Análisis en 2D-3D

En contra de lo que aparentemente podría pensarse, los primeros programas estaban redactados de forma que permitían el análisis en dos o en tres dimensiones. En la formulación matricial no planteaba ninguna diferencia que el dominio fuera bi- o tridimensional.

Sin embargo, esta facilidad era sólo teórica. En primer lugar, la capacidad de los ordenadores requerida era mayor (proporcional al cubo, y no al cuadrado, del número de elementos), y ello

restringía el análisis en 3D a casos de geometría muy sencilla. Pero, más que eso, la limitación real estaba en la dificultad de generar y visualizar los datos, y sobre todo, los resultados. Las primeras pantallas gráficas, muy rudimentarias, son ya de los años 80, y los primeros ordenadores personales (no ya portátiles), aparecieron hacia 1985, lo que retrasa la posibilidad real de cálculos tridimensionales hasta bien avanzados los años 90.

El avance fue gradual, y los programas existentes lanzaron versiones 3D parciales, en las que se definía una malla bidimensional en un plano (XY), que luego se reproducía (con pequeños cambios) en la dirección del tercer eje (Z), mediante elementos prismáticos: si éste eje era vertical, se reproducía una cimentación (un círculo de hormigón en la malla básica generaba un pilote cilíndrico); si era horizontal, se generaba una estructura alargada (túnel, terraplén, o zanja). El programa PLAXIS 3D-tunnel se lanzó en 2001. Ello constituyó una transición suave a los auténticos programas 3D, ya en pleno siglo XXI.

Esto ha supuesto un avance sustancial en las posibilidades de análisis realista de la excavación de los túneles, siendo una alternativa viable a los métodos comentados (Apartados. 2.4 – y 2.5 –).

2.8 – Modelos constitutivos. Grandes deformaciones

En paralelo con el avance de los métodos numéricos, en el último medio siglo ha tenido lugar un desarrollo espectacular de los modelos constitutivos tensión-deformación, para reproducir lo más fielmente posible las peculiaridades del comportamiento mecánico de suelos y rocas. No es objeto de este artículo entrar en detalles de este aspecto, y únicamente es preciso dejar constancia del hecho. Al modelo elástico lineal se fue incorporando la no linealidad mediante modelos elastoplásticos clásicos. Los años 70 vieron la eclosión de los modelos de estado crítico, que han permitido un análisis global de suelos blandos, en el entorno de la presión de preconsolidación.

En el otro extremo, en los años 90 aumentó el interés por el comportamiento de los suelos en el rango de pequeñas deformaciones. Ello obedecía al estudio de problemas dinámicos, pero en el campo de los túneles también era de interés práctico para algún aspecto concreto (Apdo. 2.5 –).

En cuanto a las grandes deformaciones, se salen también del objeto presente, y únicamente señalaremos la aparición de métodos como el *Material Point Method* (MPM), de fundamentos y utilización suficientemente sencillos para permitir un uso en problemas prácticos (Abe et al., 2013).

2.9 – El equilibrio límite

Los métodos descritos en los epígrafes precedentes permitían el análisis de las tensiones y deformaciones en la situación en servicio, pero en Geotecnia, al igual que en otras ramas de la Ingeniería, se precisa evaluar también el margen de seguridad existente frente a la rotura del terreno.

Este segundo punto, conocido tradicionalmente como “análisis en rotura” o del “equilibrio límite”, se cubría sólo parcialmente. Si se trataba de un caso con aplicación de cargas, como en una cimentación, podía ir aumentándose progresivamente por escalones el valor de la carga, hasta que la matriz de rigidez del sistema se hacía singular. El cociente entre la máxima carga aplicada y la carga real es el coeficiente de seguridad. Sin embargo, el procedimiento era, además de lento (se requería resolver el problema en muchos estados sucesivos), poco preciso, pues antes de llegar al valor límite, la matriz era cuasi-singular, aparecían errores de convergencia en la resolución, y la carga de rotura no siempre podía calcularse con la precisión suficiente. La Figura 8 muestra uno de los primeros cálculos exitosos, en simetría axial, que requería emplear elementos de 15 nodos (De Borst y Vermeer, 1984), lo que entonces se salía de lo habitual. El programa utilizado, desarrollado en la Universidad de Delft, fue el germen del código PLAXIS.

Pero existe otro tipo de casos en los que no se aplica ninguna carga exterior, de los que el más común en Geotecnia es la estabilidad de taludes (o la llamada estabilidad global). En éstos, el coeficiente de seguridad habitualmente se define en los parámetros de resistencia del terreno (c, ϕ con el criterio de Mohr-Coulomb). La solución obvia es similar a la anterior, repitiendo el análisis

desde el comienzo, minorando los parámetros de resistencia mediante un factor progresivamente creciente.

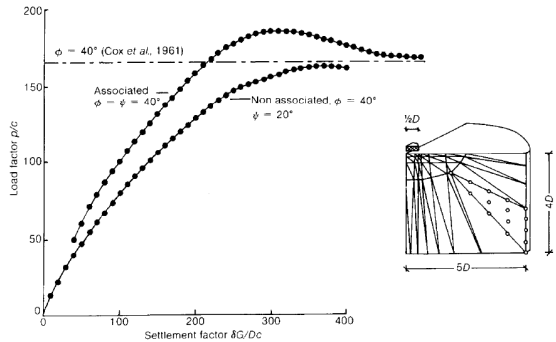


Fig. 8 – Coeficientes de seguridad en cargas. Zapata circular (De Borst y Vermeer, 1984)

Años más tarde, surgió la idea de desarrollar algún algoritmo de cálculo para la reducción de parámetros de forma directa, a partir de los resultados iniciales, en un sólo proceso de análisis.

Suele citarse el trabajo de Smith y Hobbs (1974) como el primer intento de modelar la deformación de un suelo en equilibrio al reducirse los valores de sus parámetros resistentes, para el caso de carga sin drenaje ($\phi = 0$). El algoritmo no era totalmente riguroso, y se utilizaban criterios de redistribución de residuos numéricos no equilibrados, de forma más o menos razonable. La Figura 9 muestra el análisis presentado por Griffiths y Lane (1999), más general. La derivación rigurosa es posible, (Da Costa, 2004) aunque requiere cambios relativamente importantes en la formulación básica de la elastoplasticidad incremental. Actualmente, prácticamente todos los programas de elementos finitos disponen de herramientas, más o menos rigurosas, para analizar mecanismos de rotura por reducción de parámetros resistentes a partir de un estado en equilibrio, cumpliendo los requerimientos de la normativa. Con ello, constituyen una alternativa a los métodos clásicos de equilibrio límite, con programas de cálculo cada vez más eficaces.

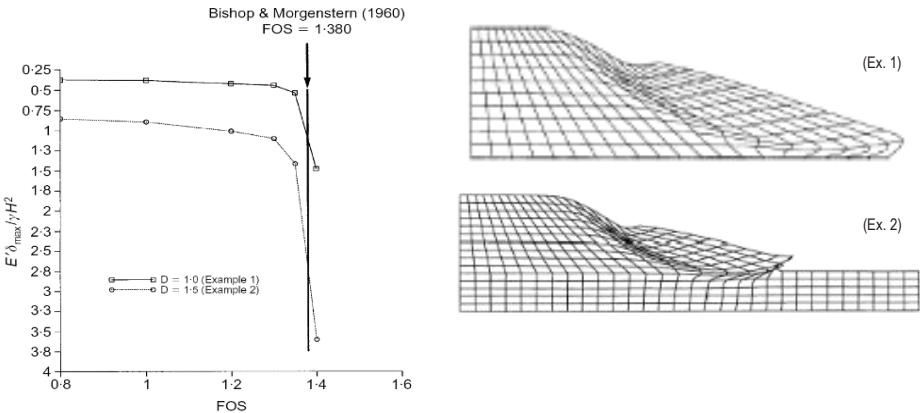


Fig. 9 – Coeficientes de seguridad en parámetros resistentes. Estabilidad de un talud (Griffiths y Lane, 1999)

2.10 – El entorno académico y científico-técnico

Todas las ramas del conocimiento han propiciado la creación de sociedades, grupos de trabajo u otro tipo de foros para potenciar los intercambios de ideas y resultados. Los métodos numéricos y

su aplicación en Geotecnia no son una excepción. Tras su nacimiento como rama de la ingeniería estructural (en concreto la aeronáutica y la civil), la aplicación a problemas geotécnicos fue impulsando la creación de grupos de trabajo especializados en este campo.

Surgieron así grupos como ICONMIG (ahora IACMAG), que, con el empuje inicial del Prof. Desai, organizan conferencias cada 3 años, desde su primer evento en Vicksburg (1972), hasta el último de momento en 2019 en Gandhinagar (India). En 1982 se creó un grupo similar, más reducido, promovido por los Profs. Pande y Pietruszczak, NUMOG (actualmente COMGEO) con objetivos similares, en un ambiente más reducido.

En los años 80, la Sociedad Geotécnica Internacional (ISSMGE), que ya había tenido un Comité Técnico (TC12) sobre “Validation of Computer Simulation”, decidió que los métodos numéricos debían tener un mayor protagonismo dentro de la Sociedad, y en 1988 creó, en un ámbito europeo, el Comité Técnico ETC7, sobre Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE). Este Comité ha celebrado sus Conferencias cada 4 años desde entonces, y ha sido sin duda un elemento de notable impulso de este campo en Europa. La primera Conferencia se celebró en Santander (España) en 1990 (a la que se dio el número 2, para incorporar como número 1 a un Simposio previo celebrado en Stuttgart en 1986) y el último, 9º NUMGE, en 2018 en Oporto (Portugal) (el próximo, nº 10, está programado en Londres en 2022).

Para una ampliación del ámbito geográfico, la ISSMGE ha creado además en los últimos años el Comité TC103 (Numerical Methods in Geomechanics), acogido por la Sociedad Japonesa.

3. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El caso elegido es el constituido por las cavernas de la estación Baixa-Chiado del Metro de Lisboa, proyectadas y construidas en la década de los 90, y que ha sido posible reanalizar con las herramientas de cálculo disponibles actualmente, ilustrando así la eficacia de éstas últimas, y permitiendo valorar los cálculos realizados entonces.

Se trata evidentemente de una obra emblemática, en la que el primer autor del presente artículo tuvo el honor de participar como colaborador del equipo de Asistencia Técnica (Sagaset et al., 1999). Como tal, su labor fue contribuir a evaluar y desarrollar los análisis tendentes a depurar los aspectos constructivos. No realizó directamente los cálculos, pero sí colaboró en el análisis de los mismos, que en gran parte se iban desarrollando en paralelo con el avance de la construcción y con los resultados de la instrumentación instalada.

3.1 – Ubicación. Relación con la red de Metro

El llamado *Empreendimento da Baixa* formaba una parte importante de las obras de ampliación del Metro de Lisboa en los años 90, para las que la celebración de la Expo-98 constituyó un incentivo adicional. Entre otras actuaciones, la obra consistió (Figura 10) en la desconexión de la unión en curva existente al Sur en la línea circular existente, entre las estaciones *Rossio* y *Restauradores* y su sustitución por un cruce en X de las dos líneas resultantes: la llamada línea verde (línea C) entre *Cais do Sodré* y *Rossio*, continuando hasta *Campo Grande* al Norte, y la línea azul (línea A), entre *Restauradores* y *Terreiro do Paço*, para continuar a lo largo de la ribera por la zona portuaria.

El cruce se resolvía mediante dos cavernas paralelas de alineación Norte-Sur, denominadas en lo que sigue por su situación: Este (*Nascente*) y Oeste (*Poente*). Las dimensiones de cada una eran:

- Longitud: 180 (*Nascente*) y 160 m (*Poente*)
- Anchura/altura: 17,6 m/16,2 m (sección transversal excavada: 247 m²)
- Separación entre ejes: 25 m (7 metros entre trasdós de hastiales)
- Profundidad de la clave: ~30 m

Se trataba de dos líneas de Metro de elevado tráfico de pasajeros: además de la densa urbanización de los propios barrios *Baixa* y *Chiado*, la estación de ferrocarril *Cais do Sodré* es la cabecera de la línea *Lisboa-Cascais*, y las estaciones marítimas de *Cais do Sodré* y *Terreiro do Paço*

atienden las conexiones con la margen opuesta del río Tajo. Ello hacía prever un elevado número de transbordos de pasajeros entre ambas líneas, lo que llevaba a reducir al mínimo la separación entre las cavernas y establecer varias galerías peatonales entre ellas. Además de las dos estaciones, debían alojar una amplia zona de conexiones y maniobras ferroviarias en su extremo Sur. Al Norte de las cavernas, tenía lugar el cruce en “salto de carnero” de las dos líneas.

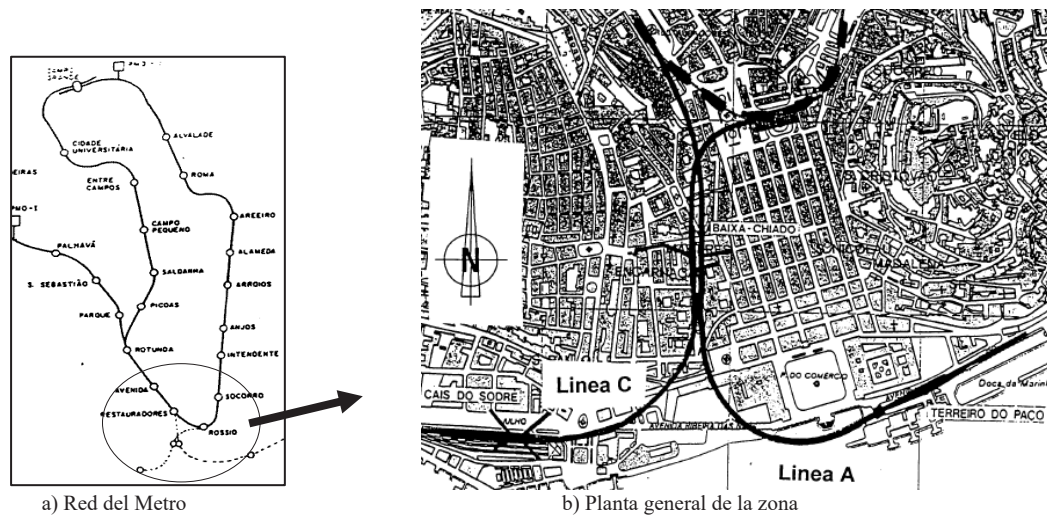


Fig. 10 – Las cavernas de la estación de Baixa-Chiado (Lisboa).

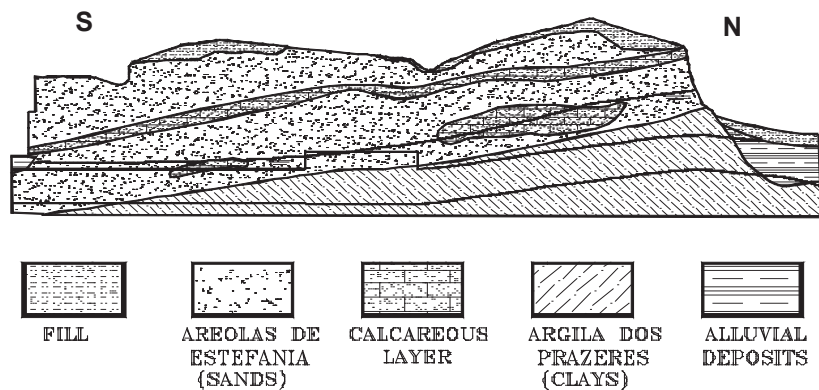


Fig. 11 – Perfil geotécnico de la colina de Chiado

3.2 – Características geotécnicas

Las cavernas se ubican en el centro de la colina del Chiado (Figura 11), atravesada de Sur a Norte por las dos líneas. Geológicamente, se trata de niveles Miocenos. Desde la superficie hasta la zona central de las cavernas consiste en arenas limosas densas (habitual rechazo en SPT), denominadas localmente *Areolas de Estefania*, con ligera cementación por carbonatos, que en ocasiones llega a constituir verdaderas calcarenitas. Bajo este nivel, aparecen las llamadas *Argilas dos Prazeres*, margas y arcillas duras de color gris, con ocasionales lentejones calcáreos. En el extremo Sur de las cavernas, el contacto entre ambos se sitúa a nivel de la destroza, y asciende

amente hacia el Norte. Existe un nivel freático colgado en la parte inferior de las arenas, de unos 10 metros de potencia. Transversalmente, los contactos buzcan ligeramente hacia el Este.

Fuera de las colinas, aparecen sedimentos Cuaternarios, asociados al río Tajo, que no son objeto de este artículo. El aparente escarpe vertical al Sur del perfil (Figura 11) es en realidad la fachada de un edificio adosado al talud (situación muy frecuente en Lisboa). La Tabla 1 resume los diámetros de proyecto adoptados para los diferentes materiales.

Tabla 1 – Parámetros geotécnicos de proyecto

Parámetro	<i>Areolas de Estefania</i>	<i>Argilas dos Prazeres</i>
Comportamiento	Drenado	No drenado
Módulo de elasticidad, E (MPa)	50	125
Coefficiente de Poisson, ν	0,25	0,35 (*)
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20,3	20,3
Cohesión, c (kPa)	20	490
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	35°	0°
(*) Valor adoptado considerando la presencia de niveles margosos y saturación no total		

3.3 – Construcción. Instrumentación

La construcción se realizó según el Nuevo Método Austriaco, adaptado a las dimensiones de las cavernas y al terreno atravesado (Figura 12-a). El sostenimiento primario era de hormigón proyectado, de 0,41 m de espesor, reforzado de forma continua con cerchas de celosía, de 0,40 m de canto, formadas por 4 redondos Ø32 mm, con sus rigidizadores. El espaciamiento entre cerchas era de 0,80 m (en zonas difíciles, de 0,60 m). Este sostenimiento se utilizó tanto en el paramento final como en los tabiques de separación entre fases, que eran demolidos posteriormente. El pase de avance era el preciso para colocar una cercha. En cada nivel de destroza se construyó contrabóveda provisional de hormigón.

El revestimiento secundario era de hormigón armado continuo, de 0,60 m de espesor.

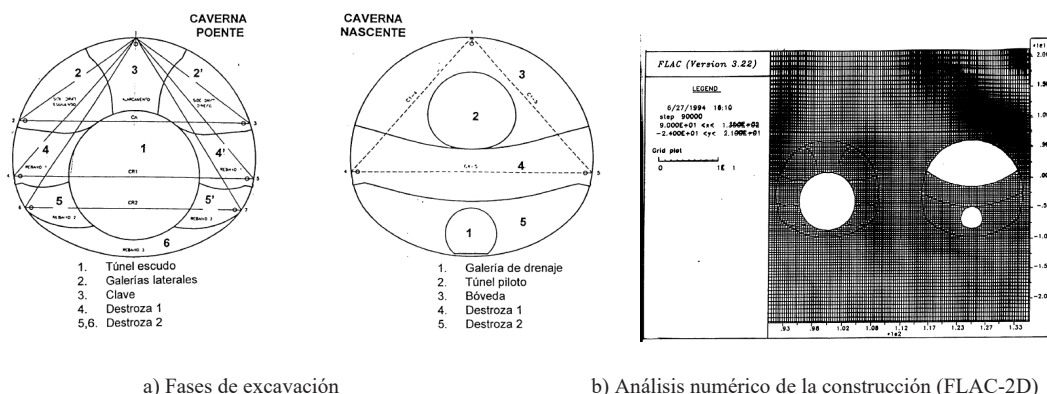


Fig. 12 – Sección transversal tipo. Fases constructivas

El proceso vino influido por la construcción simultánea de los túneles de línea (Figura 10) con un escudo excavador de frente compensado por presión de tierras (EPB), de 9,71 m de diámetro, y dovelas de hormigón armado. El escudo se montó en la estación de *Cais do Sodré*, y construyó el túnel de línea C, hasta el pozo situado junto a la estación de *Rossio*. Allí se desmontó, y se trasladó al pozo de *Restauradores*, desde donde excavó la línea A hasta *Terreiro do Paço*, atravesando remolcado en sentido N-S la caverna *Nascente*, ya excavada y con sostenimiento primario.

Durante la construcción, se hacía un análisis paralelo, usando FLAC-2D (Figura 12-b).

La Figura 13 presenta una planta de la zona de las cavernas, entre los perfiles transversales P30 a P37. La instrumentación, con medida de movimientos en superficie y en el interior del terreno, estaba fuertemente condicionada por las edificaciones existentes. El perfil más densamente instrumentado fue el P36, a lo largo de la *rua Garrett*, transversal, que es el que se considera representativo para el presente análisis.

– Caverna *Nascente*

En primer lugar, se drenó el fondo de las Areolas de Estefania (Figura 11). Para ello se excavó (Figura 12-a) una galería inferior (1), enteramente en las arcillas, desde la que se perforaron drenes oblicuos ascendentes, lo que permitió la excavación posterior prácticamente en seco.

La caverna en sí se construyó de octubre de 1994 a octubre de 1995, con la secuencia habitual del NMA: galería de avance (2); ensanche de bóveda (3); y destrozas (4) y (5). A la vez, se excavaba con escudo el túnel de línea a lo largo de la futura caverna *Poente*.

– Caverna *Poente*

El túnel de línea ya construido permitió prescindir de una nueva galería de drenaje, pues además, la caverna *Nascente* suponía un drenaje adicional por la inclinación de la estratificación hacia ella. La excavación se hizo entre octubre de 1995 y abril de 1997, ensanchando el túnel y demoliendo su revestimiento (Figura 12-a) (a partir del perfil P-34, se modificó la secuencia en la bóveda (3-2-2' en vez de 2-2'-3). El sostenimiento y el revestimiento fueron iguales a los de la caverna *Nascente*.

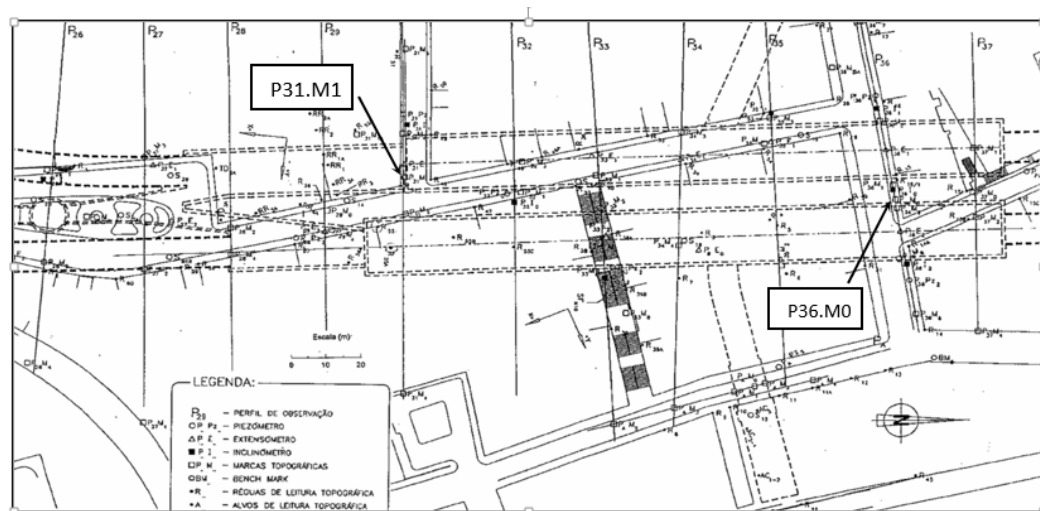


Fig. 13 – Planta general de las cavernas. Instrumentación.

En la Figura 14 se muestra la secuencia constructiva detallada de ambas cavernas. El origen de tiempos se toma el 01/01/1995. Para las fases de excavación manual, en frentes múltiples, los avances en cada frente son de 0,8 – 1,0 m/día. Para el escudo del túnel de línea, entre 4 y 5 m/día.

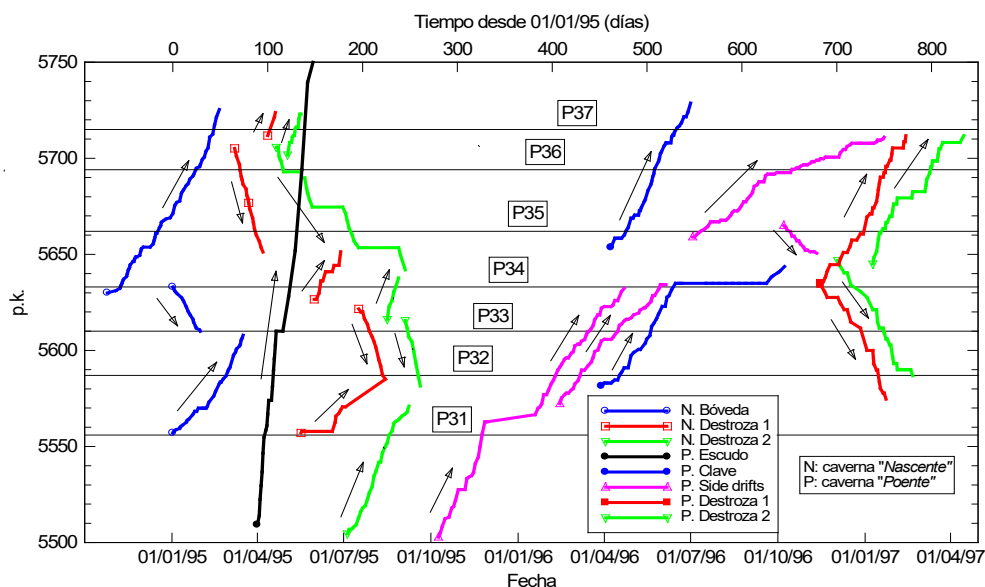


Fig. 14 – Cronograma general de fases constructivas

3.4 – Asientos previstos y observados

Los asientos medidos en el perfil P36 se presentan en la Figura 15, y en la Tabla 2 se resumen sus parámetros representativos: asiento máximo, punto de inflexión (normalizado con la profundidad) y volumen de asientos (tanto en valor absoluto como normalizado con el área excavada). En la Figura 15 se incluyen (curvas de trazos) las predicciones para un perfil típico realizadas al inicio de la construcción, usando el programa FLAC-2D.

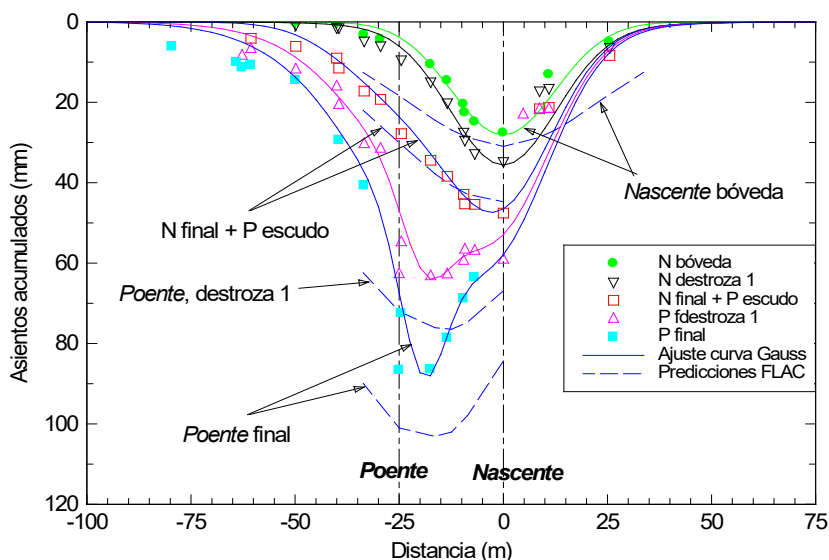


Fig. 15 – Asientos medidos y previstos. Perfil P36

Tabla 2 – Parámetros de asientos medidos. Perfil transversal P-36

Caverna	Fase	Sección, V_0 (m^2)	S_{max} (mm)	i/H	V_s (m^3/ml)	V_s / V_0 (%)
Nascente	Bóveda	100	25,3	0,55	0,87	0,87
	Destroza 1	74	5,7	0,55	0,19	0,26
	Destroza 2	73	8,8	0,63	0,50	0,68
	Total	247	39,8	0,55	1,56	0,48
Poente	Escudo	74	11,0	0,76	0,44	0,59
	Clave	30	4,8	0,56	0,17	0,57
	Ensanche	54	23,1	0,41	0,60	1,11
	Destroza 1	43	20,1	0,40	0,51	1,18
	Destroza 2	46	3,1	0,41	0,08	0,17
	Total	247	60,9	0,48	1,80	0,89
Total		494	89,9	0,65	3,36	0,68

Los cálculos predicen adecuadamente el asiento máximo en cada fase. De la distribución transversal, sólo se dispone de las predicciones para la zona central, entre hastiales externos de las cavernas, pero parece clara la tendencia a sobreestimar los asientos en zonas alejadas, siendo los perfiles reales de asientos más cerrados que los previstos, como es habitual.

La excavación de la bóveda y la primera destroza de la caverna *Nascente* produce un asiento máximo de 31 mm, y un volumen relativo de asientos del 0,61% del área excavada (la mayor parte en la fase de bóveda). El perfil de asientos se mantiene simétrico respecto al eje, con el punto de inflexión a una distancia definida por $i/H = 0,55$, valor un tanto elevado para un terreno arenoso, pero que se explica por el gran diámetro relativo de la excavación ($H/D < 2$).

El análisis de la destroza 2 es más complejo, pues durante su excavación se produjo (Figura 14) el paso del escudo del túnel de línea por ese perfil (es el único caso en que se hicieron excavaciones simultáneas y de magnitud similar en ambas cavernas en un mismo perfil). Discriminar las cuantías del asiento que corresponden a una u otra operación, sólo es posible por la comparación con otros perfiles en que no se da esta coincidencia. En la Figura 16 se distinguen claramente los asientos, de unos 10-12 mm de magnitud, asociados al paso rápido del escudo (BC). Con este criterio se han definido los valores mostrados en la Tabla 2.

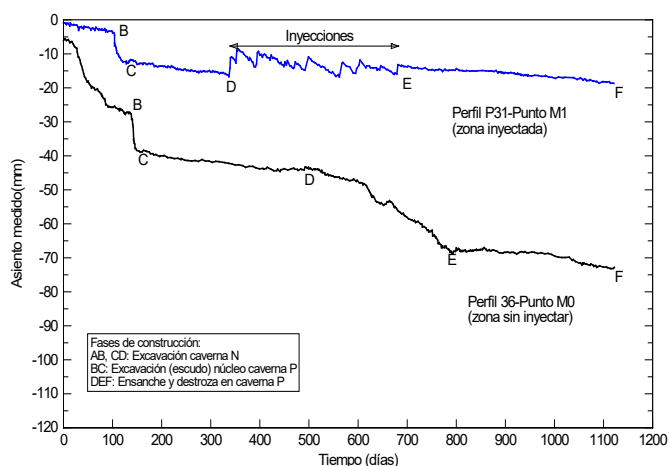


Fig. 16 – Puntos P31M1 y P36M0 (ubicación en Figura 13)

En cualquier caso, al finalizar la primera caverna (y el túnel de línea, que constituía el 30% del área de excavación de la segunda), el asiento máximo era ya de unos 50 mm, valor que, aunque admisible, no permitía acometer el resto de la excavación con garantías. Se decidió entonces ejecutar inyecciones de compensación, que ya se estaban usando en otros tramos. Se hicieron (Figura 13) desde un pozo en un rellano de las escaleras situadas en el perfil P33 (*Escadinhas do Santo Espírito*), y desde una excavación para sótanos con pantallas ancladas, en aquel momento aún sin utilización, situada al Oeste de las cavernas entre los perfiles P28 y P29. Con ello, fue posible tratar la parte Sur de la estación, pero no la zona entre los perfiles P34 y P37, en la que se intensificó el control de la instrumentación, refuerzo previo de las estructuras y reparación posterior de los daños estéticos y funcionales. No se entra aquí en la descripción de los tratamientos, y únicamente se muestra en la Figura 16 la comparación entre los asientos producidos en dos puntos típicos: el punto medio M0 entre cavernas del perfil P36 y un punto en la zona inyectada (P31.M1).

4. NUEVOS ANÁLISIS

Las predicciones de las fases de proyecto y construcción descritas se consideraron entonces aceptablemente ajustadas, calificación que se mantiene desde la perspectiva actual.

El análisis realizado actualmente se centra en la posibilidad de aplicar las técnicas de cálculo numérico que en el momento de la construcción aún no estaban suficientemente desarrolladas. Del examen de la Figura 1 es evidente que, de los cinco avances señalados, los tres últimos no son de aplicación en este caso, y los aspectos que se pueden introducir son el análisis en tres dimensiones y la influencia de la rigidez en pequeñas deformaciones. Se trata de hacer los cálculos con las herramientas actuales, pero sin tratar de ajustar los resultados a los movimientos reales medidos, al igual que lo ya dicho sobre la no modificación de los valores adoptados en su momento para los parámetros geotécnicos del terreno. Se mantiene como escenario de análisis el perfil P36.

4.1 – Reanálisis en 2D. No linealidad y pequeñas deformaciones

En primer lugar, se ha repetido como referencia el análisis 2D de proyecto (Figura 12-b) con el material elástico lineal-plástico perfecto denominado usualmente “Mohr-Coulomb” (MC). Para ello (Figura 17-a) se ha utilizado el código de elementos finitos Plaxis 2D 2019 (Brinkgreve et al. 2019). Inicialmente se han adoptado los parámetros geotécnicos de proyecto (Tabla 1) y se ha ajustado el coeficiente de alivio (Figura 6) para obtener un asiento máximo próximo al medido. Los coeficientes de alivio ajustados son de 35% y 45% para avance y destroza, respectivamente. Los asientos máximos obtenidos en cada fase reproducen de forma aproximada los valores medidos (Tabla 3). La campana de asientos (Figura 18) sigue siendo más abierta, como era de esperar, aunque con menores diferencias que en los cálculos de proyecto. Para mejorar este aspecto, se han realizado simulaciones numéricas 2D empleando el modelo HSsmall que considera la dependencia de la rigidez con el nivel de tensiones y la trayectoria de tensiones y la no linealidad en pequeñas deformaciones (Benz, 2007).

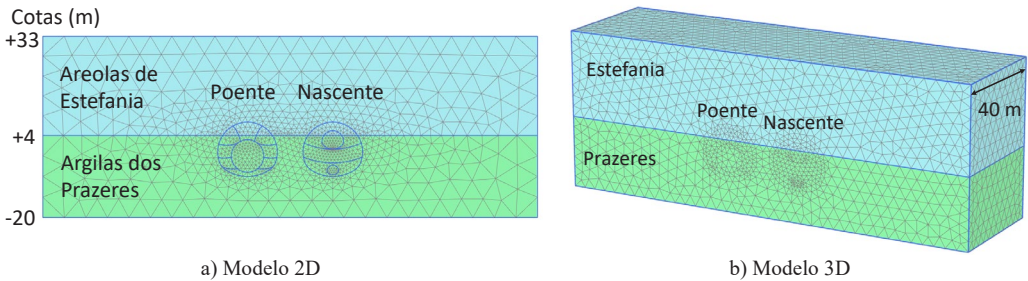


Fig. 17 – Mallas de elementos finitos de los análisis numéricos actuales

Tabla 3 – Parámetros empleados en las simulaciones numéricas con el modelo HSsmall

	ν'	m	p^{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
Estefania	0,2	0,5	100	10	10	30	90	$5 \cdot 10^{-4}$	20	35	0
Prazeres	0,25	0,9	100	50	50	150	150	$5 \cdot 10^{-4}$	490	0	0

Los parámetros del modelo HSsmall se han ajustado para reproducir aproximadamente el mismo asiento máximo en el modelo 2D y empleando correlaciones y valores razonables para este tipo de suelos (Tabla 3). Como ya se ha comentado (Figura 7), la consideración de no linealidad en pequeñas deformaciones (HSsmall) con parámetros razonables mejora sólo ligeramente los resultados (Figura 18), pero siguen existiendo discrepancias.

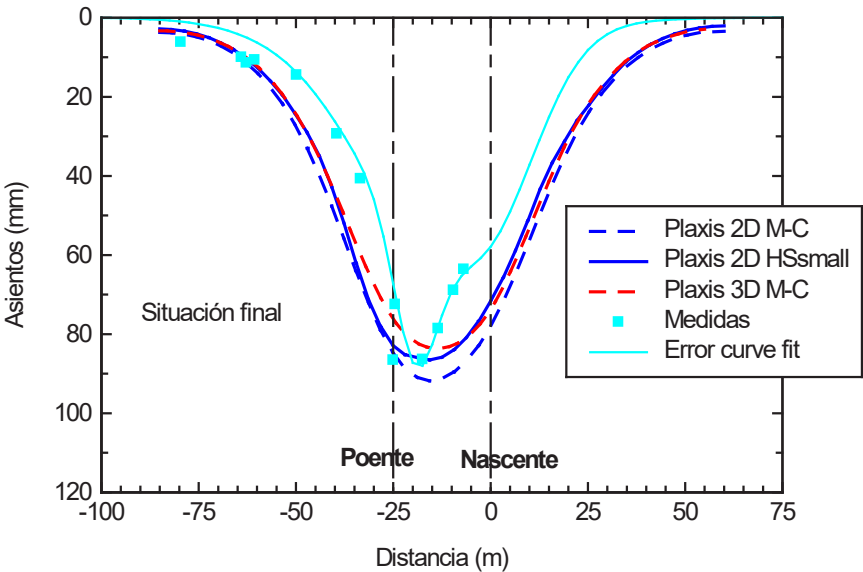


Fig. 18 – Asientos finales obtenidos numéricamente: perfil P36

Tabla 4. Nuevos análisis. Perfil P-36. Asientos máximos medidos y obtenidos

Caverna	Fase	Medido (mm)	2D M-C (mm)	3D M-C (mm)
Nascente	Bóveda	25,3	36,5	37,5
	Destroza 1	5,7	12,2	6,2
	Destroza 2	8,8	2,9	1,4
	Total	39,8	47,6	41,2
Poente	Escudo	11,0	7,2	6,6
	Clave	4,8	11,4	13,4
	Ensanche	23,1	21,6	21,3
	Destroza 1	20,1	20,6	15,0
	Destroza 2	3,1	5,0	4,5
	Total	60,9	65,2	58,5
Total		89,9	91,8	83,6

4.2 – Análisis en 3D

A continuación, se ha usado un modelo 3D (Figura 15-b), reproduciendo el avance de la excavación por fases, sin necesidad de hipótesis sobre el coeficiente de alivio. En este caso, se ha empleado el código de elementos finitos Plaxis 3D v21. Por sencillez, se ha considerado una superficie horizontal del terreno y de la estratificación. Para evitar un número excesivo de elementos finitos y de fases de cálculo, se ha considerado un tramo longitudinal de 40 m (Figura 17-b). Teniendo en cuenta que la distancia entre fases constructivas (Figura 14) es superior a 40 m, se han ejecutado de forma independiente cada una de las fases, empezando por un extremo y finalizando en el extremo opuesto, con pasos de avance de 2 m de longitud, y colocación posterior del sostenimiento. Se analizan los resultados en el plano inicial de la zona estudiada. Se han adoptado los mismos parámetros geotécnicos que para el análisis 2-D (Tabla 1).

Los asentamientos obtenidos en el modelo 3D (Figura 18 y Tabla 4) son muy similares a los del modelo 2D (diferencias menores del 10%, tanto en valores máximos como en distribución). Se ha observado una cierta sensibilidad de la malla en el modelo 3D y ésta se ha refinado todo lo posible dentro de unos límites razonables (aproximadamente 100 mil nodos).

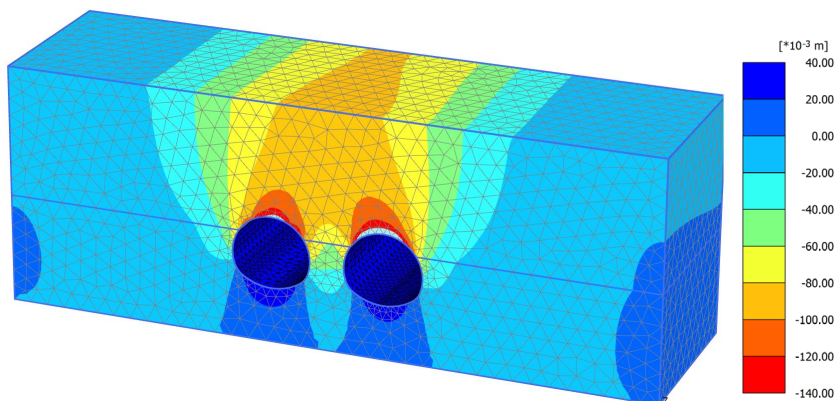


Fig. 19 – Desplazamientos verticales (modelo numérico 3D M-C)

5. CONSIDERACIONES FINALES

Los resultados anteriores muestran cómo los cálculos predictivos aplicados en cada momento obedecen a las posibilidades de las técnicas y métodos disponibles, unidas siempre a las experiencias existentes. El análisis de excavación de túneles en 2D, con adecuados coeficientes de alivio, sigue siendo la herramienta básica de diseño. Los análisis en 3D son prometedores, y para determinadas situaciones son imprescindibles (por ejemplo, para evaluar configuraciones tridimensionales, como los paraguas de micropilotes en el frente). En cualquier caso, el buen juicio ingenieril y prudencia constructiva son claves del éxito, especialmente en obras singulares, como la presentada.

6. AGRADECIMIENTOS

Muchas personas han contribuido directamente al proyecto objeto de este artículo, y otras lo han hecho indirectamente mediante el desarrollo de métodos de análisis y otros avances. De ellas, gran parte, aunque no todas, se han mencionado en las referencias bibliográficas. En cualquier caso, dentro de las participaciones directas deben citarse:

- Dirección de proyecto (*ENSITRANS-Metro Lisboa*): Raúl Pina (Director), A. Azevedo.
- Proyecto de construcción (*CJC Engenharia e Projetos Ltda*): Carlos J. Campanhã.

- Revisión de proyecto (*SENER*): Angel López López (Director), José Gómez Cabrera, Ignacio Sánchez Marhuenda. Asesores Geotecnia (*UC*): José M. Sánchez Alciturri (†), César Sagaseta Millán, Carmen González González.
- Construcción (*ACE Metro: BPC, CBPO, Agroman, Somagüe, Profabril, Kaiser, ACER*): D. Simic Sureda.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abe, K.; Soga, K.; Bandara, S. (2014). *Material Point Method for Coupled Hydromechanical Problems*. J. Geot. Geoenv. Eng. ASCE. 140:3 (04013033).
- Ballester, F.; Sagaseta, C. (1979). *Anisotropic elastoplastic undrained analysis of soft clays*. Géotechnique 29:3,323-340.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics 6(4),189-236.
- Bieniawski, Z.T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans. South Afr. Inst. Civ. Eng. 15:335-344.
- Cañizal, J.; Sagaseta, C. (1988). *Numerical analysis of discontinuous block systems*. VIth. Int. Conf. Num. Meth. Geom. (NUMOG). Innsbruck, Austria. 2,895-900.
- Cañizo, L.; Castillo, E.; Sagaseta, C. (1972). *Aplicación del método de elementos finitos en la Mecánica del Suelo*. I Jorn. Nac. Aplic. Informática Ing. Civil. Madrid. 1,2.10-2.19.
- Cañizo, L.; Sagaseta, C. (1972). *Discusión a 'Finite element analyses of retaining wall behaviour'*, G.W. Clough y J.M. Duncan. (1971), J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 98:SM8,831-832.
- Carol, I.; Alonso, E. (1983). *A new joint element for the analysis of fractured rock*. 5th. Int. Congr. Rock Mech. Melbourne, F147-F151.
- Castellón, J. (2019). *Estudio del comportamiento del suelo en el rango de las pequeñas deformaciones y desarrollo del modelo constitutivo EPHYSS*. Tesis Doct. Univ. Pol. Cataluña.
- Cundall, P. (1971). *A computer mode for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proc. Symp. on Rock Fracture. Nancy, France, 2-8.
- Cundall, P.; Strack, O.D.L. (1979). *A discrete numerical model for granular assemblies*. Géotechnique 29:1,47-65.
- Da Costa, A. (2004). *Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados*. Tesis Doct. Univ. Cantabria.
- De Borst, R.; Vermeer, P.A. (1984). *Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis*. Géotechnique 34:2,199-210.
- Felippa, C.A. (2001). *A historical outline of matrix structural analysis: a play in three acts*. Computers and Structures, 79, 1313-1324.
- Goodman, R.E.; Taylor, R.L.; Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. J. Soil Mech. Div. ASCE 94:SM3,637-659.
- Griffiths, D.V.; Lane, P.A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. Géotechnique 49:3,387-403.
- Gunn, M. J. (1992). *The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling*. Predictive Soil Mechanics. Wroth Symp. (G.T. Houlsby, A.N. Schofield, eds.). T. Telford, London. 304-316.

- Kielbassa, S.; Duddeck, H. (1991). *Stress-strain fields at the tunnelling face. Three-dimensional analysis for two-dimensional technical approach*. Rock Mech. and Rock Eng., 24,115-132.
- Leca, E.; Clough, G.W. (1992). *Preliminary design for NATM tunnel support in soil*. J. Geot. Engg. ASCE 118:4,558-575.
- Panet, M.; Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling '82. Londres. I.M.M.E., 197-204.
- Pastor, M.; Quecedo, M.; Merodo, J.A.F.; Herreros, M.I.; González, E.; Mira, P. (2002). *Modelling tailings dams and mine waste dumps failures*. Géotechnique 52:8,579-591.
- Peck, R.B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. State-of-the Art Report. Mexico City, 225-290.
- Sagaseta, C. (1973). *Estado tensodeformacional alrededor de un túnel excavado en un medio elastoplástico, con especial consideración de la influencia del proceso constructivo*. Tesis Doctoral. Univ. Polit. Madrid.
- Sagaseta, C.; Sánchez, J.M.; González, C.; López, A.; Gómez, J.; Pina, R. (1999). *Soil deformations due to the excavation of two parallel caverns*. 12th Eur. Conf. Soil Mech. Geot. Eng. Amsterdam. 3,2125-2131.
- Serrano, A.; Rodríguez-Ortiz, J.M^a. (1973). *A contribution to the mechanics of heterogeneous granular media*. Symp. Role of Plasticity in Soil Mech. Cambridge, U.K. 215-227.
- Simic, D. (2003). *Subsidencias debidas a la excavación de galerías en los terrenos de la Baixa lisboeta mediante tuneladora y Nuevo Método Austriaco*. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterráneas. Madrid.
- Smith, I.M.; Griffiths, D.V. (1988). *Programming the finite element method*. Wiley, U.K.
- Smith, I.M.; Hobbs, R. (1974). *Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes*. Géotechnique 24:4,531-559.
- Széchy, K. (1967). *The art of tunnelling*. Akademiai Kiadó. Budapest.
- Turner, M.J.; Clough, R.W.; Martin, H.C.; Topp, L.J. (1956). *Stiffness and deflection analysis of complex structures*, J. Aero. Sci., 23, 805-824.
- Zienkiewicz, O.C.; Cheung, Y.K. (1967). *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill, London.

DINÁMICA DE DESLIZAMIENTOS EN ROCAS BLANDAS ARCILLOSAS

Dynamics of landslides in argillaceous rocks

Eduardo Alonso Pérez de Ágreda^a, Núria M. Pinyol Puigmartí^a, Alba Yerro Colom^b

^a Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. División de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Universitat Politècnica de Catalunya, España.

^b Civil & Environmental Engineering Department. Virginia Tech. Estados Unidos.

RESUMEN – El artículo analiza el comportamiento de deslizamientos en rocas caracterizadas por el predominio de su componente arcillosa y por una tipología de movimientos que se explican por el agotamiento de la resistencia al esfuerzo cortante en superficies o bandas de pequeño espesor. El artículo se centra en primeras roturas y, posteriormente, en el efecto de los planos de corte internos que se desarrollan por compatibilidad de movimiento. Las primeras roturas en materiales que exhiben un comportamiento de reblandecimiento bajo tensión están generalmente precedidas por un mecanismo de rotura progresiva seguido de un movimiento acelerado. El tipo de sollicitación exterior (carga, descarga, cambio en presiones intersticiales) controla el mecanismo de rotura y su evolución. Ello se ilustra en varios ejemplos de roturas (Selborne, Viladesens, Sabadell, Aznalcóllar). Por otro lado, mediante análisis de sensibilidad utilizando el “método del punto material”, se muestra que el desplazamiento esperable depende del Índice de Fragilidad de la roca arcillosa. La geometría de las superficies de deslizamiento, a menudo consecuencia de la geología y los planos o estratos de debilidad, determina la evolución del movimiento y el desarrollo de superficies de corte en el interior de la masa movilizada que cruzan los planos de sedimentación. Este aspecto se analiza mediante ejemplos de deslizamientos compuestos y el caso del deslizamiento de Cortes (Valencia).

ABSTRACT – The paper analyses landslides in argillaceous rocks characterized by the loss of shear strength on the basal surface. The article focusses on first failures and the effect of internal shearing planes developed because of kinematic compatibility. First failures in strain-softening materials are preceded by progressive failure phenomena, which ends in an accelerated motion. The boundary conditions (loading, unloading, changes in pore water pressure) control the failure and its evolution. This is illustrated by several case histories (Selborne, Viladesens, Sabadell, Aznalcóllar). Through a sensitivity analysis, performed with the help of the “material point method”, it is shown that the run-out depends on the fragility index of the argillaceous rock. The geometry of the sliding surface, mainly determined by the geology and by the weakness planes, controls the evolution of motion and the development shearing surfaces within the mobilized mass. This is analysed in academic examples of compound landslides and also for the case of Cortes landslide (Valencia, Spain).

Palabras Clave – Deslizamientos, dinámica, rocas blandas, casos reales, modelación numérica.

Keywords – Landslides, dynamics, soft rocks, case histories, numerical simulation.

E-mails: eduardo.alonso@upc.edu (E. Alonso), nuria.pinyol@upc.edu (N.M. Pinyol), ayyerro@vt.edu (A. Yerro)

ORCID: orcid.org/0000-0003-2472-3951 (E. Alonso), orcid.org/0000-0002-1878-1365 (N. Pinyol)

1 – INTRODUCCIÓN

Las rocas blandas arcillosas abundan en la Península Ibérica. Se encuentran en las cuencas terciarias de grandes ríos peninsulares y, también, en el sustrato mesozoico (Fig. 1). Su comportamiento geotécnico se sitúa en la frontera suelo-roca hasta el punto de que se han organizado simposios nacionales e internacionales para estudiar sus características dentro de un marco común de entendimiento (Primer Simposio Nacional de Rocas Blandas, Madrid, 1976; Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks; Athens 1993; The Geotechnics of Hard Soil-Soft Rocks, Naples, 1998). Aunque esta corta serie de conferencias no tuvieron continuidad, despertaron gran interés, seguramente porque estos materiales son comunes y porque la mecánica de suelos tradicional tiene dificultades para interpretar su comportamiento.

Obviamente la variedad de materiales que se pueden englobar en la denominación “roca blanda arcillosa” es enorme. Pero se pueden buscar algunos rasgos comunes:

- Las discontinuidades, a varias escalas, juegan un papel determinante para explicar las inestabilidades. Entre ellas, los planos de sedimentación exhiben una reducción de resistencia a esfuerzo cortante, si se compara con la resistencia de la roca “matriz”. Su gran continuidad lateral favorece la formación de mecanismos de rotura. La “debilidad” inicial de los planos de sedimentación favorece seguramente la concentración en ellos de deformaciones de corte cuando el conjunto está expuesto a movimientos tectónicos.

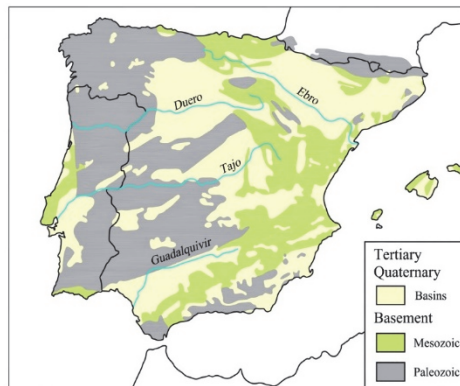


Fig. 1 – Geología simplificada de la Península Ibérica (Alonso y Pinyol, 2014).

- En los bordes de las cuencas sedimentarias (Figura 1) los fenómenos tectónicos asociados a formación de cordilleras intensifican los esfuerzos y se generaliza el desarrollo de superficies de cizalla en las rocas arcillosas. La Figura 2 es un ejemplo. En la Figura 2a se observa el aspecto de un testigo extraído desde la solera del túnel de Lilla. Se trata de una arcilla sulfatada Eocena en el borde oriental de la depresión del Ebro, afectado por la cordillera costera catalana. La Figura 2b es una superficie estriada de la roca, probablemente cizallada bajo altas tensiones normales. La resistencia residual al corte se adivina pequeña, pero su rugosidad contribuirá a incrementar la fricción de corte plana (Zandarin *et al.*, 2013).
- Es frecuente en estas rocas la presencia de sales y, en particular, de yeso y anhidrita. En las rocas arcillos triásicas, frecuentemente en las facies Keuper, abundan las sales sulfatadas, ampliamente reconocidas también en el Sur de Alemania y Suiza. La foto de la Figura 3 muestra una superficie de cizalla, atribuida a la orogenia Alpina, con presencia de cristales deformados de yeso. Corresponde al túnel de Albertia en la línea de alta velocidad Vitoria-Bilbao.



Fig. 2 – (a) Testigo de la argilita de Lilla; (b) Superficie estriada extraída de Lilla.



Fig. 3 – Superficie cizallada en la pizarra arcillosa de facies Keuper. Túnel de Albertia.

- La matriz arcillosa presenta un comportamiento frágil cuando la roca es sometida a esfuerzos cortantes en condiciones drenadas. Ello es el resultado de su sobreconsolidación y, en ocasiones, de la cementación de la matriz. En la Figura 4a se reproducen dos ensayos de corte drenados realizados bajo la misma tensión efectiva de confinamiento (0.1 MPa) y sobre testigos recuperados en un mismo sondeo realizado en la depresión terciaria del Bierzo. La diferencia fundamental entre ambas muestras es su humedad (o índice de poros, ambas muestras estaban saturadas). Pequeñas variaciones de humedad (17% a 19.2%) suponen un cambio notable de comportamiento. La primera muestra exhibe una resistencia alta de pico y una caída rápida hacia valores residuales cuando la deformación de corte se acumula en el plano de cizalla. La segunda tiene un comportamiento dúctil y una resistencia al corte constante. La Figura 4b resume los datos de muchos ensayos similares. Destaca la gran variabilidad de las resistencias de pico y la marcada y gradual caída hacia la resistencia residual que no está especialmente bien definida. Esta fragilidad es generalizada en las rocas arcillosas inalteradas.

Por otra parte, la sobreconsolidación de estas rocas arcillosas y los esfuerzos tectónicos son indicios de valores altos de K_0 . Existe poca información contrastada de este valor. En un análisis inverso de los movimientos medidos durante la excavación de un túnel en la arcilla sobreconsolidada de la depresión terciaria del Vallés (Barcelona) se estimó un valor $K_0 = 2.17$ (Gens *et al.*, 1996). En las formaciones arcillosas terciarias y secundarias que se tratan aquí el valor de K_0 tendrá probablemente valores superiores a 1.5 excepto en situaciones de distensión. La fragilidad y los valores altos de K_0 favorecen el fenómeno de rotura progresiva en los casos de “primeras roturas”.

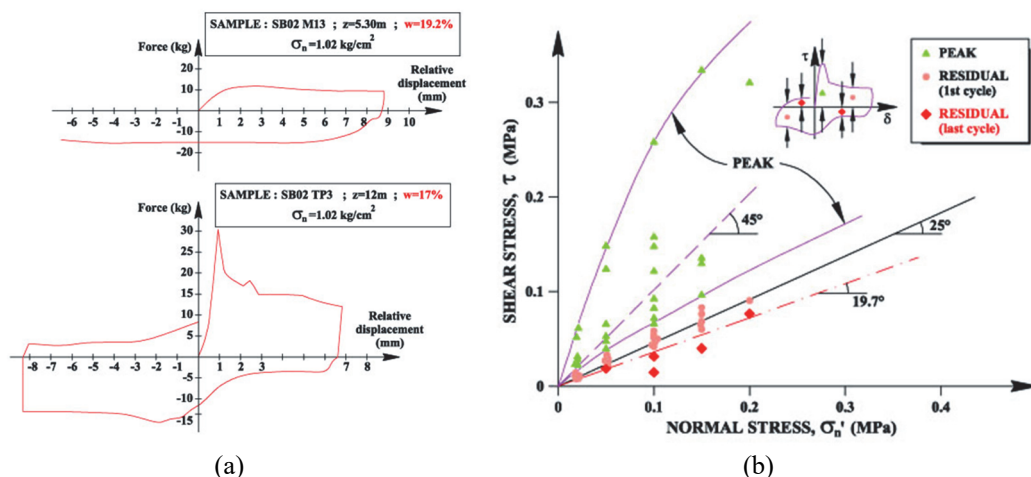


Fig. 4 – (a) Ensayos de corte directo sobre arcilla sobreconsolidada terciaria de la depresión del Bierzo, León (modificada de Pinyol *et al.*, 2007); (b) Envolventes de rotura.

- El clima mediterráneo-continental que prevalece en la Península Ibérica en el centro, sur y en la vertiente mediterránea conduce a la falta de saturación y a variaciones estacionales en superficies expuestas a la atmósfera como es el caso de laderas y taludes. Los cambios estacionales se reflejan en perfiles de alteración como el indicado en la Figura 5 para la formación de margas de Pamplona en el emplazamiento de la presa de Monreal (Alonso *et al.*, 2013). La meteorización reduce muy significativamente la resistencia al corte. La Figura 6 muestra las envolventes de rotura medidas en ensayos de corte sobre muestras inalteradas, de nuevo con una notable variabilidad, la resistencia esperable en contactos con superficies de hormigón, el valor residual y las aproximaciones que propone Barton a partir del índice de rugosidad de superficies de rotura. La rugosidad de las superficies de rotura y el grado de saturación de la matriz arcillosa determinan la fricción disponible.

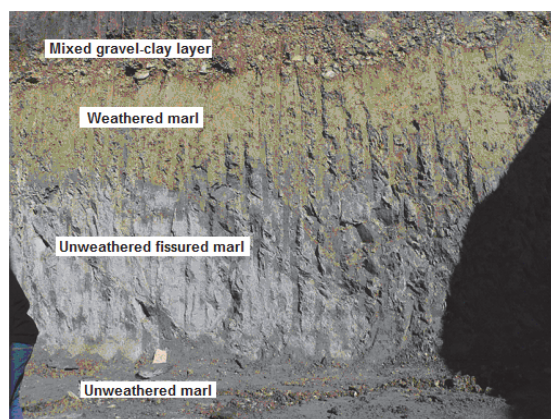


Fig. 5 – Perfil de alteración de margas de Pamplona en el emplazamiento de la presa de Monreal (Alonso *et al.*, 2010).

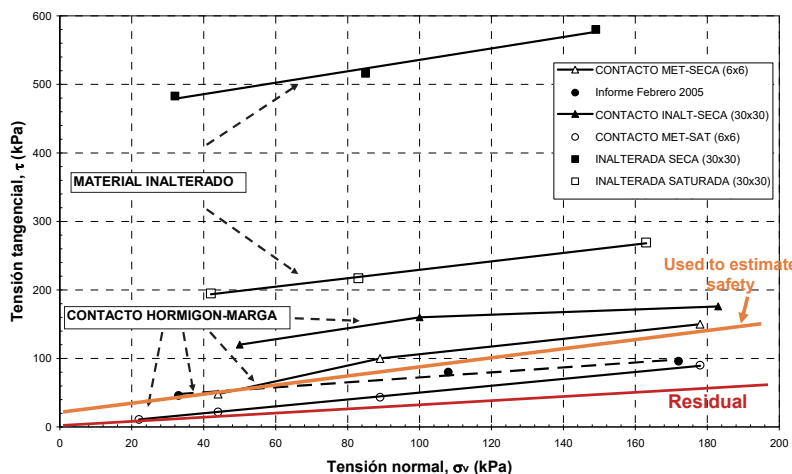


Fig. 6 – Envolventes de rotura de margas de Pamplona y en contactos marga-hormigón. Presa de Monreal.

En una investigación experimental de estos dos aspectos sobre la argilita de Lilla (Figura 2) se obtuvieron los resultados indicados en la Figura 7. Se representa la cohesión y fricción de las envolventes de rotura medidas en ensayos realizado en un equipo de corte con succión controlada mediante el equilibrio, a una determinada humedad relativa (RH). El ángulo α en las figuras es la pendiente de los planos que definen protuberancias triangulares con relación a la superficie medida de corte. El aumento de resistencia al corte desde condiciones de saturación (succión nula, $s = 0$) y junta plana ($\alpha = 0^\circ$) ($c' = 0$, $\phi' = 35^\circ$) a una rugosidad media ($\alpha = 5^\circ$) y una humedad relativa ambiental habitual (RH = 60%, correspondiente a $s = 70$ MPa) ($c' = 60$ kPa, $\phi' = 42^\circ$) es muy notable.

- La resistencia residual disponible en la superficie de deslizamiento es una información vital para interpretar la reactivación de deslizamientos previos. También para interpretar primeras roturas en presencia de esfuerzos tectónicos, especialmente cuando las bandas internas de corte pueden constituir un mecanismo cinemáticamente posible, aunque sea “a costa” de cizallar zonas intactas. El ensayo de referencia para determinar la resistencia residual es el ensayo de corte anular sobre muestra remodelada a la humedad del límite líquido.

En un estudio de taludes que alcanzaron la rotura a favor de planos de sedimentación, en los que se pudo determinar la fricción que explicaba la rotura, mediante análisis retrospectivo, utilizando modelos de equilibrio límite, se comprobó que la resistencia que proporciona el ensayo de corte sobre muestras de la superficie de deslizamiento es coherente con el valor que proporciona el equilibrio estricto (Figura 8a, Alonso 2000). En los casos representados en la Figura 8a no se encontró una buena correspondencia entre los ángulos medidos en ensayos de corte anular sobre muestras remodeladas y el valor “real”. Se comprueba que las superficies de cizalla naturales, de muy baja rugosidad, estriadas, originadas por esfuerzos tectónicos o deslizamientos previos pueden tener una fricción inferior a la que proporciona el ensayo de corte anular. En Alonso (2000) se discute este resultado. En otros casos, representados en la Figura 8b, donde las superficies de sedimentación no forman necesariamente parte de la superficie de rotura los ángulos de fricción residual son más coherentes con el análisis retrospectivo.

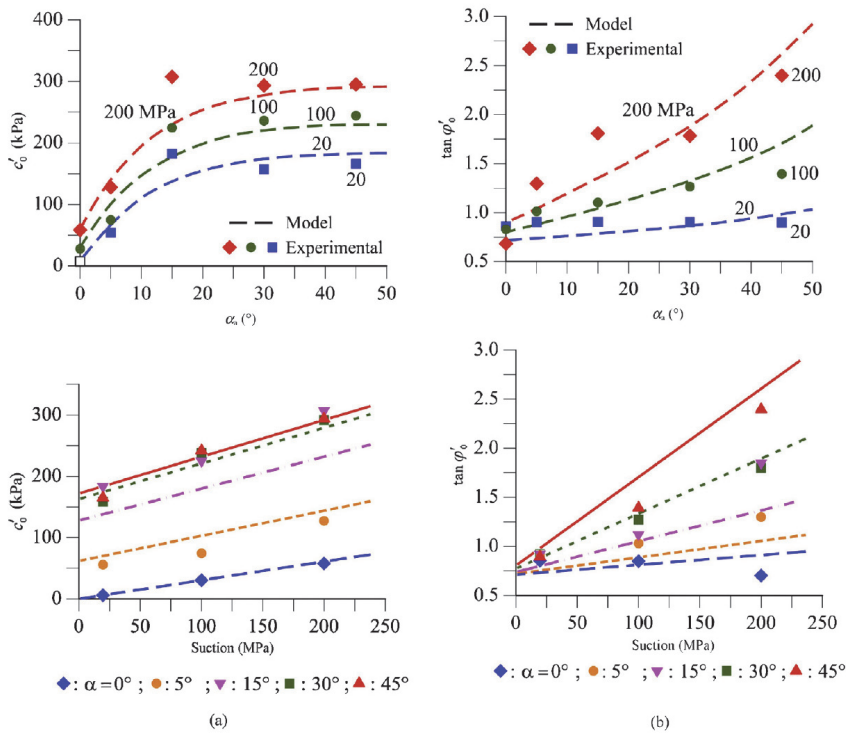


Fig. 7 – Efecto del ángulo medio de rugosidad y de la succión sobre (a) cohesión y (b) ángulo de fricción de la argilita de Lilla. Ensayos de corte con succión controlada (Zandarán *et al.*, 2013).

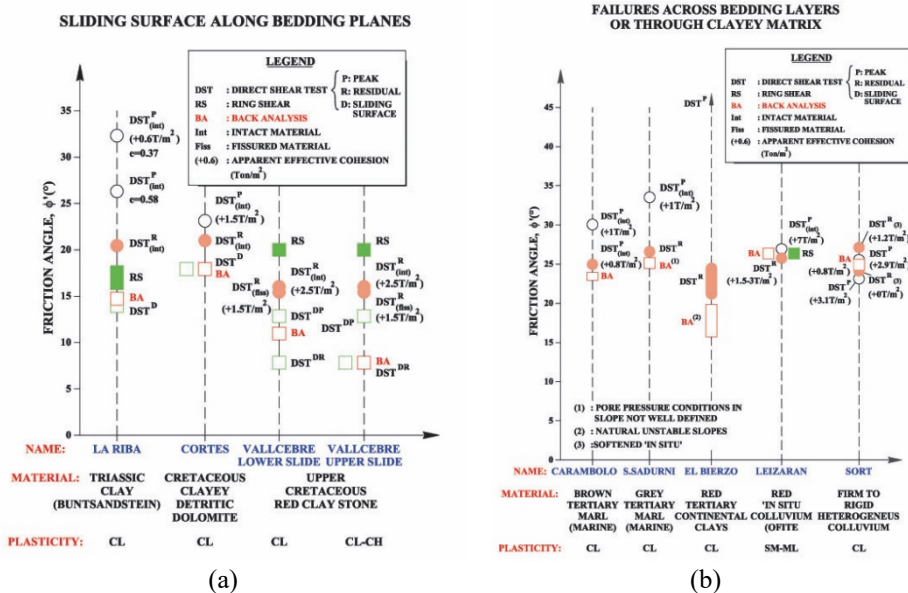


Fig. 8 – Ángulos de fricción determinados por diferentes procedimientos en los deslizamientos que se indican. a) roturas a favor de superficies de sedimentación; b) roturas que cruzan la matriz de estratos arcillosos.

Recientemente, Montero-Cubillo y Estaire (2020) incorporaron casos adicionales y llegaron a una conclusión similar. Las correlaciones bien conocidas que relacionan la fricción residual con la plasticidad de la arcilla (w_L , IP), la fracción arcillosa o el “índice de poros granular” (Lupini *et al.*, 1981) tienen dificultades para explicar los ángulos de fricción que se deducen de roturas reales, especialmente en los deslizamientos a favor de planos de sedimentación (Figura 9). Las correlaciones mejoran cuando la superficie de rotura cruza la matriz arcillosa. Algunas razones para explicar estas dificultades son: el efecto de deformaciones de corte bajo altas tensiones de confinamiento en el pasado geológico (sería el caso de los esfuerzos tectónicos) que generan planos de cizalla especialmente lisos, las expansiones y retracciones repetidas debidas al clima y las alteraciones químicas en las superficies de rotura (Hawkins *et al.*, 1988; Alonso *et al.*, 1993, Azañón *et al.*, 2010).

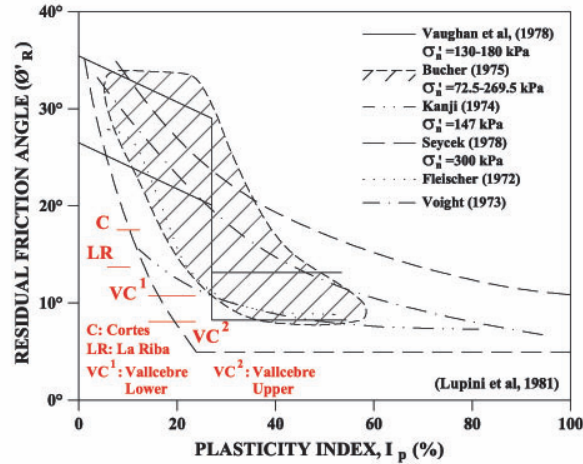


Fig. 9 – Ángulos de fricción determinados por análisis retrospectivo de cuatro deslizamientos representados en el diagrama de correlación de Lupini *et al.* (1981) entre fricción residual e índice de plasticidad.

- La fricción residual crece con la succión. Romero *et al.* (2014) investigaron esta dependencia a partir de ensayos en un equipo de corte anular preparado para controlar la humedad relativa. Ensayaron varios suelos de plasticidad creciente. Encontraron que el cociente (τ_r/σ_n), donde τ_r es la tensión de corte residual y σ_n la tensión normal, crece linealmente con el producto ($Sr \cdot s$) donde Sr es el grado de saturación y s la succión.

$$\tau_r/\sigma_n = \tan \phi'_{r\,sat} + a\,Sr\,s \tag{1}$$

o bien

$$\tau_r/\sigma_n = \tan \phi'_{r\,sat} + a_m\,Sr^m\,s \tag{2}$$

donde Sr^m es la “succión microestructural” (Alonso *et al.*, 2010). Los parámetros a y a_m crecen con el índice de plasticidad como se indica en la Figura 10 (Romero *et al.*, 2014). Las expresiones (1) y (2) indican que el incremento de la fricción residual en suelos no saturados, si se comparan con el valor en saturación, es notable. Se explica por el efecto que tiene la succión en transformar los minerales arcillosos en agregados rígidos, lo que incrementa la rugosidad de la superficie de corte, que se parece a lo que sería en un suelo

granular. Este incremento de fricción residual puede tener interés en la práctica para estabilizar deslizamientos en fase de reptación.

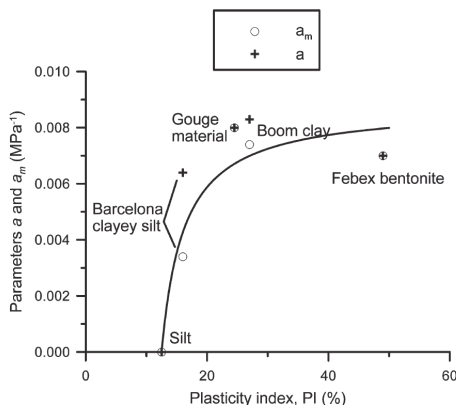


Fig. 10 – Relación entre los parámetros a y a_m , que indican el crecimiento de la fricción residual con el índice de plasticidad (Romero *et al.*, 2014).

- La fricción residual cambia también con la velocidad de deformación de corte. Este aspecto, que guarda una relación directa con la movilidad, variable en el tiempo, que se observa en deslizamientos de reptación, se discute más adelante.

Se han elegido dos aspectos para analizar la dinámica de los deslizamientos en rocas blandas arcillosas: los derivados de la fragilidad del material a lo largo de las superficies de rotura basales, con un efecto relevante en primeras roturas y, en segundo lugar, el efecto de la rotura a favor de superficies internas, para permitir un movimiento admisible cinemáticamente.

En los dos casos, el análisis se refiere a deslizamientos a favor de superficies o bandas de corte de espesor muy reducido, si se compara con la profundidad de la superficie de rotura. Pero, en conjunto, la masa de roca arcillosa movilizada, limitada por las superficies de corte experimenta deformaciones menores si se comparan con la deformación de la superficie principal de rotura. Esta definición incluye los deslizamientos traslaciones, rotacionales y los que resultan de la combinación de ambos conceptos.

2 – PRIMERAS ROTURAS EN MATERIALES FRÁGILES

Se examinan dos casos reales para destacar algunos aspectos de la rotura progresiva y del movimiento acelerado que se produce cuando concluye la fase de rotura progresiva.

2.1 – Aznalcóllar

El caso se ha descrito extensamente en publicaciones previas (Alonso y Gens, 2006a,b; Gens y Alonso, 2006a; Zabala y Alonso, 2011). Se resume aquí el análisis de la rotura progresiva y la interpretación del desplazamiento (50 m) que sufrió la mayor parte del dique de contención de la balsa de residuos situada en su costado sureste. Tras la rotura se pudo establecer con bastante precisión la geometría de la superficie de rotura (Figura 11) en el eje central del deslizamiento, que trasladó el dique de escollera en un movimiento que se puede describir como de “sólido rígido”. La mayor parte de la superficie de rotura está situada en la arcilla azul del Guadalquivir. En el extremo distal del deslizamiento se desarrolla una cuña pasiva en la que la superficie de rotura dejó de ser única y se ramificó en varias bandas de corte intenso.

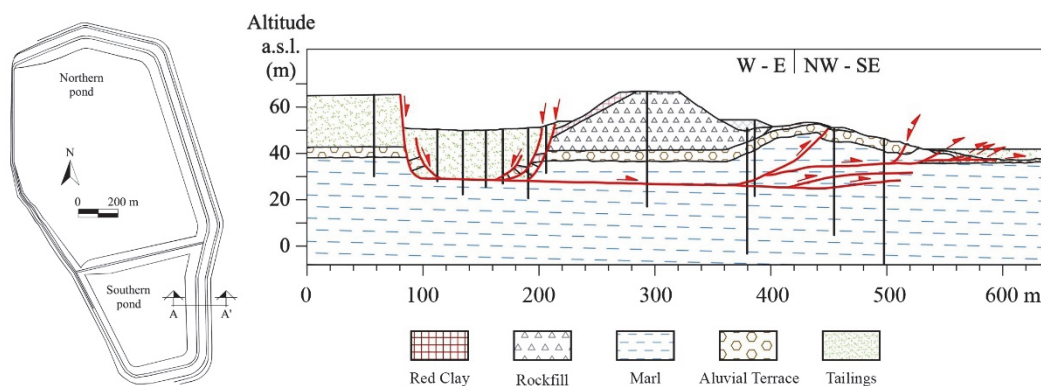


Fig. 11 – El deslizamiento del dique perimetral de la balsa de Aznalcóllar (Alonso y Gens, 2006a).

Los datos siguientes resumen la naturaleza de la arcilla azul sobreconsolidada, depositada en ambiente marino:

Plasticidad: $w_L = 57-67\%$; $IP=32-35\%$

Contenido de finos $> 98\%$.

Fracción arcillosa (<2 mm); $47-58\%$

Humedad natural; $w = 30-35\%$

Índice de poros; $e = 0.8-1.0$

Clasificación: CH o MH

Coefficiente de consolidación: $c_v = 0.5 \cdot 10^{-3} - 1.5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$

Minerales: calcita + cuarzo (30%), esmectita cálcica (35%); illita + caolinita (35%).

Es un depósito muy homogéneo, poco anisótropo. La Figura 12 proporciona una idea de su fragilidad. La rotura en un ensayo de corte directo drenado sobre una muestra inalterada se alcanza para un desplazamiento relativo de corte de unas décimas de milímetro. A continuación, se pierde la cohesión con rapidez y se inicia la reducción de la resistencia hacia valores residuales, que se determinaron mediante ensayo de corte anular, pero también, ensayando algunas bandas de corte naturales. La Figura 13 es un resumen de la evolución de la envolvente de rotura (Mohr-Coulomb) desde los valores de pico hasta la fricción residual.

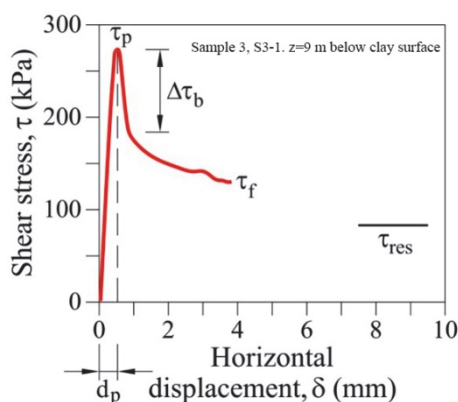


Fig. 12 – Ensayo de corte directo de una muestra de la arcilla azul del substrato del dique de Aznalcóllar (Alonso y Gens, 2006a).

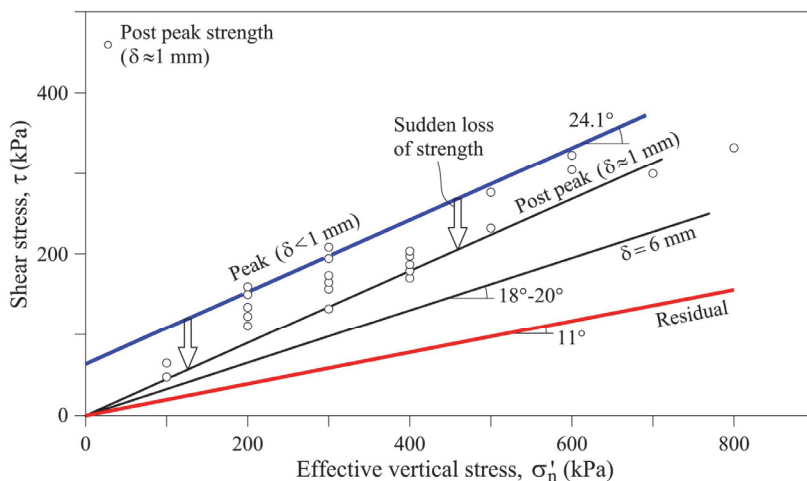


Fig. 13 – Envolventes de rotura de la arcilla azul del sustrato del dique de Aznalcóllar (Alonso y Gens, 2006a).

La construcción del dique y el almacenamiento de los estériles (que duró 20 años) mediante una técnica de recrecer y extender hacia aguas abajo la dimensión de la presa determinó la evolución de tensiones en el cimiento del dique de escollera y de la propia balsa. Zabala y Alonso (2011) simularon la construcción y rotura de la balsa mediante el método del punto material (MPM). La fragilidad de la roca arcillosa se representó mediante una reducción de la cohesión y fricción (en tensiones efectivas) con la deformación plástica equivalente de corte ($\varepsilon_{eq} = (2/3 e^p : e^p)^{1/2}$ donde e^p es el tensor desviador equivalente de deformación plástica:

$$c' = c'_{pico} e^{-\eta \varepsilon_{eq}} \quad (3)$$

$$\phi' = \phi'_{res} + (\phi'_{pico} - \phi'_{res}) e^{-\eta \varepsilon_{eq}} \quad (4)$$

donde η es un parámetro de forma que se calibró a partir de ensayos de corte en laboratorio y del tamaño de las celdas de la malla de cálculo del MPM (Rots *et al.*, 1985).

La Figura 14 muestra el desarrollo de la rotura progresiva en las últimas etapas de construcción del dique. La Figura 14a corresponde a la geometría del dique y del nivel de residuos unos 4 años antes de la rotura. La posición de la superficie final de rotura y el hecho de que fuera una superficie plana reproduce bien las observaciones de campo. Fue interesante comprobar que la geometría de la banda de rotura dependía mucho del estado inicial de tensiones. La Figura 14 corresponde al caso $K_0 = 1$. La Figura 15 ilustra la trayectoria de tensiones en un punto de la futura superficie de rotura a medida que avanza la construcción. La figura de la izquierda (tensión desviadora en función de la deformación de corte γ_{xy}) muestra el carácter frágil de la arcilla. En la derecha se representan las envolventes de rotura (pico y residual) en compresión y extensión en el espacio (p' , q). El estado tensional se acerca paulatinamente a la envolvente de pico para caer hacia valores residuales a medida que la construcción de la presa incrementa las tensiones medias. El desarrollo de la rotura progresiva es un fenómeno complejo que es consecuencia de la degradación de la resistencia, la evolución de la carga exterior, el proceso paralelo de consolidación de la arcilla azul, el estado inicial de tensiones y el proceso de transferencia interna de tensiones, que depende de la rigidez del cimiento.

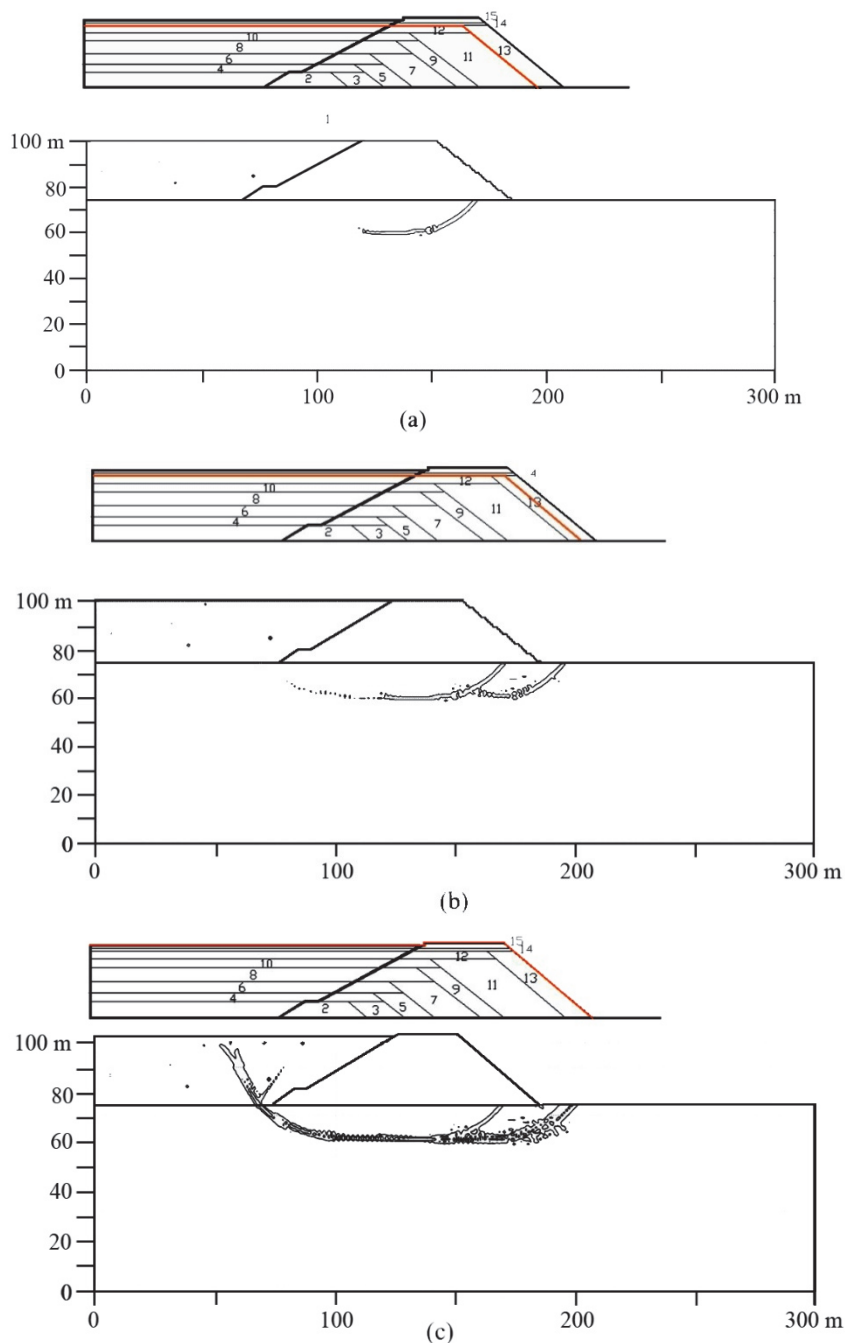


Fig. 14 – Desenvolvimento da superfície de rotura nas fases finais da construção do dique. Os desenhos indicam os contornos de igual deformação de corte plástica (1% e 5%). Coeficiente de empuxo al repouso: $K_0 = 1$ (modificada de Zabala y Alonso, 2011).

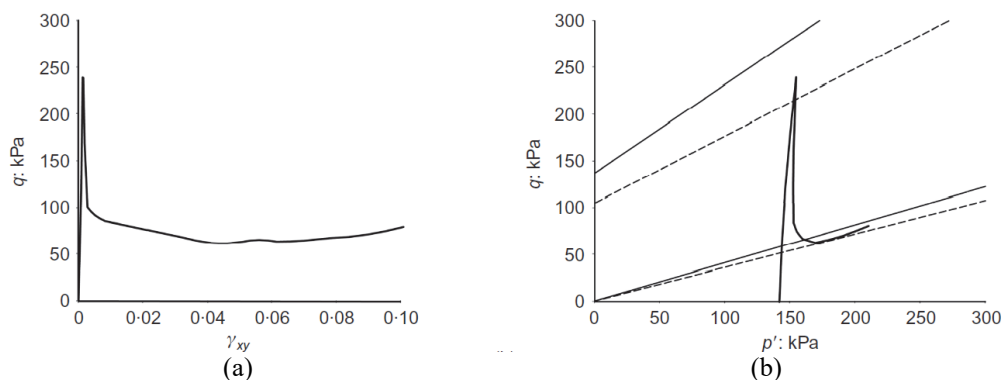


Fig. 15 – Relación tensión-deformación desviadora (a) y trayectoria de tensiones de un punto situado, en la arcilla azul, a 15 m de profundidad bajo el centro del dique, en su geometría final (Zabala y Alonso, 2011).

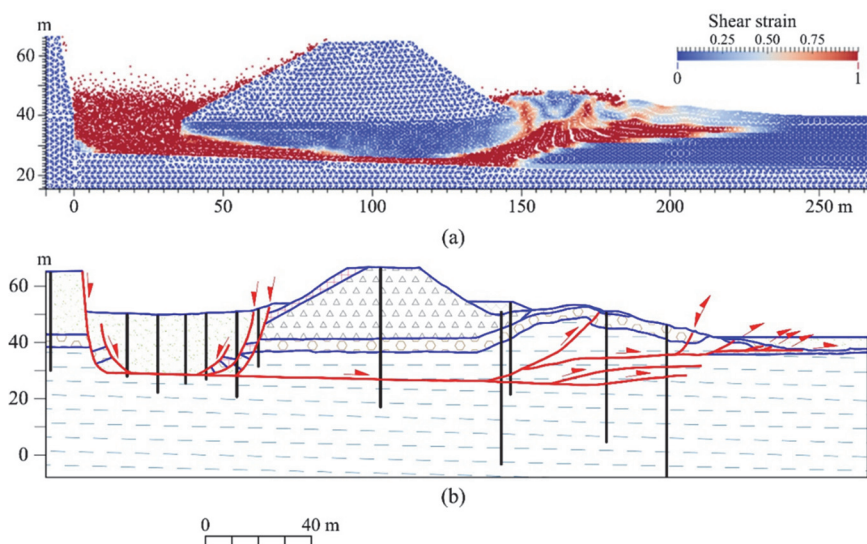


Fig. 16 – (a) Análisis MPM de la rotura del dique de Aznalcóllar. Se muestra el patrón de las deformaciones de corte intensas. (b) Superficies de rotura identificadas “in situ” (Alonso, 2021).

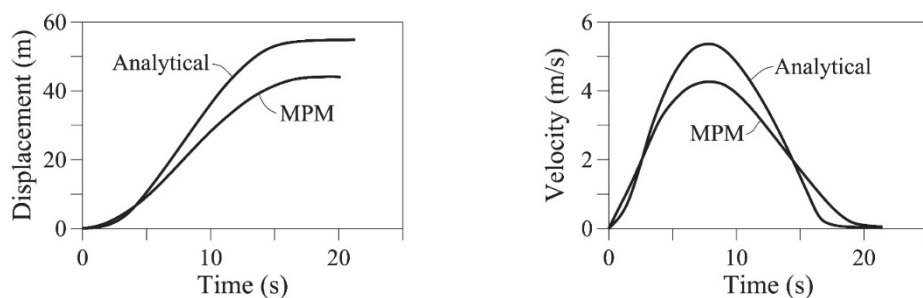


Fig. 17 – Desarrollo del desplazamiento y velocidad del deslizamiento del dique de Aznalcóllar. Comparación de la solución analítica y numérica (MPM) (Alonso, 2021).

El análisis mediante MPM de Zabala y Alonso (2011) no consiguió reproducir el gran movimiento del dique (Figura 11), que seguramente estuvo también motivado por la licuefacción de los estériles en los primeros momentos del desplazamiento del dique. Sin embargo, la idea de que el movimiento del dique fue en definitiva un caso simple de deslizamiento de un bloque rígido sobre una superficie pre-definida permitió formular un modelo dinámico sencillo que se podía integrar numéricamente (Alonso y Gens, 2006b). Para ello se introdujo la licuefacción de la cuña de estériles situada por encima del paramento de aguas arriba del dique. La pérdida rápida de fricción en la superficie de rotura hacia valores residuales se formuló en función del desplazamiento inicial del dique. Más recientemente (Alonso, 2021) se ha analizado, mediante un modelo MPM, la dinámica del movimiento del dique a partir de la información que proporcionaban los análisis previos. En la Figura 16 se compara el patrón de superficies de rotura establecido en los reconocimientos de campo tras deslizamiento con los resultados del análisis. La concordancia es alta. También lo es la comparación entre la solución analítica y la solución MPM, de las curvas de evolución en el tiempo de desplazamiento y velocidad (Figura 17). Se calcula una velocidad máxima de 4-5.5 m/s a los pocos segundos (8 s aproximadamente) del inicio de la rotura. El movimiento se detuvo por el efecto combinado de la caída del nivel de estériles licuados, aguas arriba, y la resistencia creciente al deslizamiento en la “cuña pasiva” de terreno movilizado.

2.2 – Selborne

El experimento de Selborne (Cooper, 1996; Cooper *et al.*, 1998) tenía como objetivo investigar el proceso de rotura progresiva en una arcilla preconsolidada frágil (Gault clay) que es muy similar en sus parámetros de plasticidad, resistencia y fragilidad a la arcilla de Londres y a la arcilla azul del Guadalquivir. Para ello, se excavó un talud simple con pendiente 2:1 (H:V) y se provocó su rotura mediante una “recarga” con pozos verticales en el interior del talud, lo que incrementó paulatinamente las presiones intersticiales. La Figura 18 es un esquema de la sección central del talud, de la posición de los pozos de recarga y de la estratigrafía. En Cooper *et al.* (1998) se resumen los parámetros Mohr-Coulomb en condiciones pico y residual de los estratos de arcilla involucrados: el superior de arcilla Gault alterada y el inferior de arcilla inalterada. Se indican en la Tabla 1.

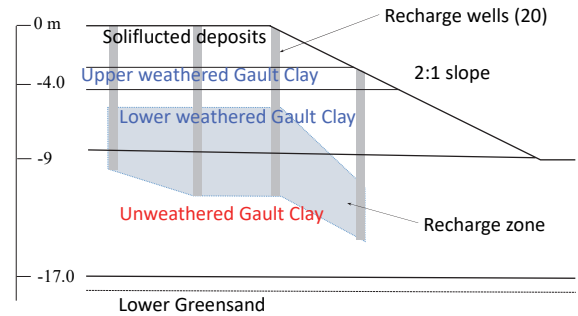


Fig. 18 – Sección central del experimento de Selborne (Soga *et al.*, 2016).

Tabla 1 – Parámetros resistentes de los estratos de arcilla Gault. Caso Selborne.

Parámetro	Arcilla alterada	Arcilla Intacta
Cohesión efectiva. Pico/Residual	13/4.7 kPa	25/1 kPa
Fricción efectiva. Pico/Residual	24.5/13.5 °	26/15 °

Estos parámetros, que no difieren mucho entre los estratos alterados e intactos, se determinaron en ensayos triaxiales (Cooper *et al.*, 1998). En la Figura 19a se representa las dos mallas del modelo: la que define el suelo, mediante puntos materiales y la de cálculo, que se extiende por fuera del talud para prever los desplazamientos post-rotura. La sobrepresión de agua se simuló mediante la aplicación de una presión de agua constante (120 kPa) en el tramo indicado del contorno inferior del modelo. La geometría del talud, la rotura y los excesos de presión intersticial que la provocaron, se indican en la Figura 19b.

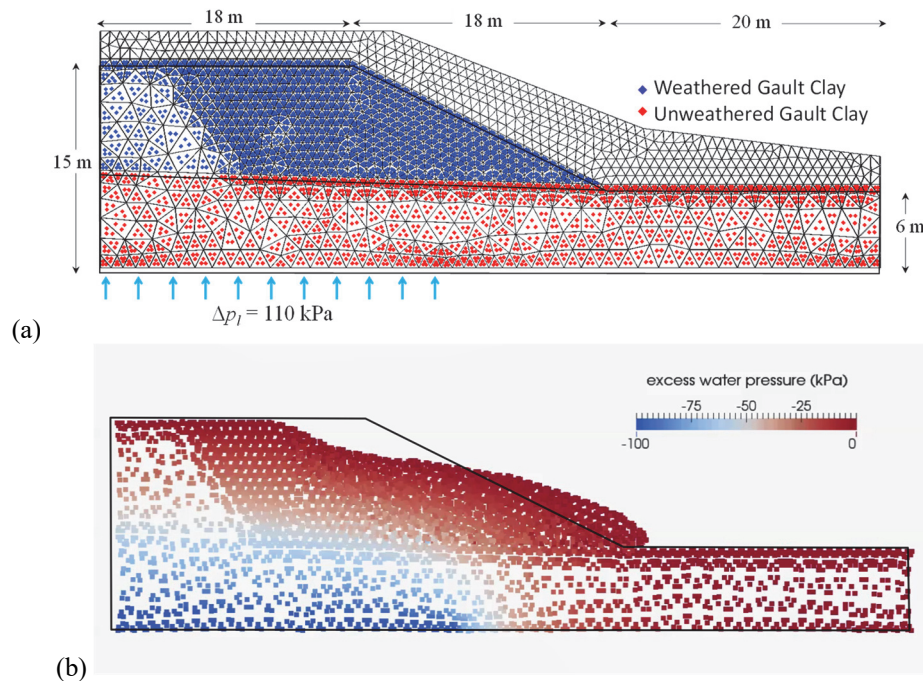


Fig. 19 – Experimento Selborne. (a) Malla de cálculo y puntos materiales; (b) Deformada tras la rotura y distribución de presiones intersticiales (Soga *et al.*, 2016).

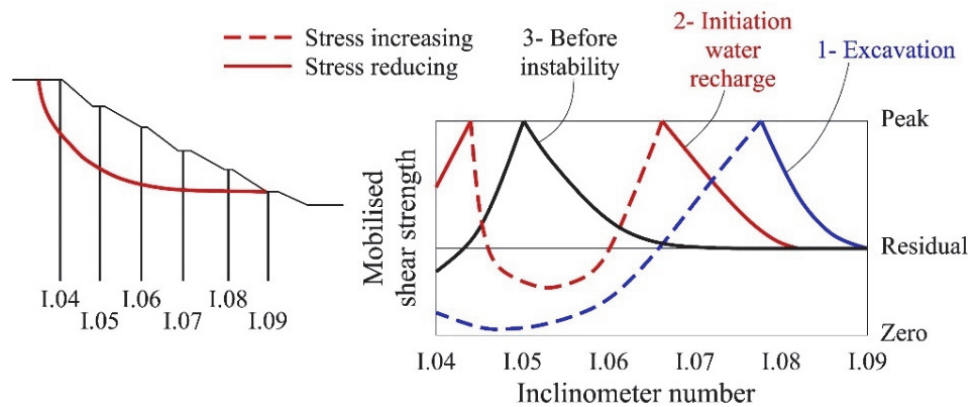


Fig. 20 – Posición de inclinómetros en el ensayo de Selborne e interpretación de la rotura progresiva (Cooper, 1996).

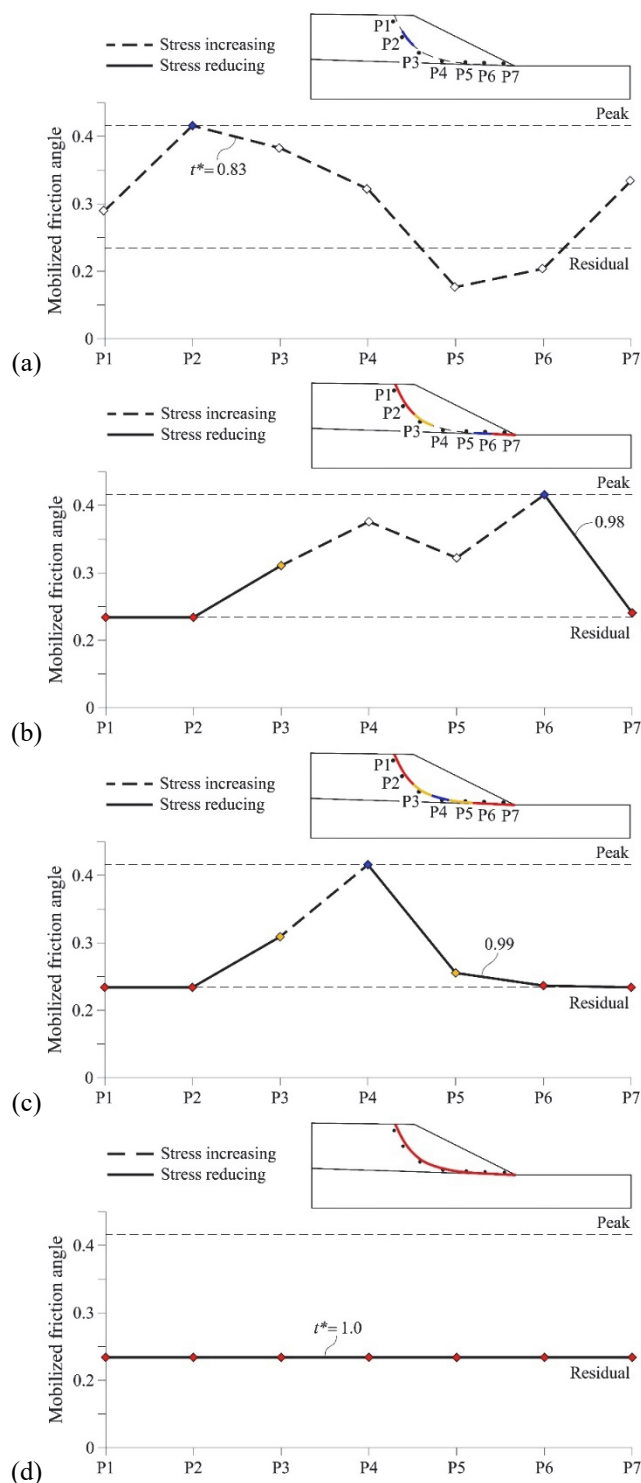


Fig. 21 – Cálculo de la evolución del ángulo de fricción movilizado para diferentes t^* (Soga *et al.*, 2016).

Cooper (1996) interpretó los datos de los inclinómetros instalados en el talud mediante un gráfico que describe la resistencia al corte movilizada a lo largo de la superficie de rotura (que se indica con la posición de los inclinómetros (Figura 20). El modelo permite obtener gráficos similares (Figura 21). En este caso se presenta el ángulo de fricción movilizado a lo largo de la superficie de rotura para tiempos adimensionales ($t^* = t_{real}/t_{rotura}$). El primer punto en alcanzar la resistencia de pico (P2 en la Figura 21a) está en el interior del talud, a media altura, para $t^* = 0.83$. En la Figura 21b ($t^* = 0.98$) se observa que en las cotas altas se han alcanzado resistencias residuales y que se inicia la rotura en el pie del talud, rotura que progresa a lo largo de una superficie sub-horizontal hacia el interior. El último punto en alcanzar la resistencia de pico es P4. Inmediatamente después toda la superficie de rotura adquiere la resistencia residual (Figura 21d).

Esta descripción de la rotura progresiva depende del estado inicial de tensiones. En el ejemplo descrito se partía de las tensiones calculadas para la geometría del talud, aplicando el peso propio. Si se simula la excavación previa se obtiene una secuencia diferente de la resistencia al corte disponible en la superficie de rotura. Pero quizá lo más interesante es analizar lo que ocurre al llegar al inicio del movimiento ($t^* = 1$). En la Figura 22 se representa, para los puntos P1, P5 y P7, la evolución de la fricción movilizada durante el incremento de presiones intersticiales. Durante una buena parte de la etapa de inyección de agua, el talud se mantiene en un régimen elástico (previo al pico de resistencia). A partir de $t^* = 0.8$ se observa, en diferentes puntos de la superficie de rotura, un incremento rápido, hasta condiciones de pico de la resistencia al corte y una caída hasta condiciones residuales que tiende a ser brusca en la escala de tiempo utilizada. Cuando el último punto (P5) alcanza la resistencia residual se inicia un movimiento acelerado de la masa inestable, que alcanza una velocidad máxima en el punto de inflexión de las curvas desplazamiento-tiempo dibujadas. Posteriormente la velocidad disminuye hasta una nueva situación de equilibrio que es la representada en la Figura 19.

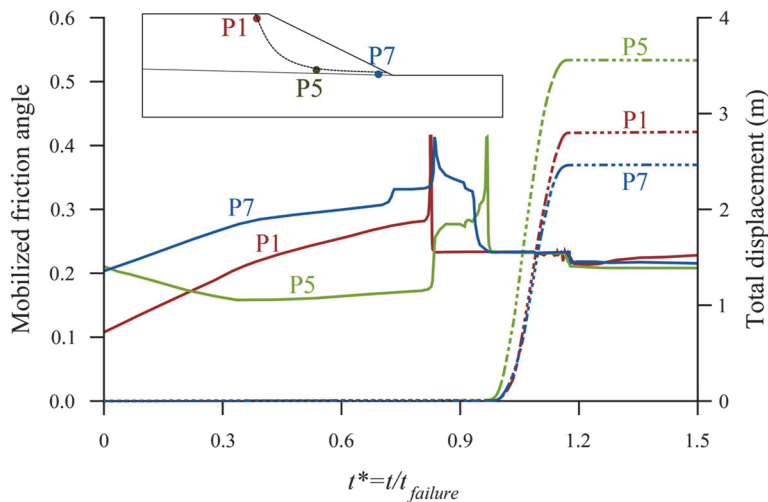


Fig. 22 – Modelo MPM del experimento Selborne. Evolución de del ángulo de fricción movilizado en tres puntos de la superficie de deslizamiento y su desplazamiento a partir de la rotura (Soga *et al.*, 2016).

Grant (1998) midió los desplazamientos de la superficie del talud y los representó mediante vectores que unían el punto inicial y el final. Para evitar resistencias laterales se excavaron dos zanjas a ambos lados del talud. Sin embargo, el movimiento no fue paralelo al eje del talud, sino que tuvo una componente dirigida hacia uno de los lados, donde se acepta que encontró una resistencia

adicional a la del modelo en dos dimensiones. En la Figura 23 se representan los movimientos que se midieron en las proximidades del borde libre y los resultados del modelo MPM. El acuerdo es bastante satisfactorio, especialmente si se tiene en cuenta que los parámetros del modelo elastoplástico Mohr-Coulomb con reblandecimiento pico-residual proviene directamente de los resultados publicados de los ensayos triaxiales realizados.

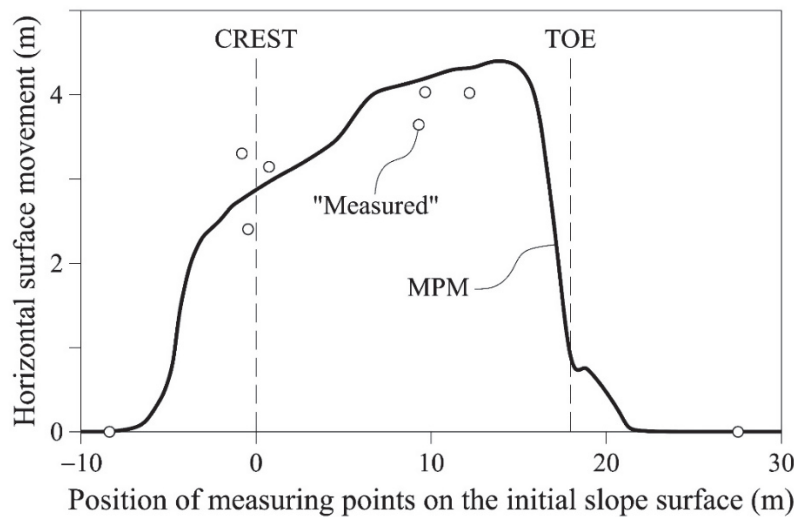


Fig. 23 – Movimientos medidos de puntos en la superficie del talud de Selborne y resultados del análisis con el modelo MPM del experimento (Soga *et al.*, 2016).

2.3 – El desplazamiento post-rotura y la fragilidad del suelo

Es razonable pensar que, a igualdad de geometría y de las acciones que conduzcan a una rotura progresiva en rocas arcillosas frágiles, el desplazamiento post-rotura del deslizamiento depende de algún índice que defina la pérdida de resistencia pico a residual y, en concreto, el índice de fragilidad propuesto por Bishop (1967).

$$I_B = \frac{\tau_{pico} - \tau_{res}}{\tau_{res}} \tag{5}$$

En el contexto de la rotura de un talud, τ_{pico} y τ_{res} se definen en función de la tensión media efectiva sobre la superficie de deslizamiento, $\bar{\sigma}'_n$, de los parámetros Mohr-Coulomb de la resistencia pico y residual:

$$\tau_{pico} = c'_{pico} + \bar{\sigma}'_n \tan \phi'_{pico} \tag{6}$$

$$\tau_{res} = c'_{res} + \bar{\sigma}'_n \tan \phi'_{res} \tag{7}$$

El estudio que se ha realizado se inspira en el ensayo de Selborne. El talud de referencia y el modelo MPM se indican en la Figura 24. La malla de cálculo se ha densificado en la zona donde se espera el desarrollo de la rotura progresiva y del deslizamiento posterior. Como en Selborne, la rotura progresiva se produce por una elevación de las presiones intersticiales, que se provoca por una elevación de una presión de agua en la base del modelo. Los parámetros del terreno (Tabla 2) se eligieron para que se alcanzara la inestabilidad del terreno tras un corto tiempo de infiltración.

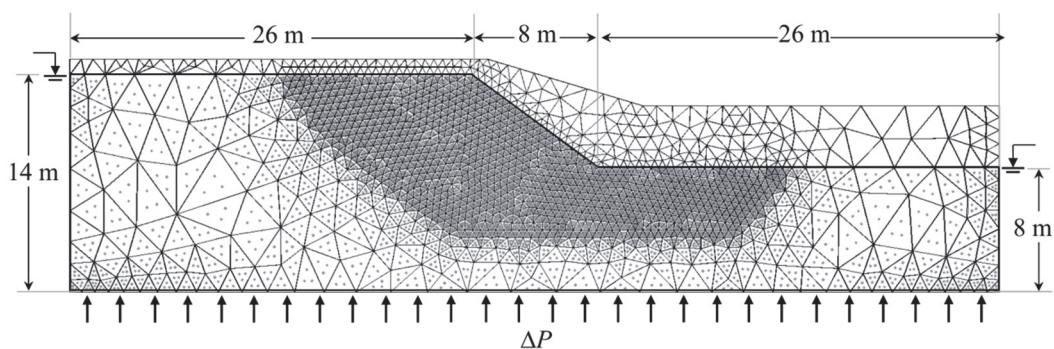


Fig. 24 – Talud de referencia. Distribución inicial de puntos materiales y malla de cálculo (Yerro et al., 2016a).

Tabla 2– Parámetros del talud en el ejemplo de cálculo.

Parámetro	Valor
Porosidad (-)	0.2
Permeabilidad intrínseca (m ²)	10 ⁻¹⁰
Módulo de Young (MPa)	20
Coefficiente de Poisson (-)	0.33
Cohesión efectiva pico (kPa)	5
Cohesión efectiva residual (kPa)	0.5
Ángulo efectivo pico (°)	35
Ángulo efectivo residual (°)	25
Factor de forma η (-)	500
Ángulo de dilatación (°)	0

La transición pico-residual se hace de acuerdo con las ecuaciones (3) y (4). Se utilizó el modelo Mohr-Coulomb no asociado con la modificación propuesta por Abbo y Sloan (1995). La permeabilidad alta adoptada permite reducir el tiempo de cálculo del esquema explícito de integración.

Se definió el desplazamiento del deslizamiento (“run-out”) como la distancia entre el pie del talud original y el punto de máximo alcance del terreno movilizado sobre la superficie horizontal inferior de la geometría analizada. En una primera serie de cálculos, se hizo variar sistemáticamente el índice de fragilidad modificando la resistencia residual y manteniendo una resistencia de pico común a todos los casos. En la Figura 25 se indican los desplazamientos calculados, que guardan una correlación muy alta con I_B .

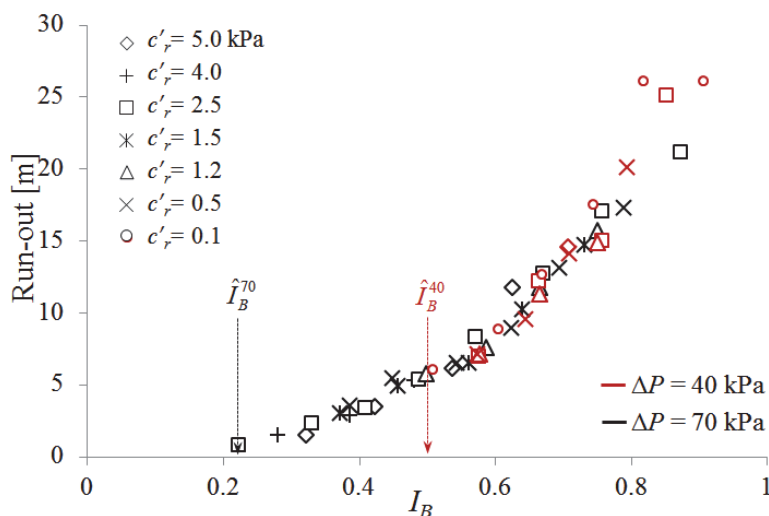


Fig. 25 – Relación entre I_B y desplazamiento post-rotura (Yerro *et al.*, 2016a).

Con el fin de conocer el efecto de cambiar la intensidad de la acción desestabilizadora, en la figura se comparan también los casos de dos presiones de agua sobre el contorno inferior (40 kPa y 70 kPa). Se observa que existe un límite inferior ($\hat{I}_B^{40}$, $\hat{I}_B^{70}$) de la fragilidad del terreno por debajo del cual no se inicia el deslizamiento. Cuanto mayor es la intensidad de la presión desestabilizadora, menor es el índice I_B que marca el inicio del movimiento. El modelo proporciona también la velocidad de la masa inestable. En la Figura 26 se comparan cuatro casos caracterizados por una resistencia de pico común, una cohesión residual constante (0.5 kPa) y un ángulo de fricción residual variable entre 10° y 25° . El deslizamiento acelera, alcanza una velocidad máxima que crece con el índice de fragilidad y decrece a continuación hasta encontrar un nuevo perfil de equilibrio. El tiempo hasta alcanzar la rotura (para una misma acción desequilibradora) se acorta cuando crece el índice de fragilidad.

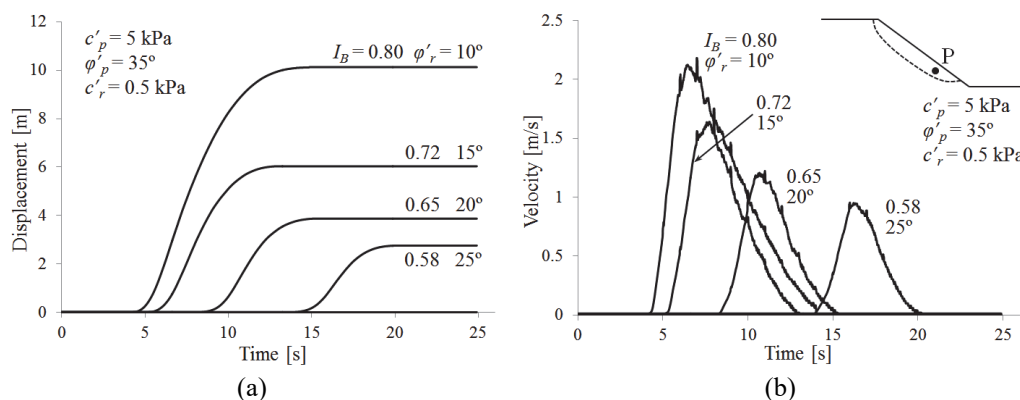


Fig. 26 – (a) Desplazamiento y (b) velocidad del punto material P. En todos los casos, $c'_r = 0.5$ kPa (Yerro *et al.*, 2016a).

Se han investigado también casos en los que se hace variar tanto la resistencia pico como la residual. En la Figura 27 se representan nuevos resultados. Se pierde la unidad de la relación desplazamiento- I_B cuando la cohesión pico varía (5 kPa vs 9 kPa) y la fricción pico varía en un rango

amplio (20°-45°) pero sigue dominando la resistencia residual como parámetro crítico para explicar el desplazamiento tras la rotura.

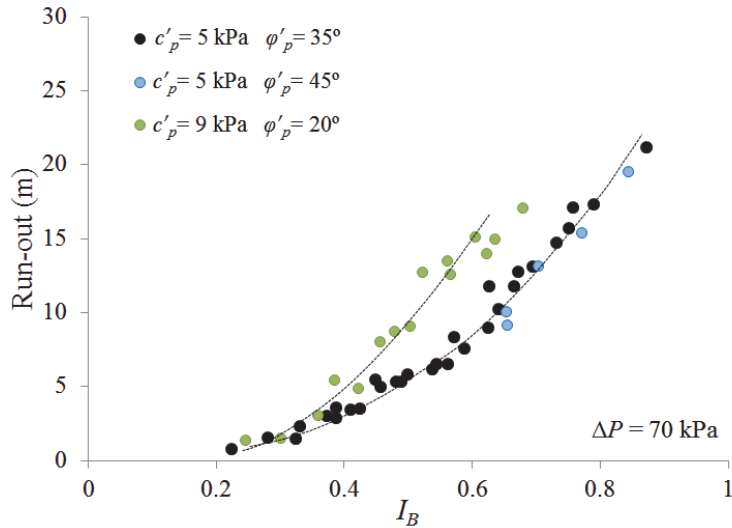


Fig. 27 –. Relación entre I_B y desplazamiento post-rotura para diferentes valores de resistencia pico e igual resistencia residual (Yerro *et al.*, 2016a).

2.4 – La fragilidad del terreno en la práctica convencional

En presencia de rocas arcillosas frágiles y para tensiones habituales en obras de ingeniería civil, surge a veces la cuestión de cómo abordar los estudios de estabilidad utilizando programas de cálculo de equilibrio límite o incluso de elementos finitos. En los primeros no se contempla la fragilidad del material y se ha de utilizar una envolvente de rotura. En los segundos, no es común disponer de modelos que incorporen la reducción de la resistencia con la deformación de corte a partir de los valores pico. Esta situación plantea problemas serios de unicidad de la solución que requiere formulaciones más elaboradas que las habituales. La pregunta es: ¿Puede estimarse un valor intermedio entre la resistencia de pico y residual que explique el inicio de la rotura, aunque no se pueda simular el proceso de rotura progresiva? En otros términos: ¿Cómo calcular el factor de seguridad en presencia de primeras roturas y materiales frágiles?

Stark y Eid (1994) revisaron varios casos de primeras roturas en arcilla frágiles sobreconsolidadas en los que tenían información de la resistencia residual y de la resistencia que Skempton (1977) definió como “totalmente remoldeada” (“fully softened”). La fricción que se mide en ensayos triaxiales, inmediatamente después del pico, cuando se destruye la cohesión entre partículas corresponde a este concepto. Puede asimilarse a la fricción en condiciones pico (Georgiannou y Burland, 2001).

En las arcillas sobreconsolidadas de Aznalcóllar se comprobó que la fricción pico estaba próxima a la fricción determinada en muestras remoldeadas (24°).

Stark y Eid (1994) representaron los valores de fricción en muestras remoldeadas, la fricción residual y la fricción que explica la rotura ($FS = 1$) mediante el método de equilibrio límite (fricción media movilizada) en función del límite líquido (Figura 28). La figura sugiere que en casos de $w_L > 50\%$, la fricción movilizada en rotura, supuesta uniforme, es la media de los valores de fricción en condiciones remoldeadas (que se asemeja a la fricción de pico) y la fricción residual. Potts *et al.* (1990) encontraron un resultado similar en su análisis de la (primera) rotura de la presa de Carsington y también Potts *et al.* (1997) en el análisis de algunas roturas de taludes en arcilla de Londres.

Sin embargo, dos de los casos adicionales representados en la Figura 28, Sabadell y Viladesens, indican algo diferente: la fricción movilizada en la rotura se aproxima mucho a la fricción residual.

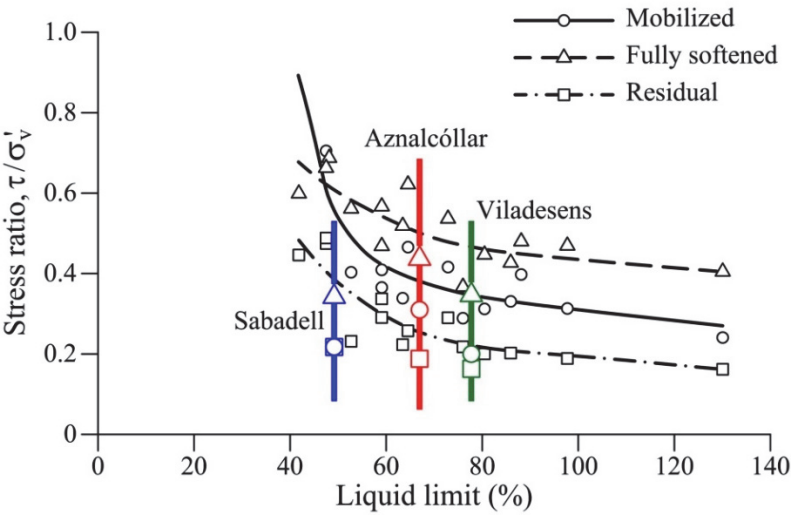


Fig. 28 – Datos del análisis retrospectivo de varios casos reales publicados por Stark y Eid (1994) y tres casos adicionales: Aznalcóllar, Sabadell y Viladesens.

La Figura 29 es una imagen de la rotura del desmante de Sabadell en la autopista C-58. Fue claramente una primera rotura en limolitas y argilitas terciarias de la depresión del Vallés (Barcelona). En las arcillas de plasticidad media ($w_L=48-56\%$) se determinaron ángulos de fricción residual de $13-17^\circ$, mientras que la envolvente de la resistencia de pico correspondía a $c' = 58 \text{ kPa}$ y $\phi' = 19^\circ$. La rotura se explicaba con un ángulo de fricción de 12° (no se detectaron presiones de agua en piezómetros ni lluvias previas). La explicación de esta rotura a lo largo de un plano de estratificación se atribuye a dos características de los depósitos arcillosos terciarios de la depresión del Vallés: los valores altos de K_0 y la presencia frecuente de superficies pulidas de arcillas, de origen



Fig. 29 – Rotura del desmante de Sabadell en limolitas y argilitas terciarias del Vallés, Barcelona.

tectónico, en las arcillas, en las que se miden ángulos bajos de fricción (12°) cuando se ensayan a corte.

El caso de Viladesens es una rotura que afectó a un terraplén de la autopista AP-7 (Barcelona-frontera francesa). El terraplén se apoyaba en una arcilla sobreconsolidada muy firme, fisurada, de alta plasticidad ($w_L = 50-100\%$). Los ensayos de corte sobre la arcilla inalterada indicaron una fragilidad alta y una fricción de pico de $20-22^\circ$. La fricción residual era de $8-9^\circ$. El análisis retrospectivo explicaba la rotura si $\phi' = 11^\circ$. De nuevo, es un caso que se aleja de los reunidos por Stark y Eid y los citados de Aznalcóllar y otros. En testigos de la arcilla rígida de Viladesens se observó la presencia de superficies pulidas y estriadas de cizalla (Figura 30).



Fig. 30 – Superficies de cizalla en las arcillas rígidas de alta plasticidad de Viadesens, Gerona (Autopista AP-7).

Los datos resumidos previamente en la Figura 8b también indican que, con frecuencia, el ángulo medio de fricción movilizado en roturas que se interpretan como primeras roturas, puede estar más próximo en arcillas sobreconsolidadas a la fricción residual que a la media entre la fricción de pico (o remoldeada) y la residual. Los casos citados invitan a ser conservador y a investigar si existe evidencia de movimientos previos de superficies cizalladas que puedan integrarse en un movimiento cinemáticamente admisible o bien que existan tensiones horizontales altas en el caso de excavaciones y desmontes. En el caso de Aznalcóllar y en otros en los que la formación arcillosa es uniforme y sin síntomas de movimientos previos es probable que la fricción media a lo largo de la superficie de deslizamiento que explique la rotura (en el sentido de los métodos de equilibrio límite), se aproxime a un valor promedio entre la fricción de pico y la residual.

3 – REACTIVACIÓN DE ANTIGUOS DELIZAMIENTOS. EFECTO DE LOS PLANOS DE ROTURA INTERNOS

En el apartado anterior, la discusión se ha centrado en el fenómeno de rotura de la superficie basal de deslizamientos y en concreto en el efecto de la pérdida de resistencia por comportamiento frágil y su efecto sobre la evolución del movimiento. Sin embargo, la cinemática del movimiento vendrá también determinada por la formación de superficies internas de rotura generadas por compatibilidad de movimiento debido a que, en general, la geometría de los deslizamientos se aleja de la hipótesis de deslizamientos planos o circulares. Ello se ilustra en los diferentes mecanismos de rotura publicados por Glastonbury y Fell (2008) (Figura 31) para el caso de deslizamientos compuestos (“compound landslide” en inglés; Hungr *et al.* 2014). En el caso de deslizamientos

compuestos, la formación del deslizamiento requiere no solo la rotura por corte de forma continua a lo largo de la superficie basal, sino también a la largo de estas superficies internas. La resistencia disponible en esas superficies, así como la geometría de la superficie basal, determinarán la rotura y la evolución del movimiento.

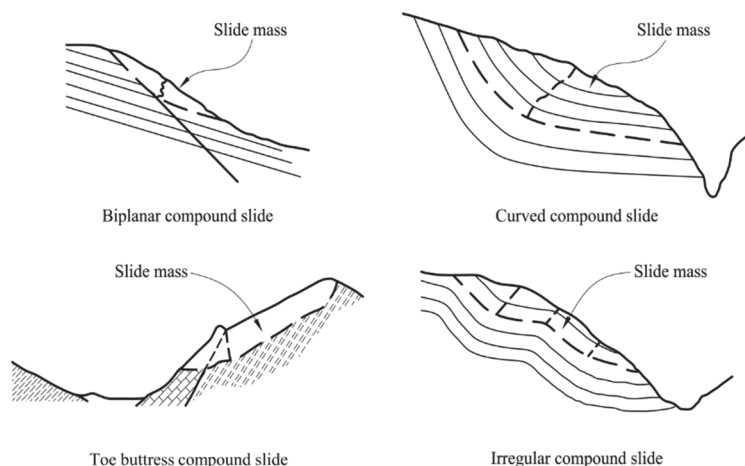


Fig. 31 – Representación esquemática de los mecanismos internos de rotura en el caso de deslizamientos compuestos (Glastonbury y Fell, 2008)

3.1 – Interacción entre dos bloques. Deslizamiento de Vajont.

En el caso de deslizamientos compuestos, especialmente en aquellos en el que la superficie basal se encuentra a lo largo de un plano de sedimentación, por compatibilidad de movimiento, la masa movilizada rompe a lo largo de superficies que cruzan los planos de sedimentación en dirección perpendicular. Se espera, de acuerdo con lo discutido anteriormente, que la resistencia a lo largo de este plano interno sea la asociada a la roca “matriz”, y se desarrollen fenómenos de rotura progresiva incluso en caso de reactivación de antiguos deslizamientos.

Este aspecto se analizó para el caso de Vajont (Italia, 1963) en Alonso y Pinyol (2010) y Alonso *et al.* (2010). Se trata de la reactivación de un antiguo deslizamiento debido a la inundación del pie debido al llenado de un embalse. Las ecuaciones de equilibrio se resuelven de manera analítica para la geometría simplificada del deslizamiento de Vajont que se muestra en la Figura 32. Como ocurre frecuentemente en antiguos deslizamientos en laderas de embalse, la masa movilizada situada por encima de la superficie de deslizamiento se puede simplificar mediante un conjunto de bloques determinados por los quiebro impuestos por la geometría de la superficie basal. En este caso se distinguen dos bloques, el superior, intrínsecamente inestable, con un plano basal inclinado, en este caso, unos 36° , que empuja un bloque inferior, por sí solo estable, apoyado sobre una superficie de deslizamiento horizontal y que actúa como cuña pasiva. La cinemática del movimiento se puede simplificar al avance de los dos bloques a igual velocidad (en módulo) deslizando sobre la superficie de rotura predefinida (Figura 32). Si se comparan las velocidades de ambos bloques, la diferencia recae en su dirección. La compatibilidad de movimiento lleva a un desplazamiento relativo entre el bloque superior e inferior a lo largo de un plano interno, o plano charnela, que debe romper para permitir la compatibilidad de movimiento.

Para resaltar el efecto de la resistencia a lo largo de este plano durante la formación de la rotura, se considera el caso sencillo en el que se obvia su contribución y la interacción entre bloques se

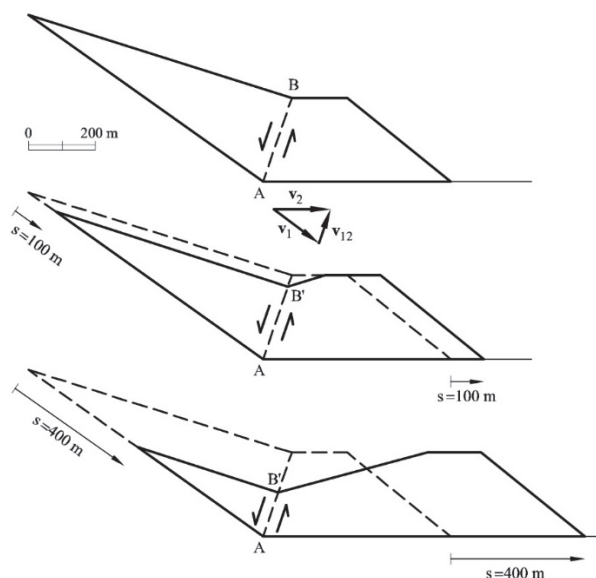


Fig. 32 – Representación esquemática de la cinemática de movimiento para un deslizamiento compuesto inspirado en el caso de Vajont (Alonso y Pinyol, 2010).

se simplifica a una fuerza interna normal al plano de interacción. De este modo, la única fuerza interna considerada corresponde al empuje del bloque de arriba sobre el de abajo. Bajo estas condiciones, resulta que la fricción residual requerida a lo largo de la superficie basal para explicar que la ladera de Vajont alcanzara el equilibrio estricto (factor de seguridad igual a 1) durante el llenado corresponde a un ángulo de fricción de unos 21° . Sin embargo, este resultado es completamente inconsistente con la realidad que, pues se estima que el ángulo de fricción de la arcilla donde se localizaba la banda de deslizamiento no superaba los 12° (Hendron y Patton, 1985).

Esta inconsistencia desaparece cuando se considera la resistencia al corte disponible a lo largo del plano interno en el mecanismo de rotura. En Alonso y Pinyol (2010), se comprobó que la ladera de Vajont era estable antes del llenado del embalse definiendo la resistencia residual basal y la de la roca con parámetros coherentes con las evidencias experimentales y las correlaciones geomecánicas.

La Figura 32 muestra la evolución de la geometría del deslizamiento una vez desestabilizado. La dinámica del movimiento también se analizó de manera analítica resolviendo la ecuación dinámica de la segunda ley de Newton de ambos bloques. Se tuvo en cuenta que la longitud del plano charnela varía con el desplazamiento y en consecuencia la fuerza resistente que aporta. Por otro lado, aunque a medida que avanza el deslizamiento el material que rompe en la zona de charnela aparece “nuevo”, se puede estimar que durante el movimiento, una zona central relativamente ancha se degrada y la resistencia exhibe un comportamiento de reblandecimiento. Se estima una caída de la cohesión según una ley exponencial negativa, función del desplazamiento, s , como la mostrada en la Figura 33. El coeficiente Γ define la velocidad de degradación. Si se introduce esta pérdida de resistencia adicional, el movimiento del deslizamiento se ve claramente afectado. La Figura 33 muestra el desplazamiento acumulado y la velocidad del deslizamiento una vez desestabilizado (incrementando el nivel del embalse 1 m respecto al nivel crítico, correspondiente a un factor de seguridad igual a 1) y para diferentes velocidades de degradación. Se observa que la geometría autoestabilizante lleva a frenar el deslizamiento a los pocos centímetros de recorrido (al incrementar el peso de la cuña inferior pasiva y reducir la cuña activa inestable superior). Este desplazamiento se incrementa notablemente si se considera la degradación del plano de charnela y alcanza hasta los

70 m y una velocidad de 3 m/s cuando se impone una velocidad alta de degradación ($\Gamma = 1 \text{ m}^{-1}$, Figura 34).

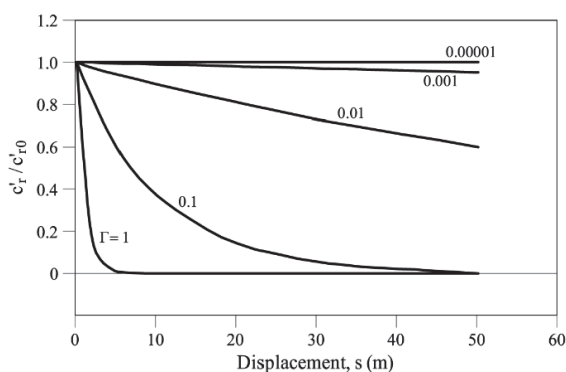


Fig. 33 – Degradación de la cohesión según una ley exponencial negativa ($c'_r = c'_{r0} \exp(-\Gamma s)$) para el caso de desplazamiento compuesto inspirado en el deslizamiento de Vajont (Alonso y Pinyol, 2010).

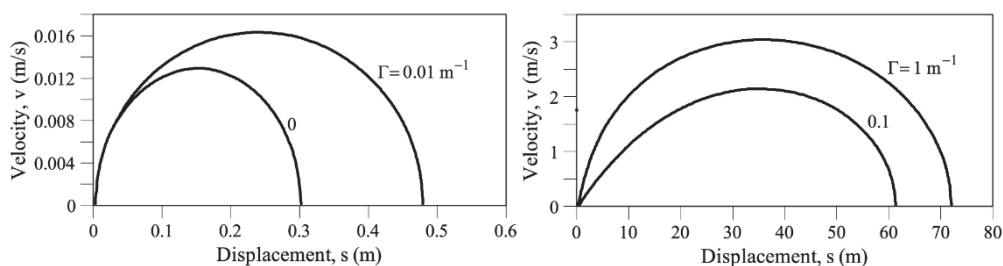


Fig. 34 – Desplazamiento acumulado y velocidad para el caso de un deslizamiento compuesto inspirado en el caso de Vajont y diferentes valores de velocidad de degradación (Γ) de la cohesión (Alonso y Pinyol, 2010).

El caso fue analizado mediante MPM (Yerro *et al.*, 2016b,c). En el modelo se distinguió el material de la superficie basal en condiciones de resistencia residual y la masa de roca situada encima a la que se le asignó un comportamiento de reblandecimiento definido mediante los parámetros de cohesión y ángulo de fricción pico y residual (Ecs. [3], [4], [6] y [7]). A partir de un estado inicial en equilibrio, se simuló el llenado del embalse hasta un nivel máximo de 60 m en el que se inicia el movimiento. La Figura 35 muestra la distribución de deformación desviadora obtenida en los cálculos. Se observa cómo las deformaciones se concentran a lo largo del plano charnela definido por el quiebro de la superficie de deslizamiento impuesta.

Es interesante evaluar en detalle cómo evoluciona el proceso de rotura interna. La Figura 36 muestra el valor de la resistencia movilizada calculada en ocho puntos materiales distribuidos a lo largo de este plano para diferentes tiempos. Al inicio, la resistencia es menor a la resistencia pico porque algunos puntos ya han plastificado durante la etapa de cálculo para el equilibrio inicial. A medida que el nivel de agua incrementa, se va degradando la roca. El punto 8 es el último que alcanza el pico cuando el nivel de agua es de 60 m (tiempo t_4). Finalmente, cuando el movimiento se inicia, la resistencia cae al valor residual a lo largo de todo el plano.

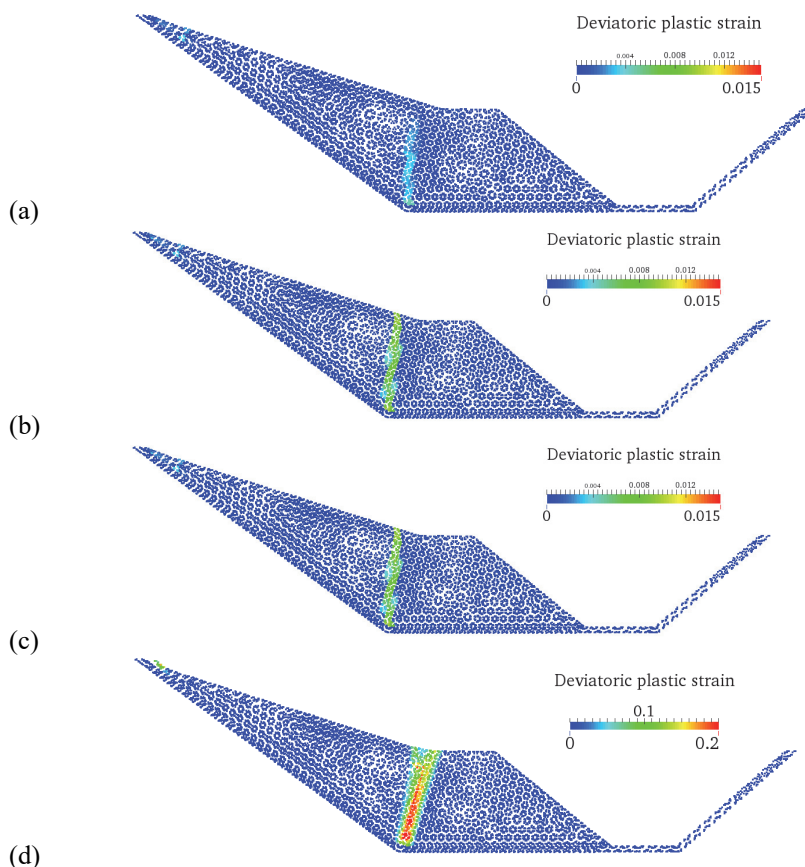


Fig. 35 – Deformación de corte acumulada en el cálculo MPM de un deslizamiento compuesto inspirado en el caso de Vajont para un nivel de embalse H definido respecto a la cota del pie del deslizamiento. (a) $H = 50$; (b) $H = 54$; (c) $H = 60$ m; (d) Geometría final estable. (Yerro *et al.*, 2016b).

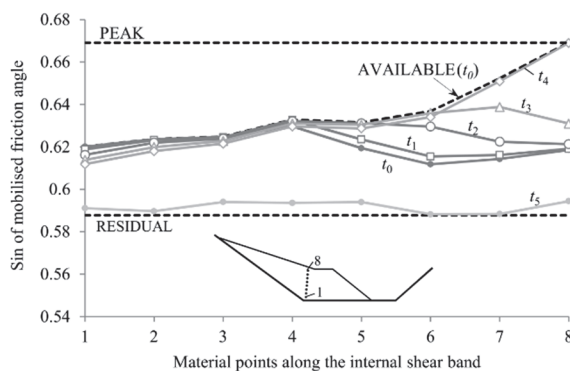


Fig. 36 – Rotura progresiva a lo largo del plano de charnela. Evolución del ángulo de fricción movilizado para diferentes tiempos durante el llenado del nivel del embalse (H). t_1 ($H = 20$ m); t_2 ($H = 40$ m); t_3 ($H = 50$ m); t_4 ($H = 57$ m); t_5 ($H = 60$ m). (Yerro *et al.*, 2016b).

Finalmente se destaca el efecto de la forma del quiebro presente en la superficie de rotura en la generación de las superficies de corte internas. En la Figura 37 se observa cómo se generan claramente dos superficies de corte cuando el quiebro se redondea y que ello determina el mecanismo de rotura.

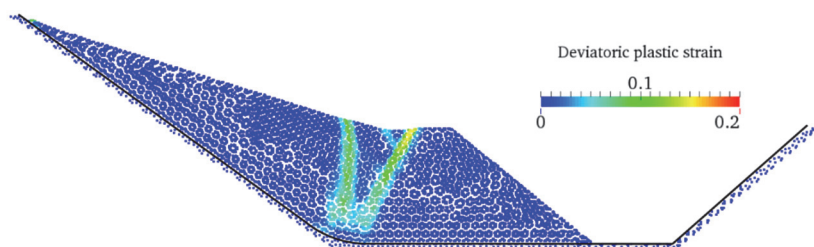


Fig. 37 – Mecanismo de rotura en el caso de cambio de pendiente de la superficie de deslizamiento redondeado (Yerro *et al.*, 2016b).

3.2 – El deslizamiento de Cortes

El efecto de la geometría sinclinal de la estratificación y de posibles planos de menor resistencia en la evolución del movimiento también se ha estudiado en el caso del deslizamiento de Cortes identificado en 1985 en durante la construcción de la presa arco-gravedad de Cortes, Valencia. La inestabilidad afectó la ladera izquierda aguas arriba de la presa. Tal y como se describe en Alonso *et al.* (1993), la ladera inestable estaba constituida por roca caliza y estratos de marga que formaban parte de un ancho sinclinal. De nuevo, la posición del estrato de margas y su geometría propiciaba un posible deslizamiento (Figura 38) con superficie de deslizamiento basal continua siguiendo los planos de estratificación a lo largo del estrato blando. En este caso, se destaca la inclinación de la superficie de deslizamiento en el pie de la ladera, a contrapendiente, que favorece la estabilidad. La inestabilidad fue ocasionada por la excavación de la parte baja de la ladera para extraer material para la construcción de la presa (Figura 38).

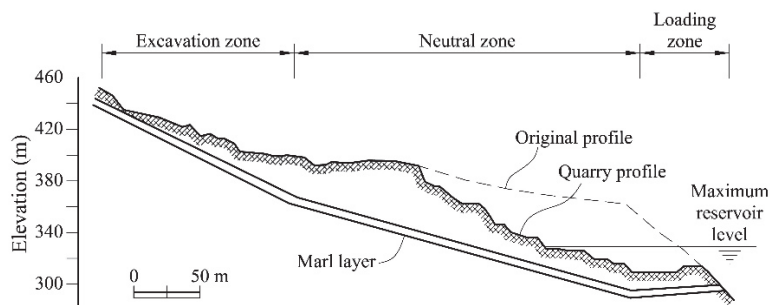


Fig. 38 – Sección representativa del deslizamiento de Cortes (Alonso *et al.*, 1993).

La geometría del deslizamiento traslacional se pudo identificar con precisión a partir de medidas inclinométricas (Figura 39).

El movimiento se analizó mediante el MPM y se simuló la excavación en 5 etapas con el objetivo de analizar su evolución y su geometría autoestabilizante. El volumen extraído en cada etapa de cálculo se indica en la Figura 40. El estrato de margas se consideró en estado residual ya que se comprobó que se trataba de la reactivación de un antiguo deslizamiento. La caliza se modeló mediante un modelo Mohr-Coulomb elastoplástico con reblandecimiento.

Los resultados indican que aunque se trata de un deslizamiento bastante plano, el pie de deslizamiento a contrapendiente tiene un efecto importante en su estabilización. Así se observa en la Figura 41 que muestra los resultados en términos de desplazamiento acumulado a medida que se excava la cantera. La excavación desestabiliza el deslizamiento y pocos centímetros de movimiento permiten que se vuelva a establecer una situación, aunque crítica, estable. El movimiento no es homogéneo en el interior de la masa movilizada. Los desplazamientos se acumulan en la cabeza del deslizamiento (donde se ha situado el punto A, Figura 40). La distribución del desplazamiento acumulado una vez se alcanza la geometría final estable se muestra en la Figura 42. Se observa que el movimiento en el quiebro inferior de la superficie de deslizamiento donde se inclina a contrapendiente los desplazamientos son mínimos e incrementan a medida que se acercan a la cabecera del deslizamiento. Se generan, en consecuencia, movimientos relativos en el interior de la masa movilizada que afectan la evolución del deslizamiento.

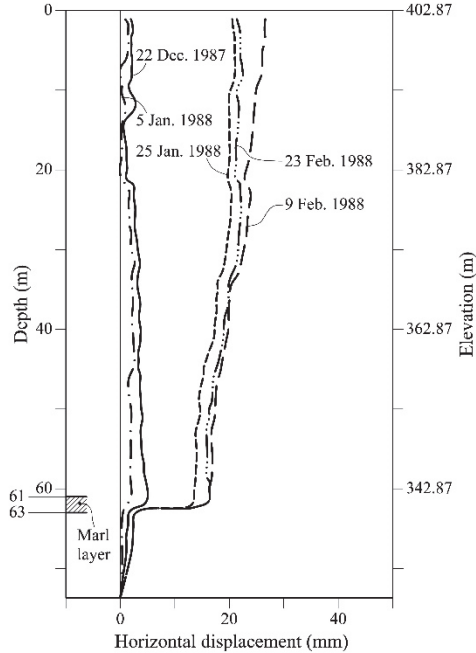


Fig. 39 – Medidas inclinométricas del deslizamiento de Cortes (Alonso *et al.*, 1993).

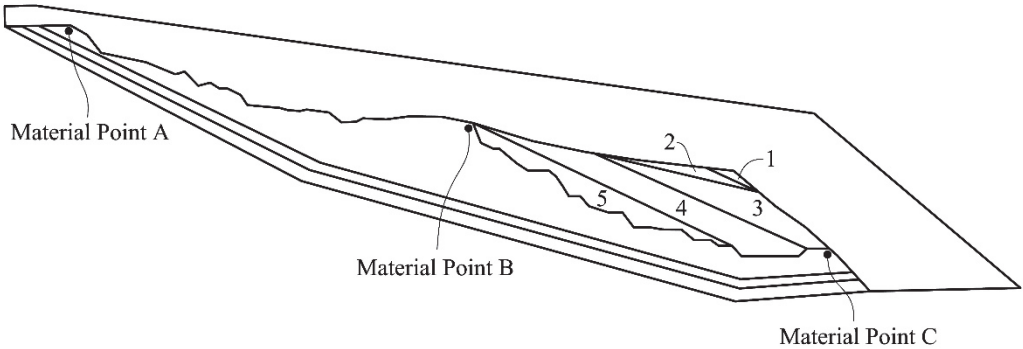


Fig. 40 – Volúmenes de excavación definidos en el caso del deslizamiento de Cortes (Pinyol y Di Carluccio, 2019)

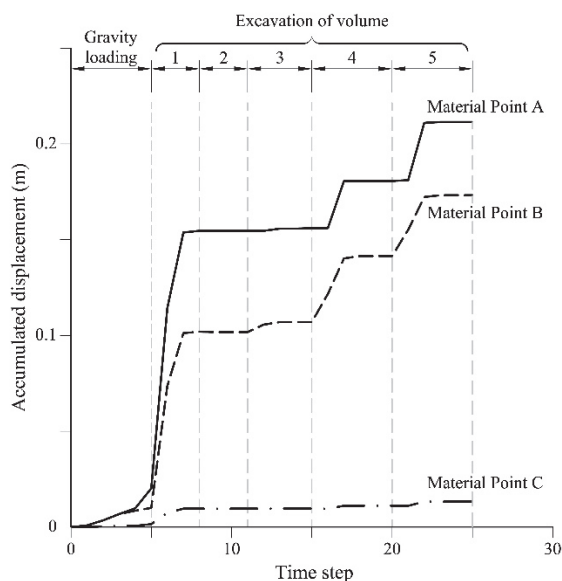


Fig. 41 – Desplazamiento calculado durante la excavación en el caso del deslizamiento de Cortes calculados en dos posiciones del deslizamiento indicadas en la Figura 37 (Pinyol y Di Carluccio, 2019).

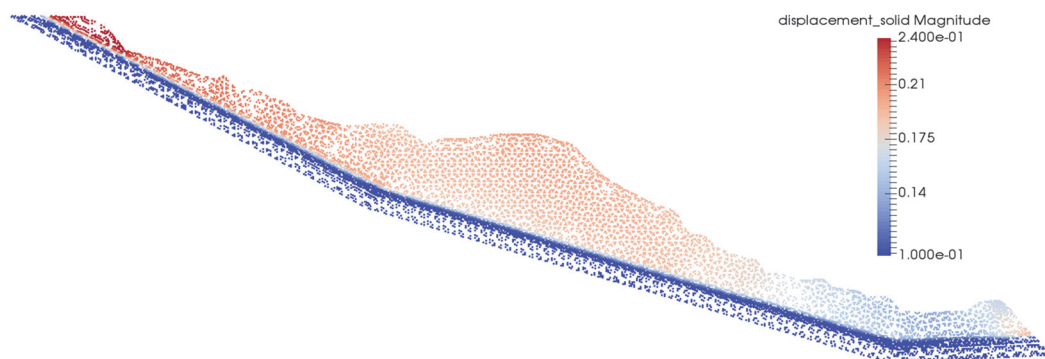


Fig. 42 – Distribución de desplazamiento acumulado al final del cálculo. Escala del movimiento en m (Pinyol y Di Carluccio, 2019).

4 – CONCLUSIONES

Se destaca la singularidad de las rocas blandas arcillosas, muy frecuentes en el Terciario y Secundario de la Península Ibérica. Son numerosos los casos de deslizamientos en ellas, tanto por efecto de la evolución geomorfológica de laderas naturales como en obras civiles. En el artículo se examina la capacidad que ofrecen los métodos numéricos de cálculo de desarrollo reciente, y en particular, el Método del Punto Material (MPM), para abordar el fenómeno de rotura progresiva en “primeras roturas” y la evolución posterior (desplazamiento, velocidad) de la masa inestable.

Se destacan algunas características comunes de las rocas blandas arcillosas:

- Son materiales sobreconsolidados, poco permeables y “frágiles” en los que cabe esperar valores altos, superiores a 1, del coeficiente K_0 . La fragilidad, que se puede caracterizar por

el índice I_B de Bishop, es una característica muy determinante de la aparición de fenómenos de rotura progresiva.

- Debido a su antigüedad, conviene investigar si los depósitos arcillosos han sido cizallados por esfuerzos tectónicos, en particular en los bordes de las grandes cuencas sedimentarias terciarias. Las superficies cizalladas adquieren fricciones residuales bajas, controladas por los minerales presentes en la arcilla. Como referencia aproximada, las fricciones disponibles en los contactos mineral-mineral es de 5°, 10° y 15°, para la montmorillonita, illita y caolinita, respectivamente.
- El ensayo de corte anular es el ensayo de referencia para determinar la fricción residual. Se tiende a identificar con la fricción mínima disponible, pero existen observaciones que indican que la fricción obtenida en superficies naturales de corte, estriadas y pulidas puede ser inferior a la fricción residual. Los planos de sedimentación, por su continuidad lateral, son muy relevantes para explicar la formación de superficies de deslizamiento.
- Las rocas arcillosas son meteorizables. Pierden resistencia y rigidez rápidamente, hasta valores propios de suelo, cuando aumenta su humedad natural, generalmente en niveles próximos a la interfase con la atmósfera. Por otra parte, la succión tiende a incrementar la fricción y cohesión de superficies de corte por la “rugosidad” que introduce en la microestructura de la arcilla.

En el artículo se describe la rotura progresiva de dos casos bien conocidos: Aznalcóllar y Selborne. En los dos casos la rotura se produjo en arcillas de alta plasticidad. La rotura progresiva en Aznalcóllar se explica por el método de construcción del dique de contención de la balsa. En Selborne, un caso de inestabilidad de una excavación experimental, la rotura se forzó mediante el aumento progresivo de la presión intersticial. La posición y geometría de la superficie de rotura lo determinan las tensiones iniciales, la evolución de las presiones intersticiales, la fragilidad y rigidez de la arcilla y el proceso de carga o descarga. Los métodos de cálculo que no incorporen estas características conducen a resultados incorrectos. El movimiento acelerado de la masa inestable se inicia cuando el último punto de la superficie de rotura alcanza la resistencia residual. En los dos casos mencionados, el MPM ofrece una descripción razonablemente buena de la dinámica del movimiento. Cabe destacar que en los análisis efectuados no se introducen parámetros geotécnicos adicionales a los que explican el comportamiento “estático” del deslizamiento.

Se ha investigado la dependencia del desplazamiento post rotura (“run-out”) con el índice de fragilidad I_B , para una geometría y condiciones dadas de contorno y carga (generalizada; por ejemplo, cambios en presión intersticial). En caso de mantener una resistencia de pico fija y variar la resistencia residual (con objeto de modificar I_B) se ha encontrado una relación única, no lineal, entre desplazamiento post-rotura e I_B . Cuando se hacen variar los parámetros de pico y residual, se pierde esa unicidad.

Se discute en el artículo la posibilidad que tienen métodos como los tradicionales de equilibrio límite, de estimar correctamente el Factor de Seguridad en las rocas blandas arcillosas y, en general en arcillas sobreconsolidadas que exhiben una cierta fragilidad. Los datos y estudios que se mencionan indican que, en caso de gran uniformidad, es decir, en ausencia de planos de debilidad, cizallados previamente, que puedan contribuir a generar superficies de rotura cinemáticamente admisibles, la fricción que explica la rotura se aproxima a la media (semisuma) entre los valores de pico y residual. En otros casos (presencia de daño previo) la resistencia media que explica la rotura se aproxima a la residual.

En la última parte del artículo se introduce el papel decisivo que pueden tener superficies internas de corte, además de la superficie “basal”, para explicar la inestabilidad, tanto en condiciones estáticas como dinámicas. Esta situación se produce cuando el movimiento conjunto requiere la generación de mecanismos cinemáticamente compatibles (en ausencia de huecos). Es frecuente, en macizos rocosos estratificados, que la superficie fundamental de rotura se instale en una capa arcillosa, mientras que a cotas superiores dominan rocas mas resistentes, que seguramente tienen un

comportamiento frágil frente a rotura. Por tanto, en ellas, se producirá también una rotura progresiva durante el movimiento conjunto. Se presentan dos casos: Vajont y Cortes: En el primero, se identifica la rotura progresiva a lo largo de una superficie interna, sub-vertical, necesaria para explicar el movimiento de las cuñas que definen de forma aproximada la geometría de Vajont. Se comprueba también que pequeños cambios geométricos en la superficie principal de rotura, modifican sustancialmente el patrón de rotura interna. El caso de Cortes ilustra la compleja distribución de desplazamientos dentro del perfil representativo del deslizamiento. El concepto de “run-out” hay que definirlo con precisión porque virtualmente cada punto de un deslizamiento se mueve con una velocidad y desplazamiento diferente. Una definición aceptable en la práctica puede ser la distancia entre el pie del talud antes y después del movimiento.

5 – AGRADECIMIENTOS

La segunda autora, profesora lectora Serra Húnter, agradece el apoyo recibido por parte del “Serra Húnter Program” del “Departament d’Empresa i Coneixement” de la “Secretaria d’Universitats i Recerca” de la “Generalitat de Catalunya”.

6 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbo, A.; Sloan, S. (1995). *A smooth hyperbolic approximation to the Mohr–Coulomb yield criterion*. Computers and Structures 54, No. 3, 427–441.
- Alonso, E.E. (2000). *General report: cuttings and natural slopes*. The geotechnics of hard soils-soft rocks. Evangelista, A., Picarelli, L. (eds). Balkema, Rotterdam, vol 3, pp 1557–1588.
- Alonso, E.E. (2021). *Triggering and motion of landslides*. Géotechnique 71(1), 3–59.
- Alonso, E.E.; Gens, A. (2006a). *Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties*. Géotechnique 56, No. 3, 165–183.
- Alonso, E.E.; Gens, A. (2006b). *Aznalcóllar dam failure. Part 3: Dynamics of the motion*. Géotechnique 56, No. 3, 203–210.
- Alonso, E.E.; Pinyol, N.M. (2010). *Criteria for rapid sliding I. A review of Vaiont case*. Engineering Geology 114 (3-4), 198-210. doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.04.018
- Alonso, E.E.; Pinyol, N.M. (2014). *Slope Stability in Slightly Fissured Claystones and Marls*. Landslides 12, no. 4 (2014): 643–56.
- Alonso, E.E.; Gens, A.; Lloret, A. (1993). *The Landslide of Cortes de Pallas, Spain*. Géotechnique 43 (4): 507–21. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.4.507>.
- Alonso, E.E.; Pineda J.A.; Cardoso, R. (2010b). *Degradation of marls; two case studies from the Iberian Peninsula*. Calcaterra, D. & Parise, M. (eds) Weathering as a Predisposing Factor to Slope Movements. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 23, 47–75.
- Alonso, E.E.; Pinyol, N.M.; Puzrin, A.M. (2010) *Geomechanics of Failures. Advanced Topics*. Springer. ISBN 978-90-481-3538-7.
- Alonso, E.E.; Pinyol, N.M.; Pineda J. (2013) *Foundation of a Gravity Dam on Layered Soft Rock: Shear Strength of Bedding Planes in Laboratory and Large ‘In Situ’ Tests*. Geotechnical and Geological Engineering, July 9, 2013.
- Alonso, E.E.; Vaunat, J.; Pereira, J.-M.; Olivella, S. (2010) *A Microstructurally based effective stress for unsaturated soils*. Géotechnique 60 (12), 913–25.

- Azañón, J.M.; Azor, A.; Yesares, J.; Tsige, M.; Mateos, R.M.; Nieto, F.; Delgado, J.; López-Chicano, M.; Martín, W.; Rodríguez-Fernández, J. (2010) *Regional-scale high-plasticity clay-bearing formation as controlling factor on landslides in SE Spain*. *Geomorphology* 120:26–37
- Bishop, A.W. (1967) *Progressive failure-with special reference to the mechanism causing it*. Proc Geotech Conf, Oslo, 2:142–50.
- Cooper, M. (1996). *The progressive development of a failure slip surface in over-consolidated clay at Selborne, UK*. Proceedings of the 7th international symposium on landslides, Trondheim, Norway (ed. K. Senneset), Rotterdam, the Netherlands: Balkema, pp. 683–688.
- Cooper, M.R.; Bromhead, E.N.; Petley, D.J.; Grant, D.I. (1998). *The Selbourne cutting stability experiment*. *Géotechnique* 48, No. 1, 83–101
- Gens, A.; Alonso, E.E. (2006). *Aznalcóllar dam failure. Part 2: Stability conditions and failure mechanism*. *Géotechnique* 56, No. 3, 185–201.
- Gens, A.; Ledesma, A.; Alonso, E.E. (1996) *Estimation of parameters in geotechnical backanalysis. II Application to a tunnel excavation problem*. *Computers and Geotechnics*, 18, 1, 29–46.
- Georgiannou, V.N.; Burland, J.B. (2001). *A laboratory study of post-rupture strength*, *Géotechnique* 51, 665–675
- Glastonbury, J.; Fell R. (2008a) *A decision analysis framework for the assessment of likely post-failure velocity of translational and compound natural rock slope landslides*. *Can Geotech J* 45(3):329–350. doi:10.1139/T07-082
- Grant, D. (1996). *Instrumentation systems for and failure mechanisms of an induced slope failure project*. PhD thesis, University of Southampton, Southampton, UK.
- Hawkins, A.B.; Lawrence, M.S.; Privett, K.D. (1988) *Implications of weathering on the engineering properties of the Fuller's Earth formation*. *Géotechnique*. 38, 4: 517–532.
- Hendron, A.J.; Patton, F.D. (1985) *The Vajont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface*. *Technical Report GL-85-5*, Washington DC
- Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2014) *The Varnes classification of landslide types, an update*. *Landslides* 11(April):167–194
- Lupini, J.F.; Skinner, A.E.; Vaughan, P.R. (1981) *The drained residual strength of cohesive soils*. *Géotechnique* 31(2):181–213
- Montero-Cubillo, N.S.; Estaire, J. (2021) *Ensayos de corte en laboratorio para determinar la resistencia residual de arcillas sobreconsolidadas*, *Geotecnia*, 150, 27-50
- Pinyol, N.M.; Di Carluccio, G. (2019). *Excavation-Induced Instabilities*. In *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide*. Editors: E.J. Fern, A. Rohe, K. Soga and E.E. Alonso, 271–286. CRC Press, 2019.
- Pinyol, N.M.; Vaunat, J.; Alonso, E.E. (2007). *A constitutive model for soft clayey rocks which includes weathering effects*. *Géotechnique* 57, 137–151.
- Potts, D.M.; Dounias, G.T.; Vaughan, P.R. (1990). *Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment*. *Géotechnique* 40, No. 1, 79–101
- Potts D.M.; Kovacevic N.; Vaughan P. (1997) *Delayed collapse of cut slopes in stiff clay*. *Géotechnique* 47:953–82

- Romero E.; Vaunat, J.; Merchán, V. (2014) *Suction effects on the residual shear strength of clays*. Journal of Geo-Engineering Sciences 2 (2014) 17–37
- Rots, J.; Nauta, P.; Kuster, G.; Blaauwendraad, J. (1985). *Smeared crack approach and fracture localization in concrete*. HERON 30, No. 1, 3–48.
- Skempton, A.W. (1977). *Slope stability of cuttings in brown London Clay*. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Tokyo 3, 261–270.
- Soga, K.A.; Alonso, E.E.; Yerro, A.; Kumar, K.A.; Bandara, S.A. (2016). *Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method*. Géotechnique 66(3): 248-273. DOI: 10.1680/jgeot.15.LM.005.
- Stark, T.D.; Eid, H.T. (1994). *Drained Residual Strength of Cohesive Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, No. 5, 856-871.
- Yerro, A.; Alonso, E.; Pinyol, N. (2016a). *Run-out of landslides in brittle soils*. Computers and Geotechnics 80: 427-439. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.03.001.
- Yerro, A.; Pinyol, N.; Alonso, E. (2016b). *Internal progressive failure in deep seated landslides*. Rock Mechanics and Rock Engineering 49(6):2317-2332. DOI 10.1007/s00603-015-0888-6.
- Yerro, A.; Pinyol, N.; Alonso, E. (2016c), *Internal rock damage during landsliding: kinematic effects*. In: Proc. 12th International symposium on Landslides. 12th-19th June, Naples, Italy.
- Zabala, F.; Alonso, E.E. (2011). *Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method*. Géotechnique 61, No. 9, 795–808.
- Zandarín, M. T.; Alonso, E. E.; Olivella, S. (2013) *A constitutive law for rock joints considering the effects of suction and roughness on strength parameters*. Int. Jnl. of Rock Mech. & Min. Sci, 60, 333-344

50 ANOS DE INVESTIGAÇÃO SOBRE O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE ATERRO

50 years of research on the structural behaviour of embankment dams

Emanuel Maranha das Neves^a, Laura Caldeira^b

^a Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal

^b Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

RESUMO – Assinalam-se, no domínio das barragens de aterro, as contribuições dos autores para os desenvolvimentos ocorridos em Portugal no período de tempo decorrido desde a criação da Revista Geotecnia até aos dias de hoje. Têm a ver, em última análise, com o desempenho estrutural das barragens face às ações relevantes.

ABSTRACT – The involvement of the authors in the developments concerning embankment dams that occurred in Portugal since the launching of the first issue of *Revista Geotecnia* to the present days are referred to. They are mainly focussed on the dam's structural behaviour due to the relevant actions.

Palavras chave – Barragens de aterro, Investigação, Comportamento estrutural.

Keywords – Embankment dams, Research, Structural behaviour.

1 – ANTECEDENTES: AS BARRAGENS PORTUGUESAS ATÉ AO INÍCIO DA DÉCADA DE 70

No pós-guerra e em consequência desta, verificaram-se, a nível mundial, impressionantes progressos nos equipamentos para a escavação, transporte, espalhamento e compactação dos materiais naturais usados nas barragens de aterro. Os *scrapers* (na escavação e transporte) e os cilindros vibradores (na compactação) tiveram um papel primordial nesses progressos. Houve assim lugar para o uso de solos com percentagem significativa de partículas de dimensão elevada, que incorporavam principalmente xistos e grauvaques alterados, bem como um aumento da altura das camadas a compactar, originando assim uma evolução das técnicas de compactação e do seu controlo (Folque e Maranha das Neves, 1967).

A avaliação da segurança baseava-se então na determinação de coeficientes de segurança global relativos a deslizamentos. Não era dado grande relevo à contribuição dos filtros para a segurança. A previsão de deformações estava fora de causa, especulando-se apenas, recorrendo a métodos empíricos, sobre deslocamentos a longo prazo (Folque, 1968).

Consoante a finalidade da obra, foram diferentes as entidades que as promoveram: na produção de eletricidade, as Concessionárias de aproveitamentos hidroelétricos e, para fins hidroagrícolas, uma entidade estatal (JAOHA, posteriormente DGSH).

E-mails: emanuelmaranhadasneves@gmail.com (E. Neves), laurac@lnec.pt (L. Caldeira)

ORCID: orcid.org/0000-0001-5395-8560, orcid.org/0000-0002-9164-2118

No âmbito destas últimas, construíram-se, a partir de 1938, doze barragens de aterro, uma de betão e três mistas. Merece referência a barragem de terra de Santa Clara (Figura 1a).

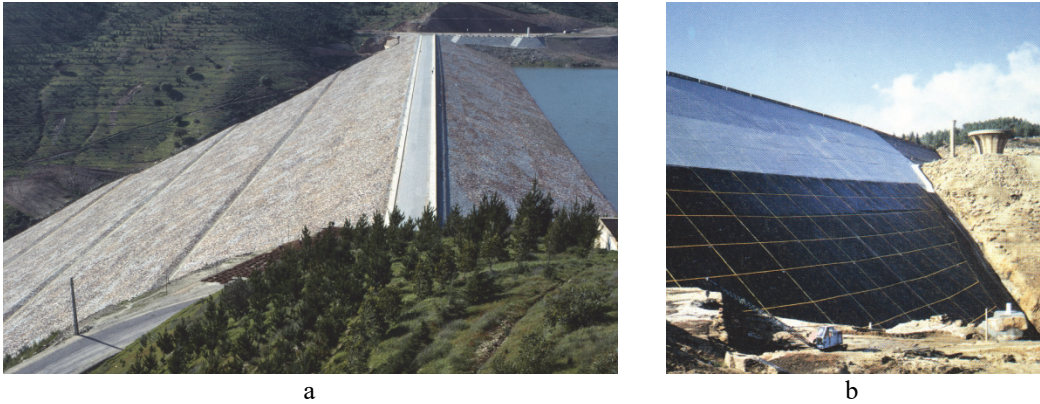


Fig.1 – Barragens de aterro: a) Santa Clara (1968), a barragem de terra mais alta (86 m); b) Paradela (1958), a mais alta barragem no mundo de enrocamento lançado (112 m).

A decisão quanto ao tipo de barragem teve por base uma seleção de soluções, como mostra a variedade de projetos construídos. Já no caso das Concessionárias, salvo duas exceções, foram invariavelmente construídas barragens de betão. Essas exceções foram duas obras de aterro de enrocamento lançado, com o paramento de montante revestido por uma laje de betão armado e com juntas verticais e horizontais: as barragens de Paradela (1958, Figura 1b) e Vilar (1966).

Sabe-se, desde os anos 60 do século passado, que nas barragens mais altas de enrocamento lançado, a sua funcionalidade era seriamente afetada por fluência dos aterros. Foi o caso, entre outros, de Paradela. Mas com o aparecimento do enrocamento compactado esse problema foi ultrapassado. Na verdade, utilizando enrocamento colocado em camadas e com abundante adição de água (Figura 2a) e compactado com cilindros vibradores (ver Figura 2 b), aumentou em flecha o número de barragens deste tipo, muitas delas entre as mais altas do mundo.

Como última nota, refira-se que a conceção de todas as barragens construídas pela JAOHA e DGSH se deveu apenas à engenharia portuguesa, sendo de salientar a barragem de enrocamento de Pego do Altar, com um revestimento do paramento de montante constituído por placas de aço



Fig. 2 – Construção de um aterro de enrocamento compactado: a) a técnica indispensável para a adequada colocação e molhagem duma camada de enrocamento; b) cilindros vibradores para a compactação da camada de enrocamento.

inoxidável, com juntas elásticas (Figura 3a), e a de Vale do Gaio, com aterro de solo na zona de montante e de enrocamento a jusante, separados por uma cortina inclinada de betão betuminoso (Figura 3 b), conceção jamais usada previamente. Estas barragens, ambas terminadas em 1949, são historicamente consideradas, a nível mundial, marcos de inovação quanto à sua conceção estrutural.

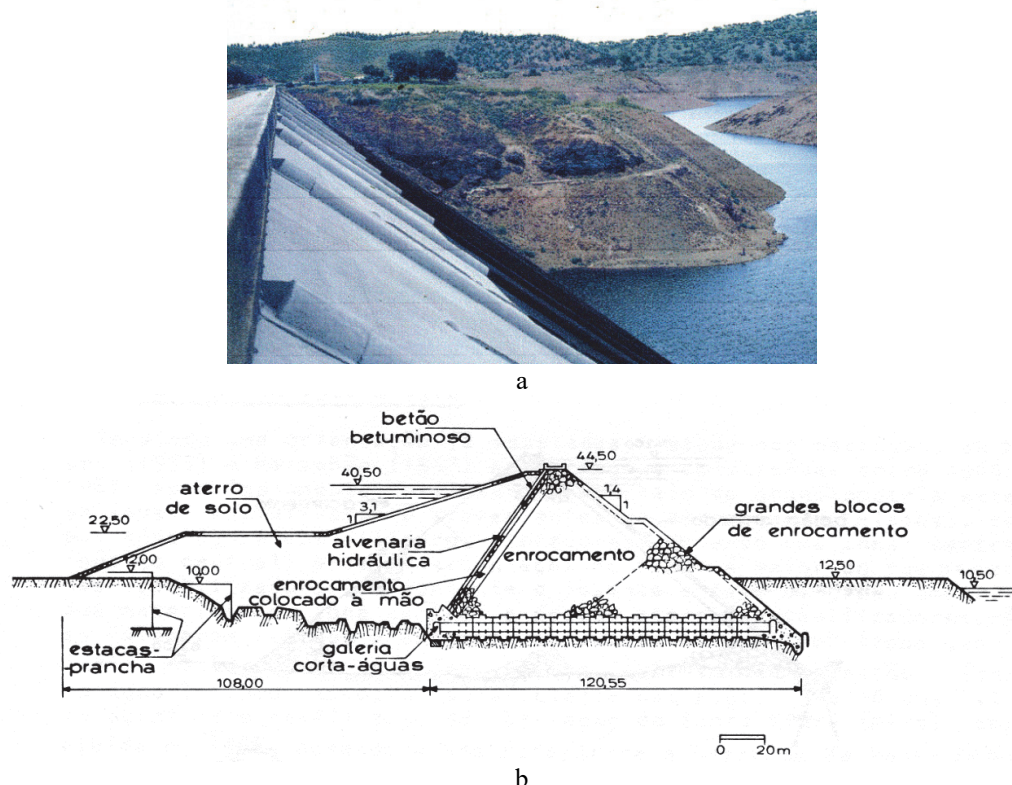


Fig. 3 – Barragens de aterro de concepção notável terminadas em 1949: a) barragem de Pego do Altar; b) barragem de Vale do Gaio.

Já no caso das barragens das Concessionárias, muitas delas foram projetadas por estrangeiros. Foram nove no período em questão, algumas de grande altura (Castelo do Bode e Venda Nova, por exemplo).

2 – A PREVISÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO E DE ENROCAMENTO

Quando uma argila ou uma areia sofrem variações de volume específico resultantes da alteração da tensão efetiva, continuam a ser, do ponto de vista das suas partículas sólidas, o mesmo material. O material sólido é o mesmo, mas as modificações do volume específico conferem-lhe propriedades mecânicas diferentes. No caso de um enrocamento, não só há alteração do volume específico, como o próprio material se torna um outro em resultado da fracturação e esmagamento. Este facto introduz um grau adicional de dificuldade na interpretação do comportamento dos enrocamentos (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1977). Tal dá corpo à Mecânica dos Enrocamentos, já que estes materiais não se encaixam em qualquer dos materiais arquétipo da Mecânica dos Solos: as argilas e as areias (Maranha das Neves, 2002). Na Figura 4, estão bem

patentes os efeitos da fracturação nos resultados dos ensaios triaxiais de grande dimensão em enrocamento alterado molhado da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983).

Os estudos relativos à reologia dos enrocamentos vieram a centrar-se principalmente em torno da barragem de terra-enrocamento de Beliche (Figura 5a). De facto esta barragem, de concepção notável, foi também usada, de forma planeada, como uma poderosa ferramenta para investigação em todos os domínios que pudessem contribuir para a possibilidade de prever o seu desempenho. Os enrocamentos eram constituídos por xistos e grauwagues com grau de alteração muito variável.

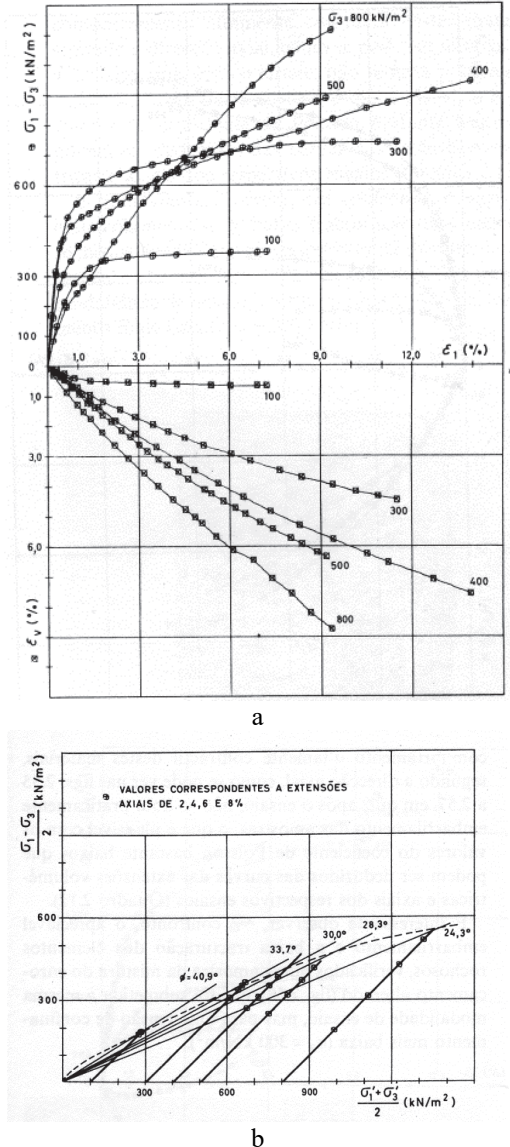


Fig. 4 – Resultados de ensaios triaxiais drenados que evidenciam o papel da fracturação; a) para os valores iniciais de σ_1 , o aumento da tensão média mostra a alteração do padrão normal da resposta devido à fractura, alteração de padrão que não se verifica no que respeita a ϵ_v ; b) em resultado dos fenómenos descritos em a), pode ver-se a acentuada diminuição de ϕ' com o aumento da tensão média.

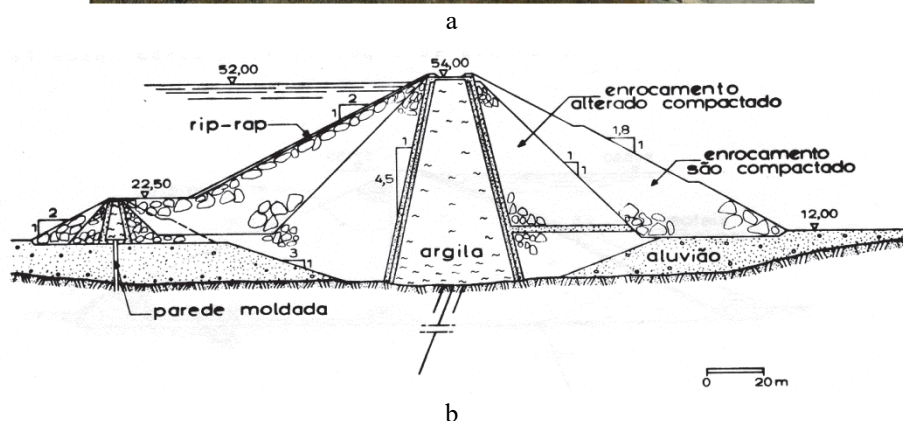


Fig. 5 – Barragem de aterro zonada de Beliche. a) vista geral; b) corte transversal central.

Um aspeto importante do projeto prende-se com a adoção de uma rigidez relativa, entre o núcleo e maciços estabilizadores, suscetível de minimizar uma indesejável transferência de tensões do núcleo para os maciços e, consequentemente, de um aumento da probabilidade de ocorrência de fracturação hidráulica no núcleo (Figura 5b). Tal objetivo foi obtido compactando, na zona mais interna dos enrocamentos, camadas de 1 m de espessura usando apenas o equipamento de colocação. Esta rigidez pôde ser quantificada em obra e foram realizadas análises numéricas prévias para justificar esta decisão na fase de projeto.

Durante a construção, as pressões da água intersticial no núcleo atingiram níveis piezométricos mais elevados do que os níveis da água do reservatório cheio, comportamento favorável, com vista ao controlo da fracturação hidráulica durante o enchimento. Durante a vida operacional verificaram-se assentamentos importantes, sobretudo na zona de montante do coroamento. Anos depois, uma atualização dos dados hidrológicos implicou uma revisão da segurança hidráulica e estrutural, tendo sido feitas pequenas alterações no descarregador e um alteamento na zona de montante do coroamento, como é bem visível na Figura 5a (Maranha das Neves *et al.*, 1994).

A barragem de Beliche despertou internacionalmente um grande interesse dos investigadores dedicados ao comportamento de barragens de terra-enrocamento. Este permanente interesse por Beliche ficou a dever-se à disponibilização, não só dos resultados de um conjunto de ensaios em material de enrocamento recorrendo a notáveis equipamentos de grande dimensão (Veiga Pinto,

1983), tanto de deformação 1D (figura 6a), como de corte em compressão triaxial (Figura 6b), bem como aos resultados de observação que abrangem a construção, o enchimento e, posteriormente, a exploração da barragem durante vários anos.

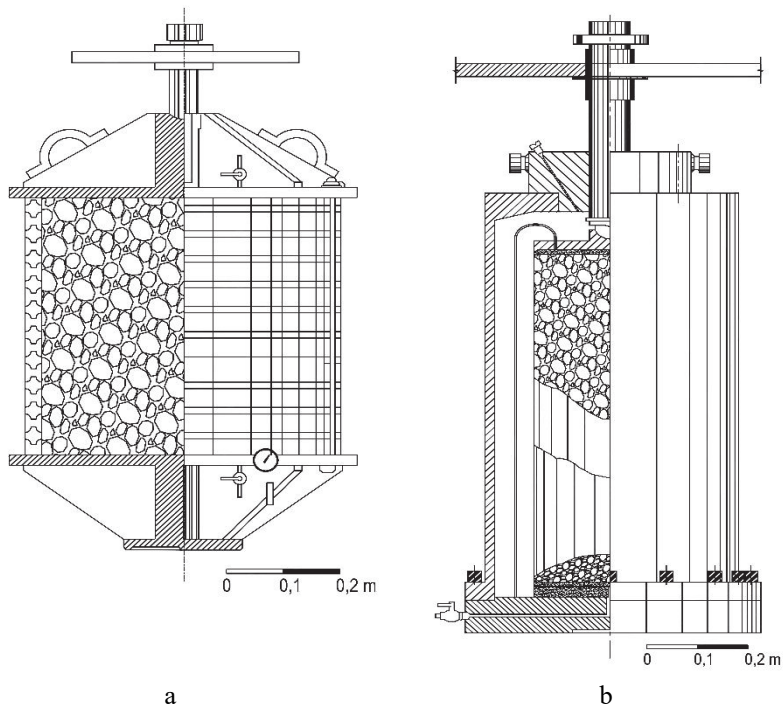


Fig. 6 – Equipamento de ensaio de grandes dimensões: a) câmara de ensaio de deformação 1D e medição da tensão lateral; b) câmara de ensaio de corte em compressão triaxial.

2.1 – Modelação do comportamento das barragens com modelos hipoeelásticos

Num procedimento original nestes domínios, foram desenvolvidas e publicadas previsões para a fase de construção, simultânea e independentemente, em duas instituições de investigação: o LNEC e a Universidade de Swansea (UK). Ambas recorreram a modelos de comportamento hipoeelástico, mas usando diferentes métodos analíticos: no caso do LNEC, aos modelos de Duncan e Chang (1970), e $EC-K_0$ (Veiga Pinto, 1983), e, relativamente à Universidade de Swansea, ao modelo $K-G$ (Naylor *et al.*, 1981).

Nestes modelos, no que se refere ao seu uso nos enrocamentos, há que tornar clara a legitimidade, nessa altura, de usar indiferentemente tensões totais ou efetivas na modelação da fase de construção. Se estão submersos, aplica-se naturalmente o princípio das tensões efetivas. No caso contrário não era possível estabelecer qualquer analogia com as tensões efetivas instaladas nos solos não saturados. De facto, da aplicação da equação de Bishop a esses solos, a qual relaciona o tensor das tensões efetivas, σ'_{ij} , e das tensões totais, σ_{ij} , resulta que $\sigma'_{ij} > \sigma_{ij}$. Já no caso de enrocamentos parcialmente saturados (está a referir-se a água nos vazios do enrocamento e não nos vazios da rocha), dada a elevada dimensão dos vazios, a sucção é irrelevante. Logo, independentemente do grau de saturação dos enrocamentos, ter-se-á $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij}$. Mais à frente, em 2.6, voltar-se-á a este assunto.

As previsões de comportamento realizadas são consideradas do tipo A (ou seja, previsão antes do acontecimento), já que foram divulgadas ainda na fase inicial de construção da barragem. Não

se tem conhecimento, nesta área, dum procedimento deste tipo a nível internacional. As previsões das duas instituições foram, em geral, concordantes (Naylor *et al.*, 1986). Mas diferiram algo do comportamento real em parte porque se veio a verificar um inesperado enchimento parcial significativo da albufera durante a construção.

Os problemas das estruturas de enrocamento relacionam-se sobretudo com a deformação. É raro a estabilidade ser uma questão condicionante. Daí a relevância dos fenómenos de colapso e de fluência. Baseado nos modelos atrás descritos, o colapso, durante o primeiro enchimento, foi também calculado na barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983).

Interessante, pelos seus resultados e originalidade, foi o ensaio de colapso, em dimensões reais, realizado durante a construção da barragem de Beliche (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1988). Que seja do conhecimento dos autores nunca foi realizada uma experiência deste tipo. Assim, na zona central da barragem, entre as cotas 30 e 40 m, procedeu-se à colocação do enrocamento alterado, com o seu teor em água natural, no maciço estabilizador de jusante (Figura 7).

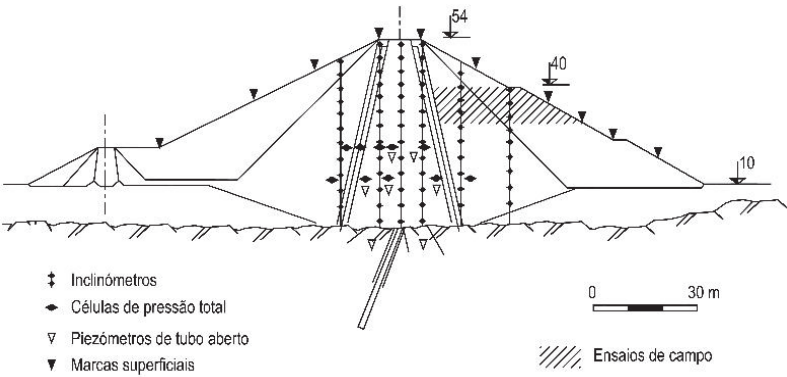


Fig. 7 – Localização do equipamento de observação na secção central transversal e localização do ensaio de colapso

Atingida a cota 40 m, procedeu-se à inundação do aterro em causa, a partir da sua superfície, com um volume de água de cerca de 20% do volume de aterro inundado e mediram-se os correspondentes assentamentos. Verificaram-se, quase de imediato, importantes deslocamentos verticais que tenderam a estabilizar durante as 24 horas seguintes. Em média, a deformação vertical foi igual a 1,24% no enrocamento alterado e a 0,12% no enrocamento são, este colocado normalmente. O cálculo dos deslocamentos neste ensaio de campo de grande dimensão foi efetuado com os modelos hiperbólico e $EC-K_0$, e com os parâmetros do enrocamento obtidos em ensaios triaxiais e de compressão 1D, de grande dimensão. Na Figura 8 comparam-se os assentamentos medidos e calculados.

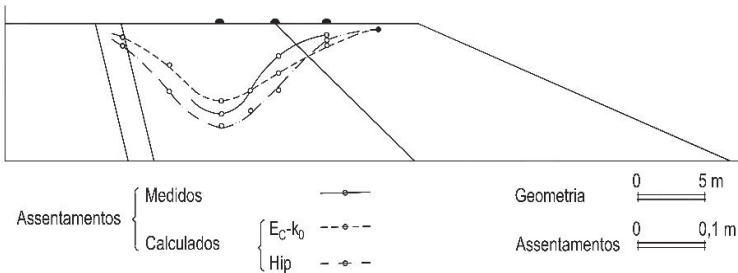


Fig. 8 – Assentamentos medidos e calculados devidos ao colapso no ensaio de campo

Como os ensaios realizados na câmara de compressão 1D permitem medir, durante a saturação geradora de colapso, a deformação vertical ε_1 e a evolução de K_0 , mostrou-se também, pela primeira vez (Figura 9), a falta de consistência da hipótese, de aceitação generalizada, de o coeficiente de Poisson ser considerado constante durante o colapso (Maranha das Neves e Veiga Pinto, op. cit.).

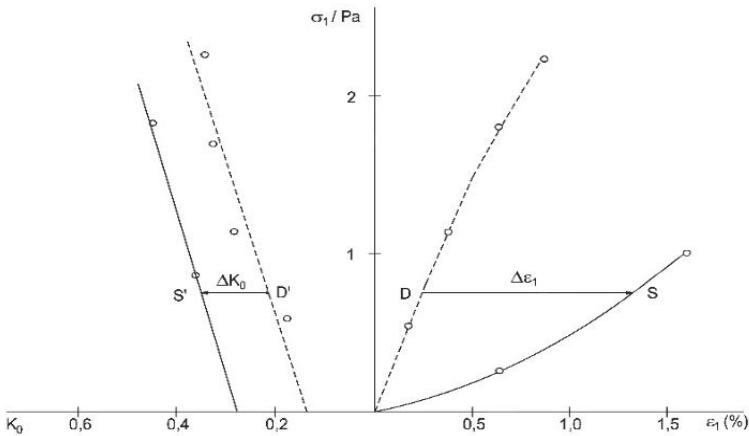


Fig. 9 – Resultados dos ensaios de compressão 1D em enrocamento alterado, com teor em água natural (D) e saturado (S), na gama de tensões do ensaio de campo (P_a = pressão atmosférica).

Relativamente ao colapso, devem ainda referir-se os ensaios de laboratório que permitiram um interessante resultado ao nível do comportamento micro estrutural. Realizaram-se ensaios de compressão 1D envolvendo as seguintes operações: compressão do solo com o teor em água natural, inundação e medição do correspondente colapso, compressão no estado saturado, desmontagem do provete, secagem e análise granulométrica. Verificou-se que, não obstante alguma alteração granulométrica, os valores dos parâmetros do modelo se mantiveram constantes. Posteriormente alteraram-se os procedimentos, efetuando a secagem mantendo o provete montado e sem alteração da tensão instalada (ver Figura 10).

Verificou-se que, neste caso, quando se saturava a amostra não se observava qualquer colapso. Mas este material (que não tinha exibido colapso), após ser desmontado, seco e voltado a montar, revelou uma deformação de colapso igual à que tinha exibido inicialmente (Mateus da Silva,

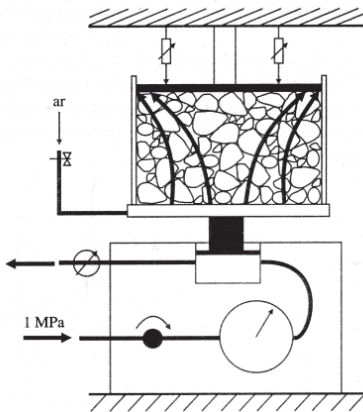


Fig. 10 – Utilização de um fluxo de ar para secagem do provete de enrocamento sem alterar a sua estrutura

1996). Demonstrou-se, assim, inequivocamente, a natureza irreversível dos fenómenos localizados nos pontos de contacto entre partículas de enrocamento, (e as deformações que originam), fenómenos esses nos quais a água tem um importante papel.

2.2 – Modelação do comportamento das barragens com modelos elastoplásticos com endurecimento

Em fins da década de 80, os modelos hipoeelásticos começavam a dar lugar aos elastoplásticos com endurecimento. Mas nem por isso os aprofundados ensaios e a observação na barragem de Beliche perderam utilidade. Com vista ao uso destes novos modelos, Naylor *et al.* (1989) generalizaram o procedimento anterior (baseado em trajetórias de tensão correspondentes aos equipamentos onde são ensaiados os materiais) para um estado geral de tensão, podendo assim aplicar-se a qualquer equação constitutiva.

Este último procedimento usado no cálculo numérico do colapso envolve a determinação das forças, que se desenvolvem nos nós de cada elemento (F_s , Figura 11a), nós estes mantidos fixos quando o material passa de não saturado a saturado.

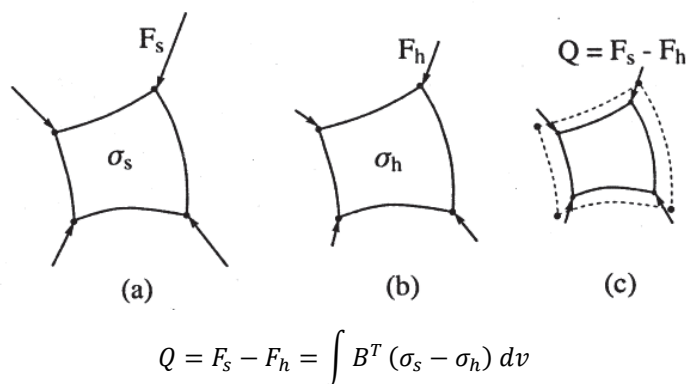


Fig. 11 – Idealização do efeito de saturação (B é a matriz das derivadas da função de forma, sendo Q calculado para todos os elementos saturados para obter a força total a ser aplicada).

Esta alteração provoca retração que, impedida de ocorrer, origina o aparecimento de forças nos nós (F_h , Figura 11b). Libertando os nós, as forças $Q = F_s - F_h$ vão deformar o elemento, originando a variação de volume que caracteriza o colapso (Figura 11c). Admita-se, para calcular o estado de tensão σ_h após relaxação, que o elemento, inicialmente descarregado, atinge, após carregamento no seu estado não saturado, a tensão, σ_s , (trajetória representada na Figura 12a) e vai ocupar precisamente a fronteira onde estão aplicados os sistemas imaginários de fixação.

Admita-se agora a saturação a partir da situação inicial e sujeite-se o elemento a seguir a mesma trajetória de deformação do elemento não saturado (ver Figura 12 b). Neste caso ajustar-se-á às fronteiras fixas e a correspondente trajetória de tensão é a representada por $\overline{0\sigma_h}$ na Figura 12a em que σ_h é a tensão após saturação antes de libertar as fronteiras estando em equilíbrio com as forças nodais F_h (Figura 11b).

Na Figura 13 apresenta-se uma imagem do conjunto de equipamentos concebidos e construídos no LNEC (Quintela, 1994), os quais, utilizados num ensaio triaxial de grandes dimensões, permitem impor uma dada trajetória de deformação.

Deste modo pode submeter-se um provete, após saturação, a uma dada trajetória de tensão, registando a trajetória de deformação resultante. Seguidamente, ensaia-se outro provete, igual ao anterior antes de ser saturado, impondo-lhe a trajetória de deformação do provete saturado. Ao atingir-se o final desta trajetória de deformação, pode quantificar-se a tensão responsável pela

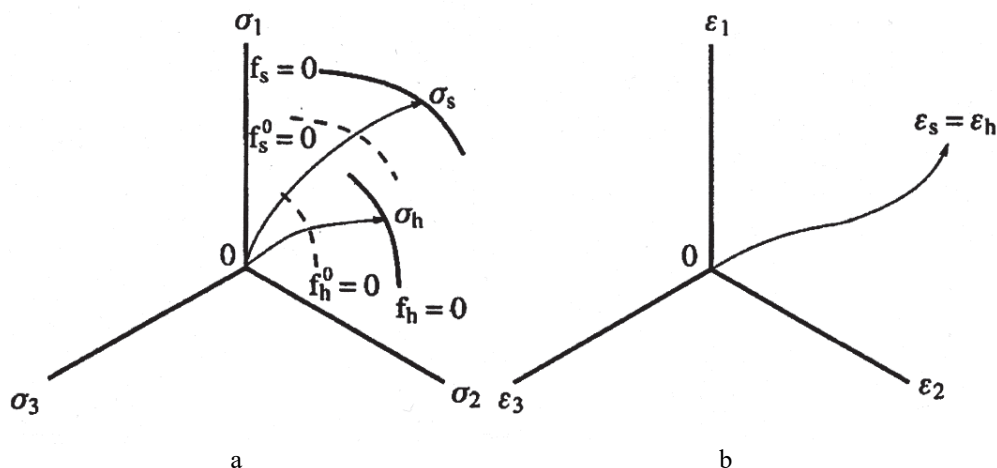


Fig. 12 – Cálculo das deformações de colapso por aplicação do *MEF* quando se usa uma lei elastoplástica com endurecimento: a) trajetória de tensão do material não saturado (σ_s) e saturado (σ_h); b) trajetórias de deformação do material não saturado e saturado (iguais).

deformação de colapso. Mimetizam-se, através de um procedimento físico, as operações de cálculo numérico da deformação de colapso usadas no modelo elastoplástico.

Um exemplo do uso dum modelo elastoplástico baseado nos estados críticos, em termos de tensões efetivas, foi a sua aplicação num reexame do comportamento da barragem de Beliche (Naylor *et al.*, 1997). As pressões intersticiais na água medidas no núcleo, constituíram uma parte dos dados. Foram, assim, simulados os assentamentos devidos ao colapso, incluindo os devidos ao enchimento parcial que ocorreu durante a construção. A distribuição de tensões calculada evidenciou a transferência de tensões dos enrocamentos para o núcleo, confirmando que tinham sido atingidos os objetivos do projeto, os quais visavam otimizar a segurança da barragem relativamente à fracturação hidráulica.



Fig. 13 – Ensaio triaxial de grande dimensão, em que é possível impor uma trajetória de deformação

É de referir ainda uma utilização do modelo de Lade, o qual conjuga duas superfícies de cedência, uma aberta e não associada e outra fechada e associada, aplicado à fase de construção duma barragem zonada fictícia mas com os parâmetros mecânicos dos materiais usados na barragem de Beliche (Santos Pereira, 1992).

Outra abordagem consistiu na utilização de modelos visco-elasto-plásticos em que se admite que os respetivos parâmetros mecânicos variam linearmente entre os valores exibidos pelo material com teor em água inicial (de colocação) e os correspondentes à saturação. Na Figura 14 apresentam-se os resultados deste modelo, quando aplicado à barragem de Beliche (Mateus da Silva e Maranhã das Neves, 1997).

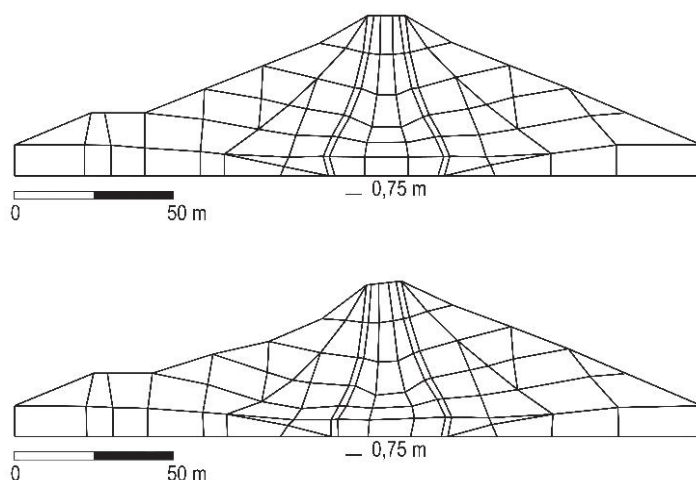


Fig. 14 – Barragem de Beliche. Malhas de elementos finitos deformadas. Em cima, no fim da construção e, em baixo, no fim do primeiro enchimento (sobretudo o efeito do colapso)

Em termos internacionais, os numerosos artigos publicados e as muitas teses de doutoramento que se debruçaram sobre a barragem de Beliche vieram a constituir uma valiosa fonte de informação, sobretudo no que respeita ao comportamento dos enrocamentos, e uma contribuição para a evolução das equações constitutivas usadas na análise do comportamento estrutural das barragens de terra-enrocamento.

Refiram-se finalmente, como contribuições importantes para a formação na modelação do comportamento das estruturas geotécnicas, a introdução da mecânica dos estados críticos dos solos saturados (Maranhã das Neves, 1975, 2013), e dos solos não saturados (Maranhã das Neves, 2016) e, mais recentemente, uma explanação sobre a utilização de equações constitutivas aplicáveis na modelação de solos saturados e não saturados (Maranhã das Neves e Caldeira, 2018).

2.3 – Modelação do comportamento sísmico de barragens de aterro

Com vista à modelação do comportamento sísmico de barragens de aterro, foi realizado um importante trabalho experimental de caracterização, com base em ensaios com o equipamento de corte simples existente no LNEC e em condições monotónicas e cíclicas, dos materiais de duas barragens venezuelanas: Borde Seco, com 122 m de altura e um núcleo central espesso, e a de Las Cuevas, com 99 m de altura e um núcleo central muito esbelto. Ambos os empreendimentos se situam nos Andes, em zonas de elevada sismicidade (com acelerações horizontais de pico máximas, em afloramento rochoso, superiores a 0,4 g). Com o mesmo objetivo e idênticos procedimentos se procedeu também à modelação do comportamento sísmico da barragem do Alvito, em Portugal (Caldeira *et al.*, 1995).

Foram determinadas as propriedades cíclicas dos materiais constituintes em termos de módulo de distorção, de coeficiente de amortecimento, de coeficiente de pressões intersticiais, de razão de tensões e de deformações residuais pós cíclicas. A Figura 15 apresenta as curvas obtidas para a variação do módulo de distorção (G/G_{max}) e do coeficiente de amortecimento (D), em função da distorção (γ) dos materiais destas barragens. A Figura 16 apresenta a distribuição das deformações distorcionais potenciais da barragem de Las Cuevas após a ocorrência do sismo próximo, avaliadas com base em modelação numérica e nas deformações residuais determinadas nos ensaios cíclicos.

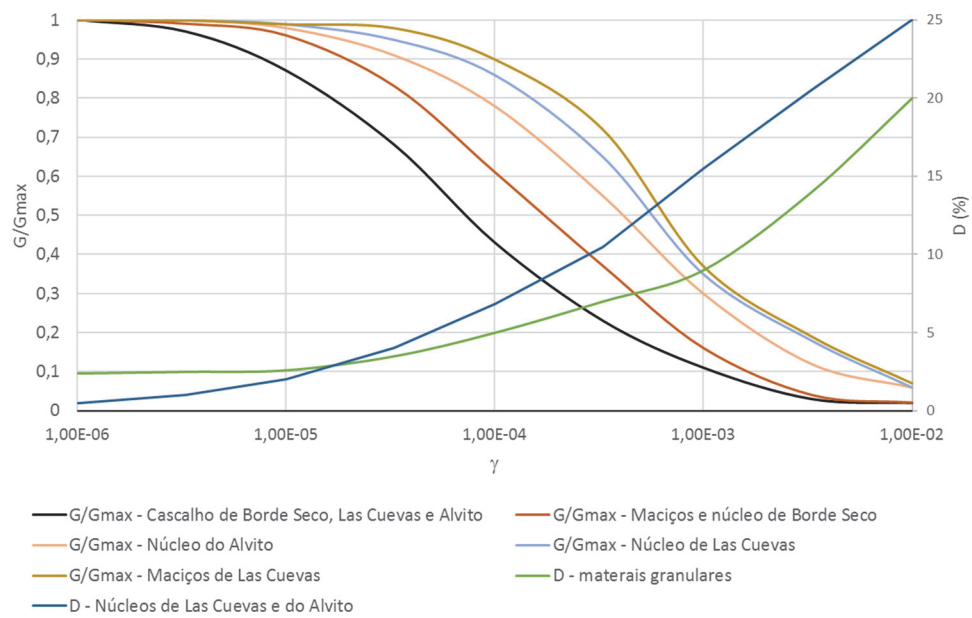


Fig. 15 – Caracterização dos materiais das Barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito em termos de módulo de distorção e coeficiente de amortecimento (Caldeira *et al.*, 1995).

Para avaliação do comportamento sísmico destas barragens foi desenvolvido um programa de elementos finitos para a análise de equilíbrios planos, com movimentos sísmicos impostos, sendo o comportamento não linear dos solos modelado pelo método de resposta complexa. A integração cronológica das equações de equilíbrio é obtida por recurso às transformações direta e inversa.

Para a redução do número de análises a efetuar na determinação da resposta sob ações sísmicas moderadas, que permitem a aplicação do método linear equivalente, foi desenvolvida e implementada uma abordagem estocástica.

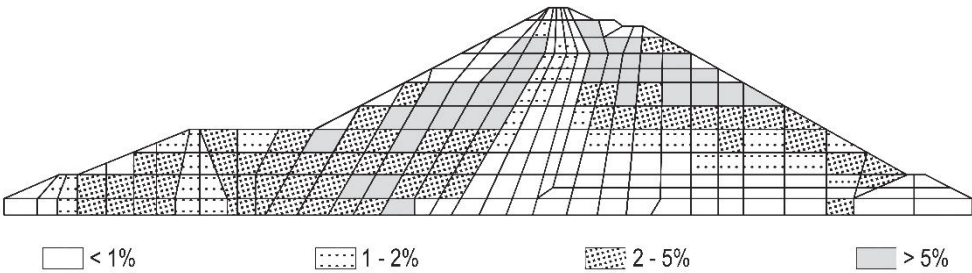


Fig. 16 – Deformações distorcionais potenciais da barragem de Las Cuevas após o sismo próximo.

Um aspeto crucial neste tipo de análise reside na escolha da distribuição estatística dos máximos das respostas, pelo que se torna importante validar os resultados obtidos por via estatística através da sua comparação com os resultados médios de análises determinísticas (Caldeira e Bilé Serra, 1997). Tal comparação foi efetuada, mediante a hipótese de a evolução cronológica de qualquer grandeza envolvida constituir um processo de banda estreita, na avaliação da segurança sísmica da barragem do Alvito. A Figura 17 apresenta os valores máximos, médios e mínimos do número equivalente de ciclos obtidos através de análise no tempo (no mínimo 30) comparados com os valores determinados numa única abordagem estocástica para a barragem do Alvito sob a ação sísmica longínqua.

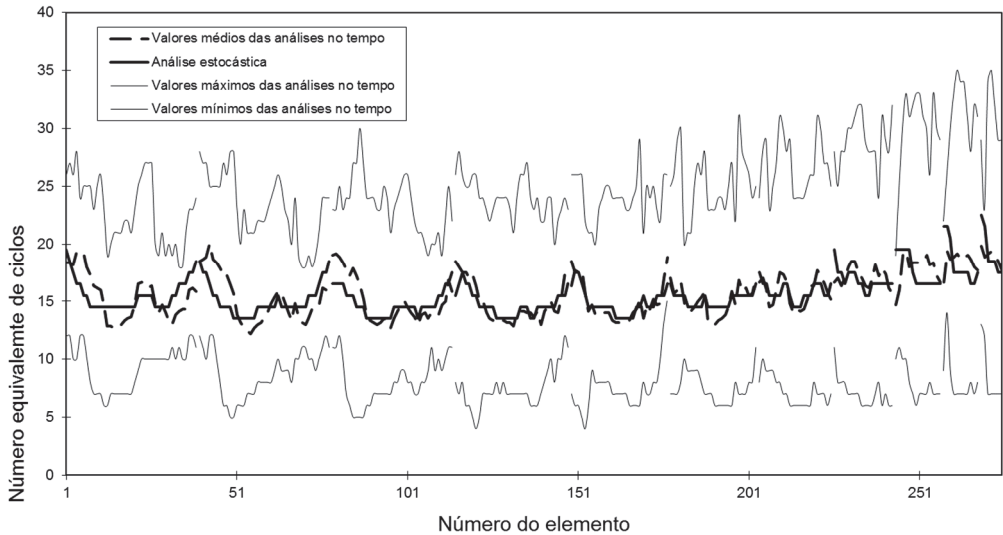


Fig. 17 – Número de ciclos uniformes equivalentes determinados através de abordagens determinística e estocástica.

Para a modelação do comportamento mecânico dos solos, quando atuados por ações de carácter cíclico, foi escolhido, devido à sua grande versatilidade, o modelo elastoplástico de multi-superfícies (anisotrópicas do tipo Drucker-Prager – Figura 18) com endurecimento cinemático e lei de fluxo não associada. Foi realizado o desenvolvimento de diversas aplicações destinadas à

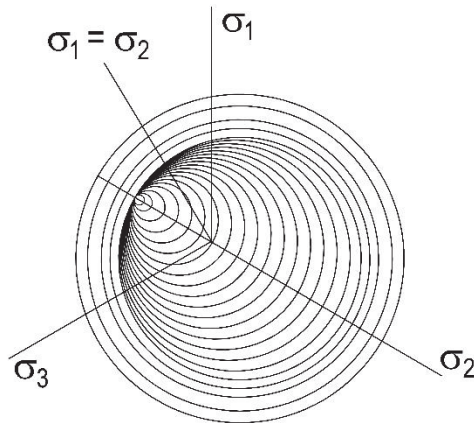


Fig. 18 – Modelo elastoplástico de multi-superfícies usado para ações cíclicas e não monotónicas.

integração constitutiva do equilíbrio num ponto de tensão, que permite simular o estado de tensão tridimensional a partir de um conjunto de parâmetros constitutivos e de uma sequência cronológica de estados de deformação tridimensionais.

2.4 – Modelação do comportamento de barragens com misturas de solo e enrocamento

O uso de materiais não tradicionais como as misturas de solo e de enrocamento (*Soil Rockfill Mixtures – SRM*), por razões económicas e ambientais, na construção de aterros coloca alguns novos desafios em termos de técnicas de construção e do seu controlo, e para a determinação das características do aterro resultantes do método de compactação. Estas características experimentam variações importantes de acordo com a percentagem das frações granulométricas existentes. Geralmente, este tipo de materiais resulta da escavação de maciços rochosos sem recurso a explosivos, e pode abranger partículas de grandes dimensões (superiores a 0,50 m). Por outro lado, as deformações medidas associadas a estes materiais têm sido superiores ao esperado.

Para melhorar o conhecimento bastante insuficiente do comportamento hidromecânico das SRM em barragens de aterro, foi realizado, pela primeira vez, um programa experimental deste tipo de material natural, abrangendo misturas com frações grossas (constituídas por partículas com

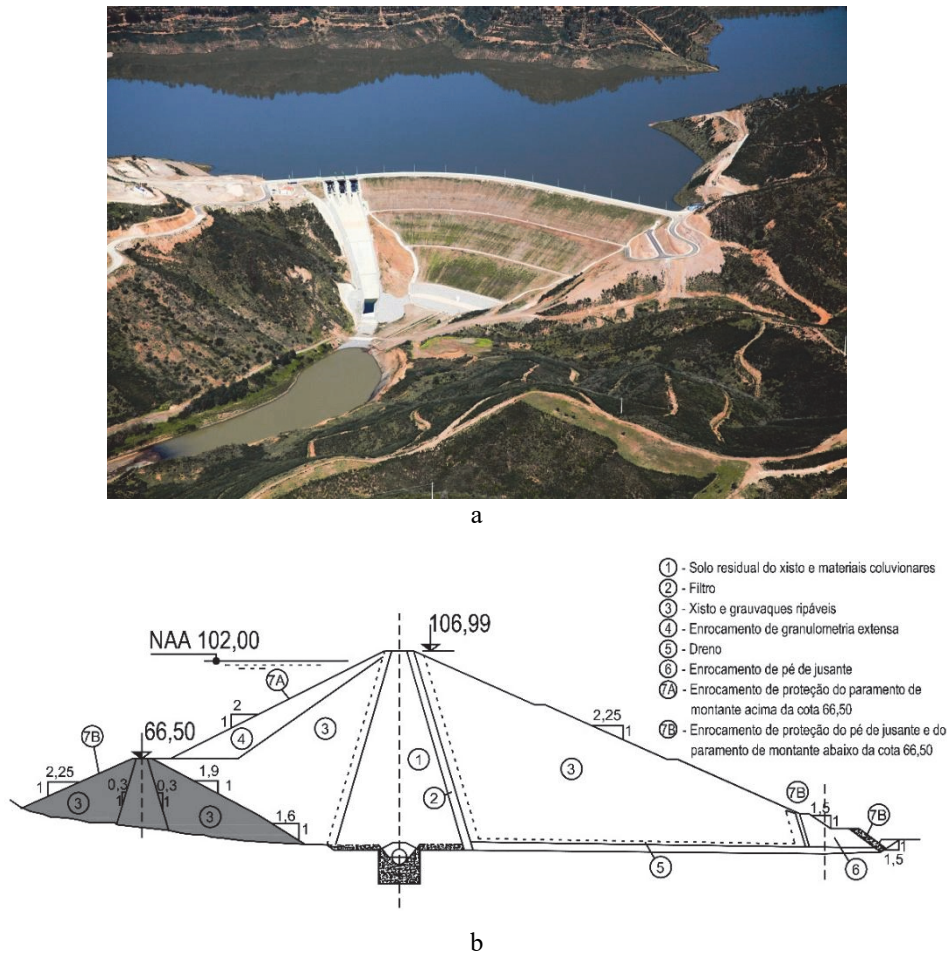


Fig. 19 – Barragem de Odelouca: a) vista geral; b) secção transversal da barragem.

dimensão superior a 19 mm) compreendidas entre 30 e 70%. Foram realizados ensaios de determinação das propriedades índice, de compressão isotrópica e K_0 , de corte em compressão triaxial não drenada e ensaios de permeabilidade sobre os materiais dos maciços estabilizadores utilizados na barragem de Odelouca (Brito *et al.*, 2018).

A barragem de Odelouca (Figura 19) é zonada, tem 76 m de altura e é constituída por um núcleo de solos argilosos e maciços estabilizadores de xisto alterado com uma fração significativa de partículas de grandes dimensões.

Devido à ausência na bibliografia de modelos constitutivos especialmente desenvolvidos e testados para SMR, foi desenvolvido um novo modelo constitutivo para estes materiais, designado

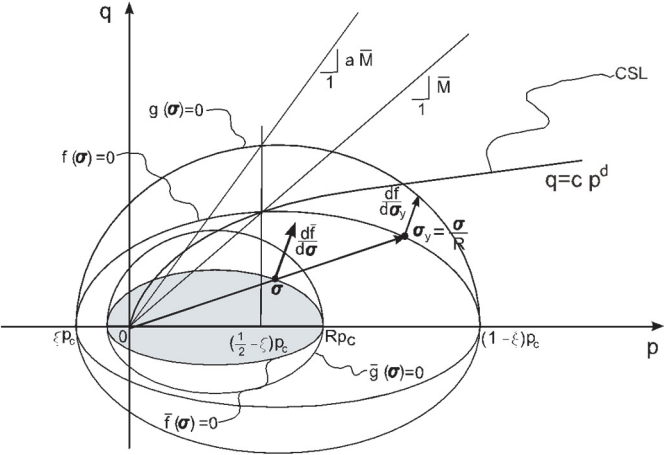


Fig. 20 – Superfície de subcarga e de potencial plástico e linha de estados críticos do modelo *Subloading Surface SRM*.

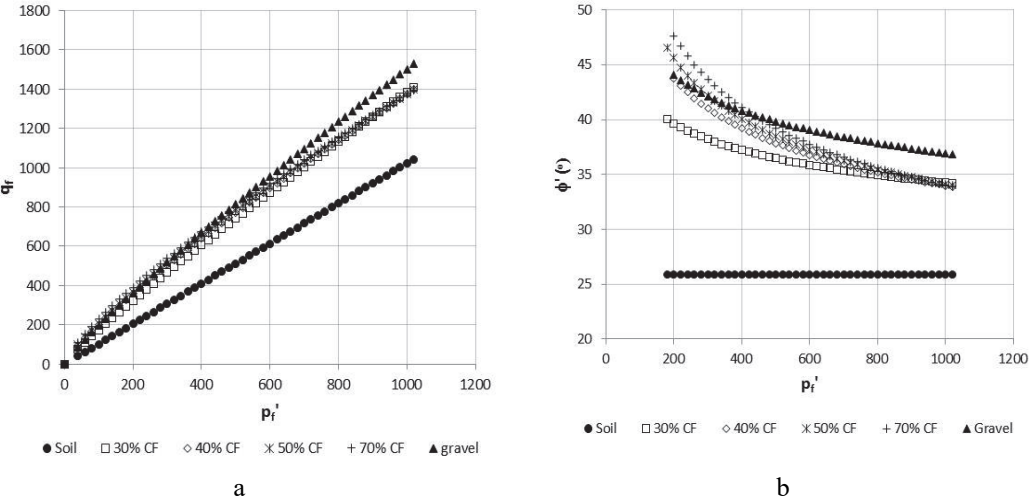


Fig. 21 – Comportamento mecânico das SRM na barragem de Odelouca; a) envoltantes de rotura e b) ângulo de atrito equivalente em função da tensão média efetiva para todas as SMR, para a sua fração fina (solo) e a sua fração grosseira (enrocamento). A pressão média efetiva (p_f') e a resistência ao corte (q_f) estão expressas em *kPa*.

por modelo *Subloading Surface SRM* (Brito *et al.*, 2018 b), o qual é uma extensão do Modelo *Cam Clay Modificado* com o conceito de superfície de subcarga (*Subloading Surface*).

Este modelo permite a ocorrência de deformações plásticas no interior da superfície de cedência, induzindo uma transição suave do comportamento elástico para o plástico, é não associado, apresenta uma secção no plano deviatórico não circular e admite uma linha de estados críticos curva (Figura 20). Foi calibrado com base nos resultados do programa experimental referido anteriormente (Figura 21), sendo capaz de reproduzir razoavelmente bem a resposta das amostras de SMR da barragem de Odelouca, considerando a variabilidade intrínseca dos provetes ensaiados.

2.5 – Modelação da rotura em geomateriais

Para testar a eficiência da introdução da viscosidade como elemento regularizador na captação dos fenómenos de localização através de modelos numéricos (Loret e Prevost, 1990) e a sua sensibilidade ao modelo constitutivo adotado, com recurso ao programa DYNAFLOW, foi modelado o comportamento de um provete retangular, axialmente solicitado, em estado plano de

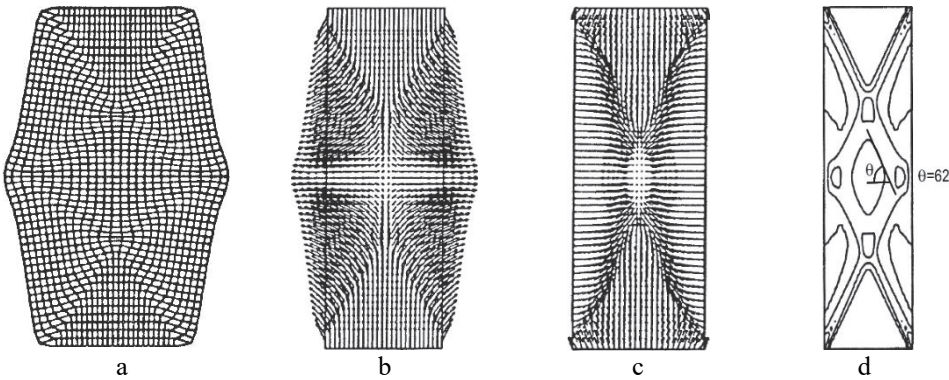


Fig. 22 – Localização de um provete retangular, axialmente solicitado, com recurso ao critério de cedência de Matsuoka (Caldeira, 1994): a) malha deformada; b) campo de deslocamentos da fase sólida; c) campo de deslocamentos da fase líquida; d) contornos de distorção

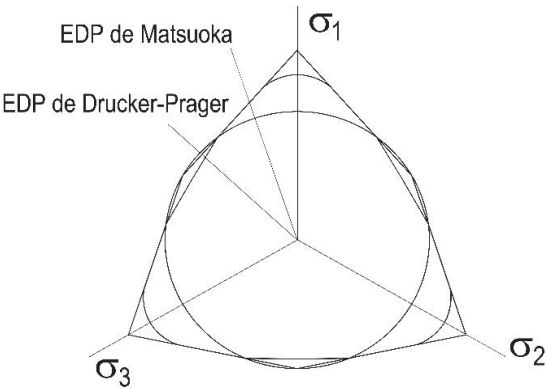


Fig. 23 – Tangência das superfícies de cedência de Drucker-Prager e de Matsuoka com a superfície de cedência de Mohr-Coulomb em trajetórias plásticas em estado plano de deformação

deformação (Figura 22). Com vista à aferição dos critérios regulares em relação ao critério de cedência de Mohr-Coulomb, compararam-se os critérios de cedência de Mohr-Coulomb, de Drucker-Prager e de Matsuoka, estabeleceram-se as trajetórias plásticas em estado plano de deformação (Figura 23) e determinaram-se os parâmetros dos critérios de Drucker-Prager e de Matsuoka a considerar para que a plastificação se verifique simultaneamente com aplicação destes critérios e do critério de Mohr-Coulomb.

2.6 – Modelação tendo em conta o estado de não saturação dos materiais geotécnicos

Como se viu anteriormente, este tema foi primeiramente desenvolvido, no caso das barragens, com vista à quantificação das deformações de colapso resultantes da submersão dos aterros.

Na realidade, no caso dos solos, a condição de não saturação introduz um problema muito importante, que é o de saber como se deve considerar e quantificar a tensão efetiva nesse estado. O facto mais relevante é que o conceito de tensão efetiva não pode ser dissociado de considerações de natureza microestrutural.

De facto, a estrutura do solo sempre desempenhou um papel importante no comportamento resistente dos solos saturados. Trata-se agora de introduzir o conceito de microestrutura e dos seus microvazios, como um aspeto particular relevante de esse todo que é a estrutura.

É verdade que os solos podem não exibir microestrutura (uma areia siliciosa ou um silte, por ex.), isto é, só têm macrovazios, ou, mais simplesmente, vazios. Os efeitos capilares nesses vazios, onde se localiza a totalidade da água que o solo contém, constituem a contribuição da sucção para a tensão efetiva.

Já no domínio das argilas, sobretudo plásticas, os agregados de partículas, com os seus microvazios, constituem microestruturas. Neste tipo de solos, só uma fração da água de saturação total é que explica de facto a ação da água em tensão. Isto é, só uma fração da sucção atual deve ser considerada nas equações constitutivas que descrevem o comportamento desses solos não saturados.

Quanto aos enrocamentos, a problemática da não saturação põe-se em moldes completamente diferentes. Por um lado, o grau de saturação dos vazios não determina qualquer efeito no comportamento mecânico do enrocamento, dado o efeito evidente da dimensão dos vazios no valor das tensões capilares. Este aspeto já foi salientado em 2.1.

Mas a não saturação passa a ter um importante papel no comportamento mecânico dos blocos do enrocamento, ao transferir a sua atuação para os vazios da própria rocha. Instala-se nestes uma sucção que é função da humidade relativa instalada nos vazios do enrocamento, a qual, em conjunto com o estado de tensão total reinante, tem um papel importante na tenacidade (resistência à fractura) da rocha. Ora, como se viu em 2, a fracturação da rocha tem marcada repercussão no comportamento mecânico do enrocamento. Não pode deixar de se chamar a atenção para o facto de, no caso da rocha (material sólido frágil), a sua rotura estar a ser abordada no âmbito da mecânica da fractura (Maranha das Neves e Caldeira, 2018).

Na prática, os conceitos acabados de mencionar estão na base dos notáveis desenvolvimentos, no domínio dos solos, ocorridos a partir dos anos 90 (Alonso *et al.*, 1990), os quais permitiram, com a introdução do modelo elastoplástico com endurecimento, BBM, a reprodução dos efeitos de trajetórias de tensão e/ou de sucção.

No caso dos enrocamentos, os conhecimentos começados a divulgar no início deste século com a proposta de um modelo fenomenológico em que as variáveis relevantes eram a tensão e sucção totais (Oldecop e Alonso, 2001), constituíram uma contribuição fundamental para a mecânica dos enrocamentos, nomeadamente com a introdução do conceito de fractura do elemento rocha acabado de referir atrás.

A modelação com estas ferramentas do comportamento, em todas as fases da sua vida, da barragem de Beliche, constituiu um trabalho notável (Alonso *et al.*, 2005), sendo interessante, entre muitos outros aspetos, a justificação da relação observada entre as deformações a longo

prazo nos maciços estabilizadores e a pluviosidade. E que quando a humidade relativa atinge, pela primeira vez, o valor de 100% nos vazios dos blocos do enrocamento, cessam definitivamente as deformações com origem climática.

A investigação neste domínio em Portugal incidiu sobre o comportamento hidromecânico de aterros de rochas brandas evolutivas compactadas, dada significativa degradação destas quando sujeitas a ciclos de carga e/ou sucção. Os modelos aplicáveis a aterros de solos ou de enrocamento não são suscetíveis de reproduzir um comportamento que se revela tão complexo. Os estudos consistiram na experimentação e modelação de ensaios laboratoriais realizados com a própria rocha (Figura 24a) e com a rocha compactada (Figuras 24b e 24c), quando submetidas a trajetórias de tensão e de sucção (Cardoso *et al.*, 2012), e na elaboração de dois modelos constitutivos capazes de descrever os ensaios com os dois materiais (Cardoso *et al.*, 2013).

O modelo desenvolvido para o elemento de rocha considera a sua degradação física através de um parâmetro de dano. O modelo proposto para a rocha compactada, incorpora o aplicado à própria rocha, sendo elastoplástico com endurecimento e amolecimento, definido em tensões totais e que inclui a sucção como variável de estado. Recorre a funções de interação para quantificar a interdependência entre aqueles dois níveis estruturais. Não se conhecem outros modelos deste tipo.

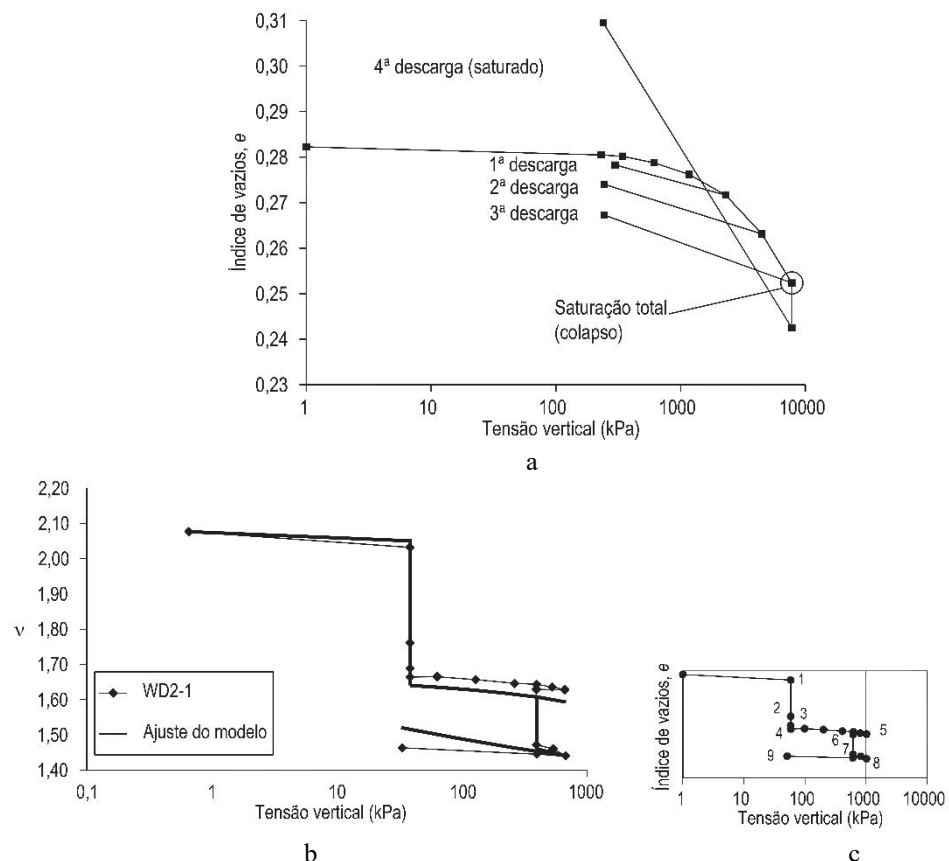


Fig. 24 – Ensaio com margas e sua modelação. a) ensaio edométrico de margas, com *s* (sucção) = 120 MPa, o qual evidencia os danos das propriedades mecânicas devido aos ciclos de carga-descarga e de sucção (*e*=índice de vazios); b) modelação de um ensaio edométrico das margas compactadas (*v*=volume específico); c) trajetória de tensão correspondente ao ensaio apresentado em b).

Muito embora o uso de uma rocha tão degradável como a estudada não se recomende no caso de uma barragem de aterro, toda investigação faculta conhecimentos relevantes para o caso em que se recorra a rochas brandas não tão mecanicamente penalizáveis como as margas investigadas.

2.7 – A segurança e a funcionalidade das barragens

Como corolário deste ponto 2 dedicado à modelação do comportamento estrutural das barragens de aterro, seria lógico abordar a utilização das ferramentas aí descritas com um objetivo de enorme importância: o dimensionamento destas estruturas geotécnicas com base no conceito dos estados limite (*LSD – Limit State Design*). Não podendo fazê-lo por razões de espaço, resta referir que a investigação nesta área abrangeu não só as estruturas geotécnicas em geral (Maranha das Neves, 1994) mas não deixou de incidir de forma muito marcada e com repercussões regulamentares no projeto de barragens de aterro. Esta orientação tem vindo a ser seguida desde o fim da década de 80 (Maranha das Neves, 1991 e 1991b) até aos dias de hoje, com relevo mais recente para a adequada utilização dos coeficientes parciais quando se recorre a análises numéricas (Caldeira e Maranhã das Neves, 2014).

3 – A CONTRIBUIÇÃO DOS FILTROS PARA A SEGURANÇA DAS BARRAGENS DE TERRA-ENROCAMENTO

Em meados da década de 80 teve início uma importante alteração na abordagem da segurança das barragens de terra-enrocamento: os filtros críticos, assumiram o papel de primeira linha de defesa liderante nesta matéria. É neste contexto que se abordam as investigações que se seguem.

3.1 – Observação direta do processo erosivo nas paredes das fendas e critérios de dimensionamento de filtros críticos

Esta investigação debruçou-se sobre a erosão por escoamentos concentrados das paredes de fendas em núcleos de barragens zonadas. Visou não só os aspetos de natureza microestrutural que caracterizam essa erosão, como também, agora numa abordagem macroestrutural, os critérios para dimensionamento de filtros críticos. Demonstrou-se que as velocidades do escoamento nas fendas, com espessuras milimétricas, são necessariamente muito baixas (velocidades iniciais nos ensaios entre 2 a 5 cm/s). Os ensaios envolveram diferentes solos, filtros, espessuras e orientações da fenda.

Foi concebido um equipamento - designado *CET (crack erosion test)* - que permitiu, pela primeira vez, a observação direta da própria erosão nas paredes da fenda e do transporte dos materiais erodidos até à face do filtro. Visualizaram-se, também, os mecanismos de filtragem na

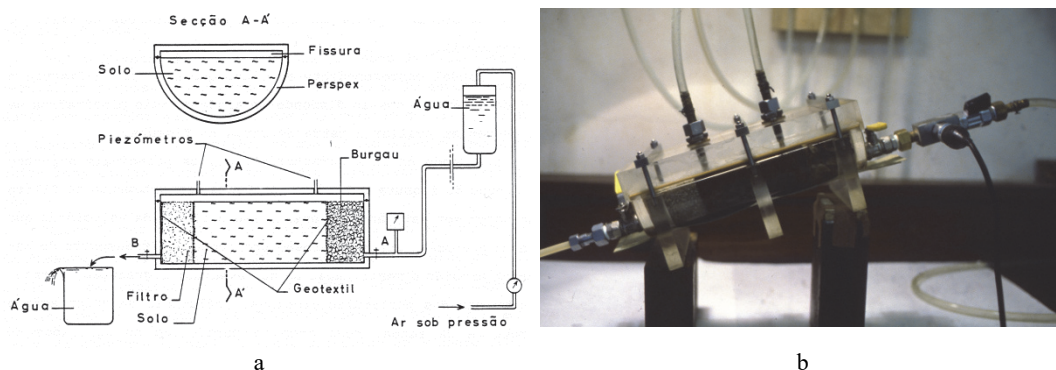


Fig. 25 – CET (crack erosion test): a) esquema do equipamento usado no ensaio; b) fotografia de um ensaio num solo residual de xisto.

interface solo-filtro (Maranha das Neves, 1987 e 1991, e Maranhã das Neves e Oliveira, 1990). Houve ensaios que se prolongaram por cerca de 30 dias, para estudar os efeitos do tempo. Nas Figuras 25a e 25b, podem ver-se um esquema do *CET* e uma imagem do ensaio de uma fenda transversal inclinada para jusante.

No caso de ocorrer transporte das partículas do núcleo, determina-se a dimensão das partículas do material do núcleo retidas na sua interface com o filtro, das que penetram e permanecem no filtro e das que são arrastadas para jusante deste órgão. Na Figura 26 podem ver-se fotografias ao microscópio com a indicação da dimensão das partículas nas três localizações acabadas de indicar.

Observou-se o que se passava na interface do núcleo com o filtro e o papel que algumas das partículas desse solo poderiam eventualmente desempenhar no funcionamento do filtro. A Figura 27 mostra, por exemplo, uma película formada com partículas do núcleo na interface, a qual controla a continuação da erosão daquele órgão (*filtration*). Como pode ver-se neste caso, no interior do filtro não ocorrem quaisquer partículas do núcleo.

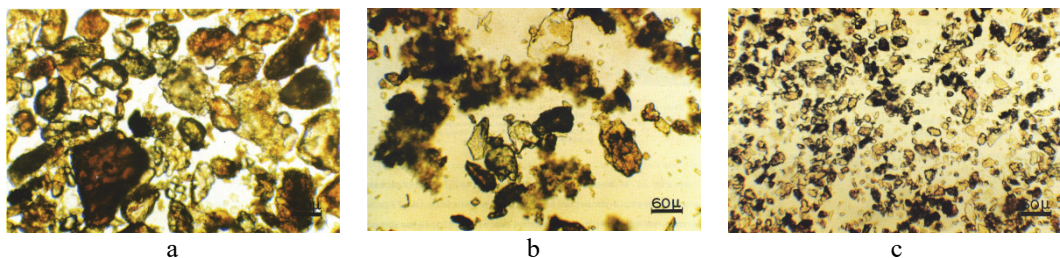


Fig. 26 – Fotografias ao microscópio, consoante a sua localização: a) areias finas e siltes grossos acumulados à superfície do filtro; b) siltes médios a grossos e alguma argila no interior do filtro; c) siltes finos a médios, vestígios de siltes grossos em suspensão na água que passou através do filtro

Para além das contribuições ao nível microestrutural, estes ensaios confirmaram, por uma via diferente, os critérios de dimensionamento de filtros críticos de Sherard e Dunnigan (1989). Foi igualmente investigado o mecanismo de preenchimento de fendas do núcleo com material arenoso colocado a montante do núcleo (*crack filling*), concluindo-se que, para as situações estudadas, e não obstante as baixas velocidades de escoamento, é elevada a probabilidade de preenchimento da fenda.

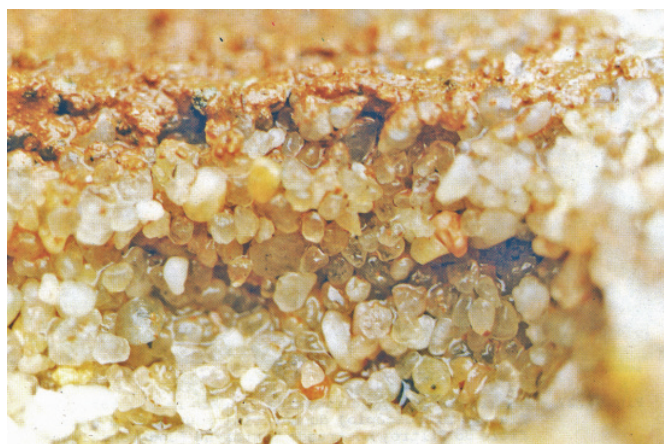


Fig. 27 – Macrofotografia mostrando partículas de solo do núcleo na interface com o filtro (*filtration*). Essas partículas já não ocorrem no interior do filtro.

De salientar, a nível internacional, o reconhecimento de ter sido a primeira vez que se procedeu à observação direta dos mecanismos atrás descritos. De acordo com a ICOLD (1994), os resultados da investigação constituíram uma verificação independente dos critérios atuais de dimensionamento de filtros.

Relativamente ao *crack filling*, são por vezes levantadas dúvidas, dadas as baixas velocidades do escoamento da água que se verificariam nesse processo, de que a areia dum filtro a montante do núcleo possa ser transportada para preencher uma fenda (ver Figura 28). Mas, ainda de acordo com a ICOLD (op. cit.) esta investigação *demonstrou que uma areia média uniforme, com $D_{100} = 0,5 \text{ mm}$ e $D_{15} = 0,3 \text{ mm}$ será transportada através de fendas de 2,5 e 5mm de espessura com uma velocidade da água nas fendas, tão baixa quanto 1,5 cm/s.*

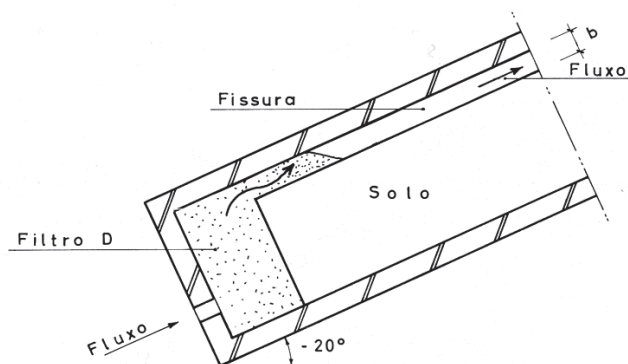


Fig. 28 – Esquema do ensaio do preenchimento com areia numa fenda inclinada de -20° com a horizontal (Maranha das Neves, 1991)

3.2 – Investigação experimental sobre critérios de limitação da progressão da erosão interna em fendas

Para estudar o efeito que os materiais de montante podem ter na limitação do escoamento através de fissuras do núcleo em barragens de aterro zonadas, foi desenvolvido um novo ensaio, bem como os respetivos procedimentos (Correia dos Santos, 2014 e Correia dos Santos *et al.*, 2014).

A Figura 29 apresenta a célula de ensaio concebida (com um diâmetro interno de 280 mm). É constituída por diferentes troços que são sequencialmente justapostos, materializando o material a montante do núcleo (com um comprimento até 250 mm), o material do núcleo (com um comprimento até 170 mm) e uma câmara a jusante para a recolha do material erodido, cuja extremidade de jusante, em acrílico, permite a visualização da saída das partículas arrastadas pelo fluxo.

A Figura 30 apresenta um esquema da montagem e da execução deste tipo de ensaios. Para a sua realização faz-se um furo no centro e ao longo da espessura do núcleo de modo a simular a ocorrência de uma fuga concentrada. Para ter em conta a possibilidade das fendas, em alguns materiais, se propagarem para montante, o furo também atravessa o material nessa zona. Ao provete assim obtido é aplicada uma perda de carga selecionada. Medem-se, durante o ensaio, os níveis nos piezómetros instalados em três locais: a montante, no contacto entre o material a montante e o material do núcleo e a jusante do material do núcleo (ver Figura 30). O caudal é igualmente medido durante o ensaio. São também registadas com uma câmara digital, através da placa transparente da extremidade, imagens das partículas transportadas e a turbidez do efluente.

Os resultados deste ensaio permitem a identificação de quatro tipos de comportamento (Correia dos Santos *et al.*, 2017): paragem ou decaimento do fluxo devido ao colapso do tubo a



Fig. 29 – Célula de ensaio do LNEC usada no ensaio de erosão para avaliação da capacidade de limitação da progressão da erosão interna nas fendas (Correia dos Santos, 2014).

montante (comportamento tipo F1), aumento do fluxo até a um valor limite (comportamento tipo F2), desaceleração temporária da erosão do núcleo (comportamento tipo F3), e progressão severa da erosão (comportamento tipo F4). A Figura 31 mostra a evolução do caudal para cada tipo de comportamento e ilustra o aspeto típico dos provetes no final do ensaio.

O comportamento Tipo F2 ocorre quando o material a montante não é erodível para a carga hidráulica aplicada. O aumento inicial do caudal é devido à erosão do tubo no núcleo, com diminuição de perda de carga ao longo do núcleo e com um ligeiro aumento da perda de carga ao longo do material a montante. Consequentemente, a tensão de corte na superfície do tubo no

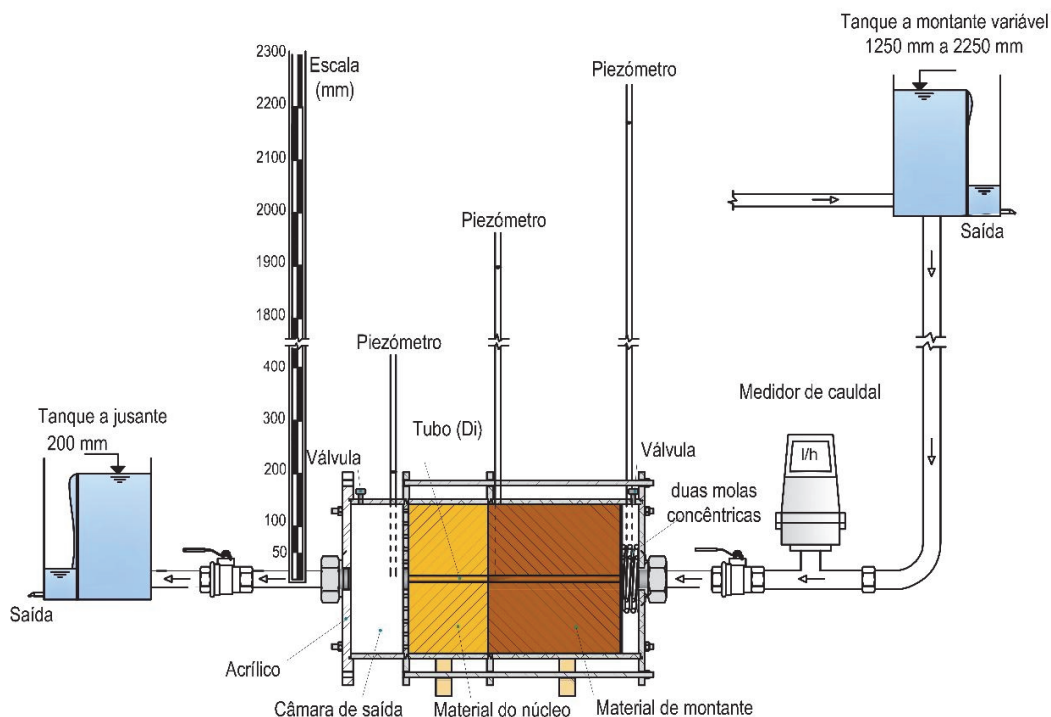


Fig. 30– Esquema de montagem e de execução do ensaio de erosão para avaliação da limitação de fluxo.

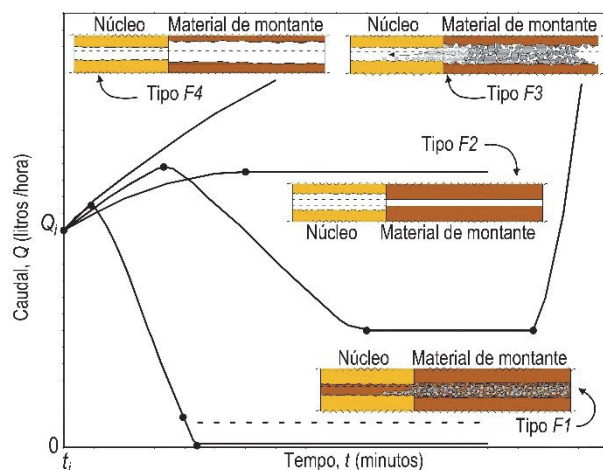


Fig. 31– Tipos de comportamentos observados nos ensaios de erosão para avaliação da limitação de fluxo (Correia dos Santos *et al.*, 2017).

núcleo desce até atingir valores inferiores à sua tensão de corte crítica, o que diminui substancialmente, ou até mesmo faz cessar, a sua erosão, do que resulta um caudal constante.

No comportamento tipo F3, após o aumento inicial do caudal, os finos do material a montante sofrem erosão a uma taxa superior à do núcleo, e seguidamente partículas com dimensão máxima superior ao diâmetro do tubo no núcleo. Essas partículas ficam presas na interface com o núcleo, resultando em quase estabilização do fluxo. No entanto, este escoamento é suficiente para erodir o núcleo, cujo tubo aumenta de dimensões e permite a passagem das partículas anteriormente retidas, produzindo-se um aumento do caudal sem qualquer restrição.

No comportamento tipo F4, o caudal aumenta continuamente a uma taxa muito rápida, principalmente devido a uma elevada taxa de erosão do material a montante, sem ocorrência de colapso do tubo do material nessa zona.

Os solos com comportamento do tipo F1 são considerados altamente capazes de interromper o processo de erosão ao longo de fugas concentradas, dado limitarem o caudal a valores praticamente nulos. Os solos com comportamento tipo F2 são eficazes em limitar o caudal e, assim, controlar a progressão da erosão ao longo de fissuras no núcleo. Os solos a montante que têm comportamentos dos tipos F3 e F4 não impõem qualquer limitação ao aumento do caudal que pode ocorrer ao longo de uma fissura no núcleo.

Foram também realizados estudos experimentais relacionados com o fenómeno que se tem estado a descrever e com incidência particular na natureza do solo de montante do núcleo (Correia dos Santos *et al.*, 2017 b), bem como ensaios visando um melhor conhecimento do processo de *crack filling* descrito em 3.1 (Correia dos Santos *et al.*, 2015).

4 – UMA SINGULARIDADE PORTUGUESA: A ESCOLHA DO TIPO DE BARRAGENS PARA A PRODUÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA

A realidade descreve-se brevemente: até hoje construíram-se apenas três barragens de aterro para a produção de eletricidade, a saber, Paradela (1958), pela HICA, Vilar (1966), pela HEZ e Lagoacho (1993), pela EDP.

Estatísticas publicadas pela ICOLD (2020), confirmam que as barragens de aterro, incluindo terra e/ou enrocamento, são de longe o tipo de barragem mais frequente.

E para refletir sobre o que se tem passado nos últimos 70 anos, no que respeita à opção por barragens de aterro com vista à produção de energia elétrica, analisou-se o que ocorreu em países

grandes construtores de barragens para produção dessa energia (Espanha, Noruega, Áustria, Brasil, Estados Unidos, etc.) e o que resulta dessa análise é que as barragens de aterro veem superando largamente as de betão.

Daí a pergunta: que razões há para esta singularidade portuguesa? É uma intrigante questão que sempre preocupou os autores, que têm, em vários *fora*, exposto a sua perplexidade e procurado por esclarecimentos que nunca surgiram, nem particular nem publicamente (Maranha das Neves, 1979, 2010, e Maranhã das Neves e Caldeira, 2010).

Por vezes ouve dizer-se que se escolhe uma solução em betão porque seria mais segura do que uma em aterro. Mas tal não é verdade, já que a percentagem de roturas é praticamente independente do tipo de barragem (ICOLD, 2020).

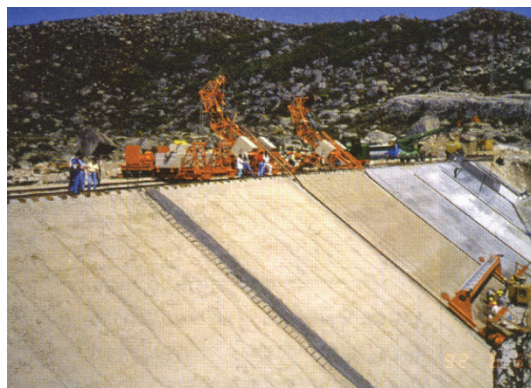
O que aquela afirmação encobre é uma falta de empenho das Concessionárias na procura de soluções técnicas relativas a barragens de aterro. Como é sabido, o LNEC surgiu fundamentalmente para apoio ao projeto e construção de barragens necessárias ao plano de eletrificação do país e, com menos evidência, na materialização dos planos de rega. Ao contrário de uma estreita ligação das Concessionárias com o LNEC no domínio das barragens de betão, tal não se verificou com o projeto de novas barragens de aterro.

De facto, no caso das barragens destinadas à irrigação, quer fossem de aterro, de betão ou mistas, estabeleceu-se, no que respeita ao corpo da barragem (a barragem propriamente dita), uma intensa colaboração entre a DGSH e o Departamentos de Geotecnia do LNEC. Mas, como atrás se disse, a colaboração com as Concessionárias, nunca se estabeleceu.

A única exceção ocorreu com a atrás referida barragem de Lagoacho (Figura 32a), quando, em 1984, a Direção de Produção do Centro da EDP solicitou aos Departamentos de Geotecnia e de Hidráulica do LNEC elementos sobre uma solução em enrocamento com cortina de betão a montante com vista a estudos prévios para decisão sobre a solução estrutural a adotar para essa barragem. Em resultado dessa consulta a EDP optou pela solução em enrocamento com cortina de betão a montante (Figura 32b), que veio a ser terminada em 1993, mas com projeto de execução e assistência técnica da Hidrotécnica Portuguesa.



a



b

Fig. 32 – Barragem de Lagoacho, com 36 m de altura, localizada na Serra da Estrela: a) vista geral da barragem, que se situa à cota 1500 m, sendo a barragem portuguesa localizada a maior altitude; b) construção do revestimento do paramento da barragem em betão armado.

Resta acrescentar que, quanto às barragens de aterro portuguesas com outras finalidades que não a produção de eletricidade, estas foram inúmeras e de vários tipos, evidenciando um elevado domínio do estado da arte. Saliente-se, pela sua dimensão e complexidade, as numerosas barragens de aterro projetadas pela engenharia portuguesa no estrangeiro.

4.1 – Um exemplo de comparação de custos

A enorme difusão mundial das barragens de aterro radica muito nas vantagens económicas. Os autores fizeram uma comparação dos custos de duas barragens: Odivelas, 1972, de betão, em abóbadas múltiplas, com 55 m de altura e 544 m de comprimento na crista (Figura 33a) e Alvito, 1977, de aterro zonada, com 49 m de altura e 1105 m de comprimento na crista (Figura 33b). São pois obras sensivelmente da mesma altura, executadas no mesmo curso de água, distanciadas cerca de 20 km em linha reta, e com fundações geologicamente do mesmo tipo.

Para que a comparação tivesse significado calculou-se o custo da barragem de Odivelas, com uma solução em aterro semelhante à do Alvito, a preços de 1977 (dados fornecidos pelo INAG). Foram tidos em atenção os órgãos hidráulicos. As justificações e cálculos mostraram que, se na barragem de Odivelas se tivesse optado por uma solução em aterro, o custo teria sido aproximadamente metade do que realmente foi (Maranha das Neves e Caldeira, 2010).



Fig. 33 – Vista das duas barragens, relativamente próximas, ambas na Ribeira de Odivelas: a) Odivelas (1972) e b) Alvito (1977)

Mas como se sabe assim se as decisões tomadas até hoje foram as melhores, se nunca se equacionaram as soluções mais usadas internacionalmente? É evidente que há situações que à partida dispensam esta comparação, como é, por exemplo, o caso das barragens a fio de água do Douro, da barragem de Coimbra, no Mondego, e a de Belver, no Tejo. Mas, entre tantas outras, quanto se teria gasto desnecessariamente?

Até hoje, a única referência a esta questão, surgiu numa conferência internacional sobre os aproveitamentos hidroelétricos portugueses: *Apesar dos aproveitamentos hidroagrícolas [...] não serem tão complexos como os hidroelétricos, [...] um ponto muito curioso, foi a preferência dominante pelas barragens de aterro nos esquemas de regadio, ao contrário das soluções em betão sempre preferidas nos escalões hidroelétricos*” (Braga da Cruz, 2010).

Ao comparar soluções para um aproveitamento hidroelétrico, deve ter-se presente que, qualquer que seja o tipo de barragem escolhido, todas as outras estruturas necessárias à produção de eletricidade (por vezes bem complexas) terão de existir independentemente de a barragem ser em betão ou em aterro.

Mas em relação à solução estrutural do corpo da barragem, porquê associar a complexidade à opção por uma barragem de betão em detrimento de uma barragem de aterro? Na realidade, a barragem de aterro é, quanto à fundamentação da sua conceção e ao projeto, tanto ou mais complexa que a barragem de betão, satisfaz as condições de segurança e ambientais exigíveis, é mais simples de construir, os problemas de fundação são menos severos, é normalmente menos onerosa e não usa cimento e aço, que, na sua produção, são dos materiais que maior quantidade de dióxido de carbono emitem. É, por isso, que em todo o mundo se constroem mais e mais altas barragens de aterro para produção de energia elétrica. Daí que a verificação do enviesamento da

situação portuguesa tem de ter uma explicação mais profunda do que apelidá-la apenas de uma curiosidade.

Por exemplo, a solução em abóbadas múltiplas caiu internacionalmente em desuso. A sua implementação corresponderia a uma vontade de levar a solução em betão até onde já não se justificava, mas acreditava-se, erradamente, que o betão lhes associava uma segurança que aparentemente as barragens em aterro não tinham. Assim, a barragem de Odivelas teria constituído uma experiência que se usou depois na Aguieira, sendo a experiência desta, por sua vez, estendida, nos estudos iniciais, à barragem do Alqueva (Silva Gomes *et al.*, 2004). Não poderiam as barragens da Aguieira e Alqueva ter tido soluções em aterro com menores custos e segurança idêntica? Não se sabe, pois esta questão nunca foi levantada em devido tempo. Não se argumente com as dimensões de Alqueva e da sua albufeira, já que pode mostrar-se que soluções em aterro de muito maior altura (altura nunca atingida pelas barragens de betão) foram construídas e se têm comportado bem.

4.2 – A degradação do betão

Trata-se das denominadas reações álcalis-sílica que ocorrem no betão, isto é, reações químicas entre formas de sílica presentes nos agregados e os iões alcalinos (álcalis) existentes na solução intersticial. Acontece que tais reações se manifestam algumas décadas após a construção, desencadeando efeitos deletérios importantes nas propriedades mecânicas do betão. Estes efeitos estão, de forma crescente, a manifestar-se no parque das barragens de betão portuguesas. Não sendo nosso propósito objetivar as ocorrências desta natureza (vultuosas despesas em reparações, abandono da barragem, por ex.), não pode deixar de se comparar estes estados de alteração progressiva do betão e seus graves reflexos nas barragens em operação com a estabilidade exibida pelos materiais naturais nas barragens de aterro.

Salienta-se, no entanto, que esta questão se encontra hoje científica e tecnicamente resolvida para as novas barragens, de modo semelhante como o enrocamento compactado já tinha resolvido, em meados do século passado, as questões da funcionalidade das barragens de enrocamento com cortina a montante.

4.3 – O betão, o aço e as alterações climáticas

Outro problema, não menos importante, tem a ver com as emissões de dióxido de carbono resultantes da produção do cimento e do aço e com o papel destas emissões nas alterações climáticas. Não considerar esta questão choca frontalmente, desde a década de 80, com a política internacional (e nacional) de descarbonização, já que as emissões associadas ao fabrico do cimento e do aço têm um peso muito significativo na globalidade das emissões.

5 – O FUTURO

No próximo futuro perfilam-se importantes questões, para as quais é necessário encontrar resposta e pô-la em prática. Destacam-se pela sua importância, as que se seguem.

No que diz respeito às barragens em geral deve ser adotada, por otimização, a solução estrutural que melhor satisfaça, no seu conjunto, as condições de segurança estrutural, impacte ambiental e climático e custo. Embora se esteja a referir o futuro, já há muito tempo, como se viu atrás, havia condições para que assim se devesse ter procedido.

As fundações, sobretudo no caso das barragens de betão, vão aumentar significativamente a probabilidade de ocorrência de situações de maior complexidade, já que os locais geotecnica e mais favoráveis foram sendo selecionados e usados. Quer isto dizer que em futuros empreendimentos em Portugal, as fundações deverão concitar maior atenção no que respeita aos problemas relacionados com a segurança estrutural.

Dentre os problemas que se relacionam com a segurança e funcionalidade das barragens de aterro, destaca-se a erosão interna, fenómeno de grande complexidade, mas que não pode ainda ser adequadamente descrito recorrendo a fórmulas ou modelos numéricos. Merece uma atenção particular quando está associada a potenciais escoamentos concentrados resultantes da ocorrência de fendas no núcleo de barragens zonadas. Após o primeiro enchimento podem gerar-se no núcleo estados de elevada *OC* e onde estão instaladas reduzidas tensões efetivas e elevadas pressões na água intersticial (Caldeira, 2018). Há que investigar como essas situações podem não só gerar fendas como determinar o comportamento hidromecânico generalizado nas zonas do núcleo onde se manifestam os estados atrás descritos.

Para barragens existentes que apresentam anomalias ou não respeitam os critérios atuais de dimensionamento ou de segurança, perspetiva-se a necessidade de aplicação de abordagens de gestão de riscos, a qual constitui um processo estruturado de apoio à decisão e de avaliação, mediante a ponderação dos fatores em jogo, da importância relativa dos eventos. Este tipo de análise providencia uma técnica consistente de comparação da segurança relativa das estruturas e permite formalizar os critérios para o estabelecimento de prioridades. Em estruturas em que a perda de funcionalidade, total ou temporária, seja determinante, fornece um meio racional para a programação de operações de manutenção, de observação, de eventuais reparações e para a construção de equipamentos complementares ou alternativos (Caldeira, 2006).

Finalmente o grave problema das emissões de CO_2 resultantes do fabrico do cimento e do aço. É um facto que o uso do betão e do aço será predominante na construção de edifícios, pontes, etc., não se conhecendo de momento uma alternativa a essas estruturas. Mas tal não acontece com o corpo de uma barragem, onde a alternativa sempre existiu: em vez de betão e aço, os materiais naturais: solos e rochas!

6 – AGRADECIMENTOS

As investigações descritas neste trabalho foram orientadas pelos autores. Nas equipas que nelas trabalharam, como espectável, colaboraram muitos investigadores, cujos nomes não podem deixar de ser mencionados: A. Veiga Pinto, M. Mateus da Silva, Ana Quintela, C. Santos Pereira, J. P. Bilé Serra, J. R. Maranhã, Rafaela Cardoso, Andrea Brito, Ricardo Correia dos Santos e Maria de Lurdes P. Baptista.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*, Géotechnique, vol. 40, nº 3, 405-403
- Alonso, E.; Olivella, S.; Pinyol, N. (2005). *A review of Beliche Dam*, Géotechnique, vol 55, nº 4, 267-285.
- Braga da Cruz, L. (2010). *O património hidroelétrico no século XX em Portugal*, Conferência Internacional Aproveitamentos Hidroelétricos em Portugal. Um novo ciclo, FEUP, Porto, 4-5 de fevereiro, 77-89.
- Brito, A.; Caldeira, L.; Maranhã, J.R. (2018). *Hydromechanical Characterization of Soil-Rockfill Mixtures*. Journal of Materials in Civil Engineering, Volume 30, Issue 7, July 2018.
- Brito, A.; Maranhã, J.; Caldeira, L. (2018b). *A constitutive model for soil-rockfill mixtures*. Computers and Geotechnics, Volume 95, March 2018, 46-56.
- Caldeira, L. (1994). *Análise Dinâmica de Barragens de Aterro. Métodos de Avaliação*, Ph. D. Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2 Volumes, (566+346 páginas).

- Caldeira, L. (2006). *Análise de Riscos em Geotecnia. Aplicação a Barragens de Aterro*, Programas de Investigação e de Pós-Graduação na Área Científica de Mecânica de Solos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, (248 páginas).
- Caldeira, L. (2018). *Internal erosion in dams*, XXXV Lição Manuel Rocha, Soils & Rocks, vol. 41, nº 3, 237-263.
- Caldeira, L.; Bilé Serra, J. (1997). *Seismic Re-Analysis of Alvito Dam*, Proceedings of the 19th Large Dams Congress, Florence, Italy, pp. 431-454.
- Caldeira, L.; Maranha das Neves, E. (2014). *Segurança de Barragens*, Revista Brasileira de Barragens, nº 1, 46-51.
- Caldeira, L.; Sêco e Pinto, P.; Bilé Serra, J. (1995). *Seismic Response of Embankment Dams*, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics”, University of Missouri-Rolla, USA, 1995.
- Cardoso, R.; Alonso, E.; Maranha das Neves, E. (2013). *A constitutive model for compacted expansive and bonded marls*, Géotechnique, vol. 63, nº 13, 1116-1130.
- Cardoso, R.; Maranha das Neves, E.; Alonso, E. (2012). *Experimental behaviour of compacted marls*, Géotechnique, vol. 62, nº 11, 999-1012.
- Correia dos Santos, R. (2014). *Experimental Investigation on Limitation of the Progression of Internal Erosion in Zoned Dams*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisbon University, Portugal (302 páginas).
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E. (2014). *Laboratory test for evaluating limitation on flows during internal erosion in zoned dams*, Geotechnical Testing Journal, vol. 37, nº 3, 463-476.
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E. (2015). *Laboratory tests for evaluation crack filling during internal erosion in zoned dams*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 36, nº 6, November, 915-928
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E. (2017). *Factors limiting the progression of internal erosion in zoned dams: flow limiting by an upstream material*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., vol. 143, nº 1.
- Correia dos Santos, R.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E. (2017 b). *Experimental study on limitation of internal erosion in dams by upstream zones of well-graded soils*, Géotechnique, vol. 67, nº 6, 491-502.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970). *Non-linear analysis of stress and strain in soils*, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Found. Eng. Div., SM5, September, 1629-1653.
- Folque, J. (1968). *Anotações sobre barragens de terra*, Memória nº 312, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Folque, J.; Maranha das Neves, E. (1967). *Compactação em xistos alterados usando cilindros vibradores*, 2^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro - S. Paulo, Agosto.
- ICOLD (1994). *Embankment dams. Granular filters and drains. Review and recommendations*, Bulletin 9, Paris.
- ICOLD (2020). *Dam failures. Statistical analysis*, Bulletin nº 188, Paris.

- Loret, B.; Prevost, J.H. (1990). *Dynamic strain localization in elasto-(visco-)plastic solids, Part 1. General formulation and one-dimensional examples*, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 83, Issue 3, 247-273.
- Maranha das Neves, E. (1975). *Os estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido-plásticos*, Curso 110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, março, 75-185.
- Maranha das Neves, E. (1979). *Os aterros de enrocamento. Tendências atuais e seu reflexo em Portugal*, Geotecnia 26, Lisboa, julho, 49-71.
- Maranha das Neves, E. (1987). *Filters. Report on Discussion Session 9: Filters*. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 1987, vol. 3, 1367-1373.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Comportamento de barragens de terra-enrocamento*, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, maio, Lisboa (371 páginas).
- Maranha das Neves, E. (1991b). *Static behaviour of earth-rockfill dams*, Advances in Rockfill Structures, NATO ASI Series, Applied Sciences, vol. 200, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 375-447.
- Maranha das Neves, E. (1994) – *Estados limite e segurança em Geotecnia*, XI Lição Manuel Rocha, Geotecnia 72, Lisboa, novembro, 5-62.
- Maranha das Neves, E. (2002) - *Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos*, II Conferência Pacheco Silva, Soils & Rocks, Vol. 25, nº 3, sept-dec, 161-203.
- Maranha das Neves, E. (2010). *Porquê não se constroem barragens de aterro para a produção de energia elétrica? Preconceito ou desconhecimento?* Construção Magazine, nº 49, nov.-dez., 8-12.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos solos dos estados críticos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (388 páginas).
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos estados críticos. Solos saturados e não saturados*, IST Press, Lisboa (528 páginas).
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2010). *Ponto da situação sobre as barragens de aterro*, Conferência Internacional de Aproveitamentos Hidroelétricos em Portugal. Um novo ciclo, FEUP, Porto, 4 e 5 de fevereiro, 187-202.
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2018). *As equações constitutivas na modelação geotécnica*, IST Press, Lisboa (385 páginas).
- Maranha das Neves, E.; Oliveira, L. C. (1990) – *Klusteronsions versuche zur Klärung der Erosionsvorgänge bei Rissen in Staudämmen*, Geotechnik, Organ der Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau, Heft 2, 74-79.
- Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1977). *Enrocamentos. Atualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação*, Relatório LNEC, Proc. 53/16/5022, Lisboa, julho, 1-135.
- Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1988). *Modelling collapse on rockfill dams*, Computers and Geotechnics, vol.6, nº2, 131-153.
- Maranha das Neves, E.; Matias Ramos, C.; Veiga Pinto, A.; Teixeira Direito, F. (1994). *Safety improvement of Beliche Dam*, ICOLD, 18th Conference, Q.68, R. 67, Durban.
- Mateus da Silva, J. M. (1996). *Modelação do colapso e da fluência em aterros*, Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, julho (295 páginas).

- Mateus da Silva, M. S; Maranha das Neves, E. (1997). *Modelling collapse effects*, Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering (eds. Azevedo et al.), Balkema, Rotterdam, 55-70.
- Naylor, D.; Maranha das Neves, E.; Mattar Jr., D.; Veiga Pinto, A. (1986). *Predictions of construction performance of Beliche dam*, Géotechnique, vol. 36, nº 3, September, 359-376.
- Naylor, D.; Maranha, J. R.; Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1997). *A back-analysis of Beliche Dam*, Géotechnique, vol. 47, nº 2, 221-233.
- Naylor, D.; Pande, G.; Simpson, B.; Tabb, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*, Pineridge Press Pub., Swansea (245 páginas)
- Naylor, D.; Tong, S. L.; Shahkarami, A. A. (1989). *Numerical modelling of saturation shrinkage*, 3th NUMOG, (eds S. Pietruszczak & G. N. Pande), Amsterdam, Elsevier, 636-648.
- Oldecop, L.; Alonso, E. (2001). *A model for rockfill compressibility*, Géotechnique, vol. 51, nº 2, 127-139.
- Quintela, A. (1994). *Ensaio de compressão triaxial. Equipamento para imposição automática de trajetórias de deformação*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa
- Santos Pereira, C. (1992). *Elastoplasticidade de meios particulados. Aplicação a fundações superficiais e barragens de aterro*, Tese de Doutoramento, IST, Universidade Técnica de Lisboa (270 páginas)
- Sherard, J. L.; Dunnigan, L. P. (1989). *Critical filters for impervious soils*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, nº7, july, 927-947.
- Silva Gomes, A.; Dias da Silva, J.; Pinheiro, A. (2004). *Barragens, Momentos de Inovação e Engenharia em Portugal no século XX*, Coordenação de Manuel Heitor, J. M. Brandão de Brito & Maria Fernanda Rolo, Vol. II, Dom Quixote, 820-859.
- Veiga Pinto, A. (1983). *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento*, Tese apresentada para obtenção do grau de Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, julho (157 páginas). Prémio Gulbenkian de Ciência e Tecnologia, 1985.

GEOSSINTÉTICOS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA E GEOAMBIENTAL: AVANÇOS E PERSPECTIVAS

Geosynthetics in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: Advances and Prospects

Ennio Marques Palmeira^a, Maria das Graças Gardoni^b, Gregório Luis Silva Araújo^a

^a Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasil.

^b Departamento de Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil

RESUMO – Geossintéticos vêm sendo utilizados de forma crescente em obra geotécnicas e de proteção ao meio ambiente nas últimas décadas. As principais razões para tal crescimento de utilização ao longo dos anos são a facilidade e rapidez de instalação, facilidade de transporte, custo-benefício favorável, redução na utilização de materiais de construção naturais e menores impactos ambientais de obras com geossintéticos. Além disso, por serem manufaturados, os produtos geossintéticos têm sofrido contínuos desenvolvimentos para melhorar suas propriedades de engenharia e melhorar seus desempenhos. O presente artigo apresenta e discute algumas aplicações inovadoras de geossintéticos, bem como aplicações sob condições severas de utilização em obras geotécnicas e de proteção ambiental. São abordadas aplicações de geossintéticos como barreiras contra líquidos e gases, drenagem, filtração e reforço de solo, bem como combinações de geossintéticos e materiais de construção alternativos. São também apresentados e discutidos os avanços e as perspectivas futuras para estes materiais.

ABSTRACT – Geosynthetics have been increasingly used in geotechnical and environmental protection works in the last decades. The main reasons for such increase in the use of such materials throughout the years are easy and quick installation, easy transportation, favourable cost-benefit, reduction of the use of natural construction materials and less environmental impact of works with geosynthetics. Besides, by being manufactured, geosynthetic products have suffered continuous developments to improve its engineering properties and to improve its performance. This paper presents and discusses some novel applications of geosynthetics, as well as applications under severe conditions in geotechnical and in environmental protection works. Applications of geosynthetics as barriers against liquids and gases, drainage, filtration and soil reinforcement are approached, as well as combinations of geosynthetics and alternative construction materials. Advances and prospects for such materials are also presented and discussed.

Palavras Chave – Geossintéticos, Geotecnia, Meio Ambiente.

Keywords – Geosynthetics, Geotechnics, Environment.

E-mails: palmeira@unb.br (E. Palmeira), mgardoni06@gmail.com (M. Gardoni), gregorio@unb.br (G. Araújo)

ORCID: orcid.org/0000-0003-2620-0708, orcid.org/0000-0001-6025-0296, orcid.org/0000-0003-4524-8846

1 – INTRODUÇÃO

Geossintéticos têm sido utilizados com diversas funções em obras geotécnicas e de proteção ao meio ambiente. Dentre as vantagens na utilização de geossintéticos, podem ser citadas: facilidade e rapidez de instalação, facilidade de transporte para áreas remotas, redução ou eliminação da utilização de materiais de construção naturais, repetibilidade e uniformidade de propriedades relevantes e redução do impacto ambiental de soluções com geossintéticos em relação às alternativas convencionais. Tais materiais podem assumir funções tais como drenagem, filtração, barreira, reforço, separação e proteção. Como se tratam de materiais manufaturados, novos produtos e aplicações têm surgido ao longo dos anos e, certamente, continuarão a surgir em função de avanços na ciência dos materiais, particularmente, no estudo de polímeros.

Ao longo das últimas décadas, os materiais geossintéticos evoluíram muito significativamente em termos de variedade de produtos, variedade de aplicações e propriedades de engenharia. Além disso, tais materiais mostraram-se efetivos quando combinados com materiais de construção alternativos em obras de reforço e drenagem. A viabilização da utilização de materiais de construção alternativos (resíduos de construção, rejeitos de mineração etc.) reduzem a exploração de materiais naturais e o acúmulo destes resíduos em aterros sanitários, com evidentes benefícios para o meio ambiente. Pesquisas executadas nas últimas décadas têm mostrado também que soluções de engenharia com uso de geossintéticos impactam menos o ambiente do que as soluções tradicionais (Stucki et al., 2011, Frischknecht et al. 2012, Heerten, 2012, Touze, 2021).

Nos primórdios da utilização de geossintéticos, basicamente só existiam aplicações de geotêxteis em obras de drenagem, filtração e reforço de solos e de geomembranas, na função barreira. Ao longo dos últimos 50 anos estes produtos foram aprimorados e novos produtos surgiram, tais como geogrelhas, geocélulas, geomantas, georredes, geocompostos, geocompostos argilosos e geossintéticos eletrocinéticos. As funções e aplicações destes materiais em obras geotécnicas e de proteção ambiental também se expandiram enormemente (Palmeira et al., 2008, Brandl, 2010, Touze, 2021).

O presente artigo apresenta e discute avanços na utilização de geossintéticos e perspectivas futuras para o uso destes materiais em geotecnia e meio ambiente. São abordadas aplicações inovadoras com funções como reforço, barreira, drenagem e filtração em aplicações complexas e severas com tais materiais, como em obras de mineração e reforço de solos com utilização de materiais de construção não convencionais.

2 – GEOSSINTÉTICOS EM DRENAGEM E FILTRAÇÃO

2.1 - Geossintéticos em drenagem e filtração em mineração

O uso de sistemas de drenagem e filtros geossintéticos em projetos de mineração é particularmente interessante, uma vez que estes sistemas podem ser construídos de forma muito rápida. Embora a confiança no uso de tais materiais em obras de rotina tenha aumentado consistentemente ao longo do tempo, ainda persistem preocupações em relação à sua utilização em grandes obras, como grandes barragens de rejeitos e grandes pilhas de resíduos, ou seu comportamento de longo prazo em instalações de disposição de resíduos. Em muitas aplicações de mineração, o sistema de drenagem encontra condições muito severas por causa de regimes de fluxo complexos, heterogeneidade dos rejeitos, condições ambientais agressivas e elevados níveis de tensões durante a construção e em toda vida útil da obra.

Os sistemas de drenagem em barragens ou pilhas de rejeitos também podem estar sujeitos a altos níveis de tensões, dependendo de sua altura e peso específico dos rejeitos. Para barragens de altura moderada, a tensão vertical pode facilmente superar 1000 kPa. Nesse contexto, o desempenho dos filtros geotêxteis sob elevados níveis de tensões também deve ser avaliado, por estes serem materiais compressíveis. A compressão e a impregnação do geotêxtil por partículas de solo durante

o espalhamento do rejeito, ou devido à ação de forças de percolação carreando partículas soltas, podem impregnar o filtro e aumentar significativamente a capacidade de retenção e alterar as condições de colmatação do geotêxtil (Gardoni 2000; Palmeira e Gardoni 2000a e b; Gardoni e Palmeira, 2002; Gardoni e Palmeira, 2002; Palmeira et al. 2005; Palmeira et al., 2010, Palmeira, 2018). Os critérios de projeto disponíveis atualmente não levam em consideração a influência de tais mecanismos na capacidade de retenção e potencial de colmatação dos filtros geotêxteis (Gardoni e Palmeira, 2002).

2.1.1 – Minério de Ferro do Complexo de Carajás - VALE

O complexo minerário Serra de Carajás, pertencente à empresa Vale, produz um dos melhores minérios de ferro do mundo, mas tem uma característica que o torna menos competitivo no mercado internacional: alto teor de umidade presente no produto natural. Essa característica é significativamente agravada pelo processo de peneiramento úmido utilizado para obter a distribuição granulométrica adequada nos produtos finais. A Figura 1 mostra o complexo da Mineração de Carajás.

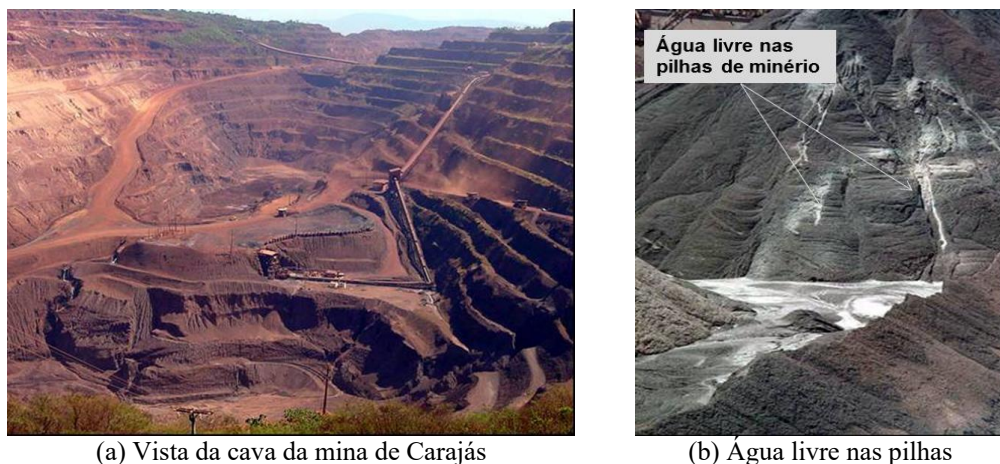


Fig. 1 - Complexo minerador de Carajás, PA, Brasil.

O Sinter Feed sai do processo de peneiramento com teor de umidade em torno de 12% e é transportado por correia transportadora até o pátio de estocagem, onde é depositado em pilhas que chegam a 20 m de altura, para ficar exposto à secagem por 2 ou 3 dias. A elevada umidade do material pode provocar a instabilidade das pilhas no pátio de armazenamento. O transporte pela ferrovia da companhia Vale permite o escoamento da água dos vagões junto com os finos de minério que contaminam o lastro da ferrovia e, portanto, diminuem a sua vida útil. No porto de São Luís, MA, o minério de ferro é estocado nos pátios de estocagem e mais água pode ser incorporada ao minério devido às constantes chuvas na região norte do Brasil. Após o embarque, a parte inferior do minério de ferro dos porões é difícil de ser retirada devido à presença de água livre. Esse fato acarreta um alto custo de transporte e de desembarque no destino. O teor de umidade final em torno de 9% corresponde a um grande volume de água que é transportado junto com o minério de ferro, considerando que o volume de exportação desse tipo de minério se situa em torno de 35 milhões de toneladas por ano.

Nos estudos descritos a seguir (Gardoni et al., 2010a e b, Moreira, 2011 e Ferreira, 2009) geossintéticos foram utilizados para drenar fluidos dos sistemas de transporte de minério de ferro (vagões e esteira) na Mineração Carajás, Vale, com o objetivo de diminuir o teor de umidade do

minério de ferro. Com base no estudo, foi projetado um sistema de drenagem composto por um geotêxtil não tecido e uma georrede para ser instalado na parede lateral e no fundo dos vagões do trem de carga que transporta o minério de ferro até o porto de São Luís. O sistema de drenagem deve conduzir a água drenada do minério para um reservatório instalado no fundo do vagão, e essa água armazenada no reservatório deve ser descartada no porto. Para tanto, foi desenvolvido um protótipo de sistema de drenagem na forma de gaiolas para serem acondicionadas nos vagões do trem de carga. Análises numéricas foram realizadas para avaliar a eficiência do sistema de drenagem com geossintéticos. Os resultados mostraram que os filtros geocompostos podem reduzir o teor de água do minério para até 6%.

Os geocompostos para drenagem também podem ser utilizados em pilhas de minério, visando reduzir sua umidade. Estudos numéricos foram realizados para estudar esse tipo de aplicação e as Figuras 2 e 3 mostram resultados obtidos nas pilhas com e sem geossintéticos (Gardoni et al., 2010a e b e Moreira, 2011). Pode-se observar que a presença de camada drenante na base da pilha pode reduzir consideravelmente a umidade, melhorando também as condições de estabilidade da pilha.

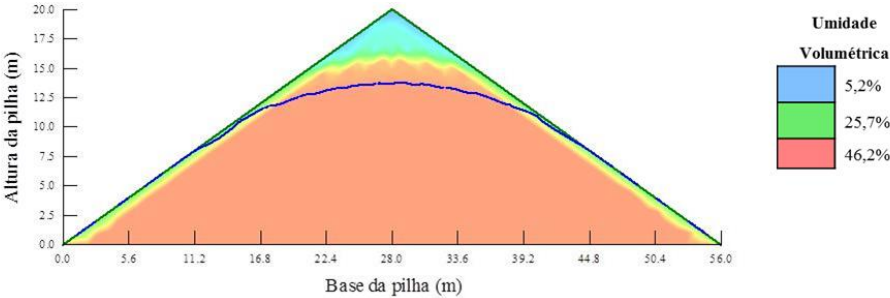


Fig. 2 – Diagrama de umidade da pilha de minério sem sistema de drenagem na base.

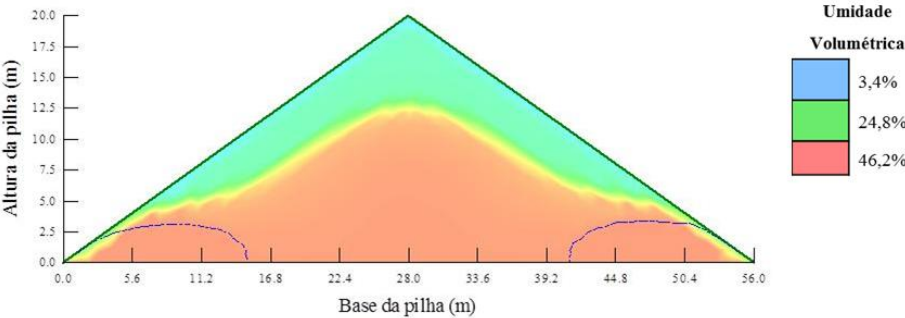


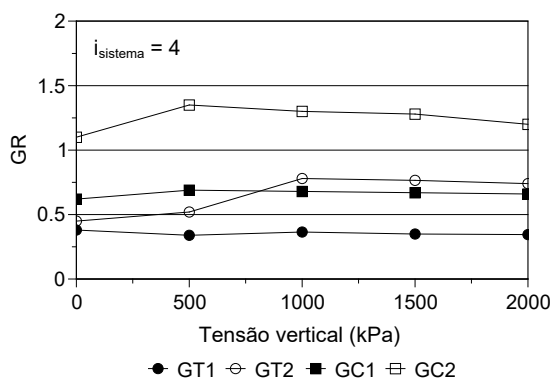
Fig. 3 – Diagrama de umidade da pilha de minério com sistema de drenagem de base.

O comportamento dos filtros geotêxteis em barragens de rejeitos é muito complexo devido aos regimes de fluxo, heterogeneidade dos rejeitos, construção e condições ambientais agressivas e altos níveis de tensões, por exemplo. Um dos aspectos que contribuem para a severidade das aplicações de filtros geotêxteis em mineração são as possibilidades de ataque químico e colmatação química do filtro. Uma metodologia de teste capaz de simular de forma mais realista as condições de deposição de rejeitos, como em um aparelho de teste de calha, seria capaz de produzir resultados de previsões mais acurados. Portanto, mais pesquisas são necessárias para um melhor entendimento sobre o comportamento de filtros geotêxteis em aplicações de mineração.

Um programa de ensaios de laboratório para investigar a capacidade de geotêxteis em reduzir a umidade de minérios durante o transporte da mina de Carajás para o porto de São Luis foi também executado. Ferreira (2009) utilizou ensaios de Razão entre Gradientes (*Gradient Ratio Tests*) sob confinamento para avaliar a capacidade de geotêxteis não tecidos e geocompostos para drenagem em reduzir a umidade do minério (sinter feed e pellet feed) da mina de Carajás. Testes com aplicação de vácuo na base do equipamento foram também realizados como parte da pesquisa. Dentre os minérios ensaiados, o pellet feed (PF) se caracteriza por ser um material mais fino ($D_{85} = 0,095$ mm, onde D_{85} é o diâmetro de grãos correspondente a 85% passando, $D_{50} = 0,048$ mm e $D_{10} = 0,0081$ mm, $C_u = 6,8$, onde C_u é o coeficiente de uniformidade, $G = 4,94$, onde G é a densidade dos grãos e $k = 8,4 \times 10^{-7}$ m/s, onde k é o coeficiente de permeabilidade) que o sinter feed (SF, $D_{85} = 1,70$ mm, $D_{50} = 0,18$ mm, $D_{10} = 0,007$ mm, $C_u = 44,3$, $G = 4,95$ e $k = 3,0 \times 10^{-5}$ m/s). Para os ensaios, os espécimes destes materiais foram preparados com densidade relativa igual a 50%. Os geotêxteis GT1 e GT2 são produtos manufaturados de poliéster, não tecidos, agulhados, e com valores de massa por unidade de área iguais a 400 g/m² e 600 g/m², respectivamente. As aberturas de filtração destes produtos variam de 0,13 mm a 0,23 mm e de 0,11 mm a 0,19 mm, dependendo do produto considerado. Os geocompostos GC1 e GC2 são produtos combinando núcleo drenante de geomanta (GC1) ou georrede (GC2) entre camadas de filtros geotêxteis não tecidos agulhados, com massas por unidade de área iguais a 950 g/m² e 900 g/m² e espessuras iguais a 7,8 mm e 11,7 mm, respectivamente.

A Figura 4a apresenta resultados de ensaios de razão entre gradientes para um gradiente hidráulico total (gradiente entre as extremidades do sistema minério-geossintético) igual a 4 e tensões verticais no topo da amostra variando de 0 a 2000 kPa. Os valores de GR (razão entre gradientes) se mostraram bastante constantes nos ensaios com GT1 e GC1, ao passo que aumentaram nos ensaios com GT2 e GC2. Apesar de um mecanismo severo de piping no início dos ensaios, os sistemas permaneceram estáveis durante as durações dos ensaios. Análises microscópicas dos espécimes de filtros geotêxteis ao final dos ensaios revelaram que partículas grandes de minério ficaram aprisionadas nos vazios do geotêxtil, como mostrado na Figura 4b. Tal fato foi também observado em experimentos semelhantes realizados por Gardoni e Palmeira (2002), Beirigo (2005) e Palmeira et al. (2005 e 2010).

A capacidade drenante dos geossintéticos ensaiados foi avaliada em ensaios de razão entre gradientes por meio de fluxo gravitacional e com aplicação de vácuo na base do sistema minério-geossintético. Inicialmente, o sistema foi submetido ao fluxo de água até estabilização da vazão sob uma tensão vertical de 2000 kPa. A seguir, o fluxo foi interrompido e a amostra deixada drenando através da sua base com ou sem a aplicação de vácuo. Ao final do processo de drenagem, valores de umidade do minério foram medidas em diferentes pontos da amostra. As Figuras 5a e 5b mostram a variação da umidade na amostra (sinter feed) ao longo da sua altura em ensaios com os geocompostos GC1 e GC2, com e sem aplicação de vácuo na base, respectivamente. Sob a ação da gravidade somente, dependendo do ponto considerado (y , na Fig. 5), observam-se reduções de umidade do minério, em relação à situação saturada inicial, entre 18% e 37% no sistema com GC1 e entre 21% e 45% no sistema com GC2. Já com a aplicação de vácuo na base da amostra, observam-se reduções mais significativas, entre 53% e 67% no sistema com GC1 e entre 53% e 62% no sistema com GC2. Ensaios semelhantes com pellet feed mostraram reduções de umidade ao longo da altura do espécime de minério variando entre 22% e 33% quando da utilização de vácuo. Assim, a utilização de vácuo pode reduzir de forma mais significativa a umidade do minério de Carajás, embora a aplicação de vácuo em condições de campo pode não ser tão simples ou economicamente viável.

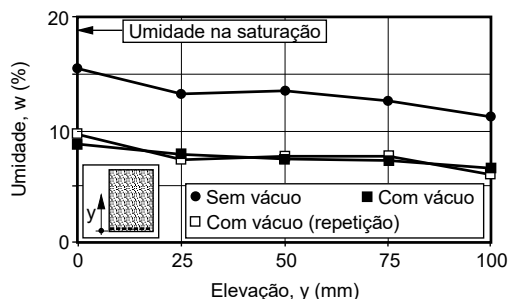


(a) GR versus tensão vertical.

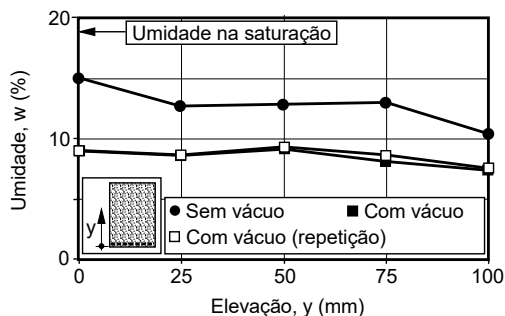


(b) Grão dentro do geotêxtil.

Fig. 4 - GR versus tensão vertical para um gradiente do sistema igual a 4.



(a) Sistema GC1/sínter feed.



(b) Sistema GC2/sínter feed.

Fig. 5 – Variação de umidade ao longo da altura da amostra de minério.

2.1.2 - Tubos geotêxteis para filtração e confinamento de rejeitos finos de minério de ouro

Desde a década de 1980, a tecnologia de tubos geotêxteis tem sido usada em projetos de engenharia em todo o mundo para diferentes fins como, por exemplo, proteção de ambientes marinhos contra a erosão, drenagem de sedimentos contaminados e desidratação de lodo (Fowler et al., 2005). O desaguamento de rejeitos de mineração é uma aplicação mais recente. Atualmente, as principais técnicas de disposição de rejeitos adotadas são aterros hidráulicos e barragens de rejeitos. O uso dessas técnicas implica em altos custos para a mineração em termos de operação, manutenção e monitoramento destas estruturas geotécnicas. Além disso, existem grandes riscos associados à ocorrência de acidentes de grande impacto ambiental, social e econômico. Este método de disposição vem encontrando dificuldades crescentes de licenciamento no Brasil, especialmente o método de disposição à montante. A possibilidade de utilização de estruturas tubulares geotêxteis como alternativa à disposição convencional de rejeitos finos em barragens e diques tem sido amplamente discutida no Brasil, devido às recentes falhas em barragens a montante, principalmente no estado de Minas Gerais. As rupturas de estruturas tradicionais de contenção de rejeitos que ocorreram recentemente no Brasil (Barragem de Fundão, em 2015, e Barragem 1 da Mina Córrego do Feijão, em 2019) causaram impactos ambientais e sociais irreversíveis (Morais e Gardoni, 2020).

De acordo com Lawson (2008), os tubos geotêxteis são uma alternativa tecnológica para desaguar e confinar rejeitos de mineração, especialmente para atividades minerárias instaladas em locais ambiental e socialmente sensíveis, e que gerem rejeitos em escala relativamente menor. Como

exemplo, Wilke et al. (2015) mostram a experiência de uso de tubos geotêxteis para desaguar e confinar todo o rejeito de mineração de zinco e níquel produzido na mina de Talvivaara, localizada na Finlândia. Para grandes instalações de mineração, que depositam seus rejeitos em barragens construídas com a técnica de aterro hidráulico, os tubos geotêxteis podem ser utilizados como solução pontual, ou ainda para dispor parte do rejeito produzido. Yang *et al.* (2019) apresentam a aplicação de tubos geotêxteis para a disposição de parte do rejeito gerado em uma barragem de rejeitos de bauxita localizada na China. A seguir, são apresentadas algumas aplicações de tubos geotêxteis para desaguoamento de rejeitos em minas no Brasil.

2.1.3 - Tubos geotêxteis para o desaguoamento, confinamento e empilhamento de resíduos de mineração de ouro

Silva (2017) desenvolveu um projeto de pesquisa para avaliar o uso de tubos de geotêxtil tecido para desidratar, confinar e empilhar rejeitos de minério de ouro. Uma estrutura de tubo geotêxtil empilhado foi construída na barragem de rejeitos da mineradora Fazenda Brasileiro, da empresa de mineração Yamana Gold, Bahia, Brasil. A densidade do rejeito (G_s) foi de 2,85; a análise granulométrica mostra que o material é composto por 75% de partículas finas. O geotêxtil tecido tinha uma resistência à tração de 100 kN/m, massa por unidade de área de 554 g/m² e espessura de 1,77 mm. A eficiência de desidratação foi avaliada por meio de ensaios de *jar-test*, cone e ensaio de desaguoamento do geotêxtil (GDT). A partir dos resultados dos ensaios de desidratação, foi definido que o floculante Magnafloc LT27 seria adicionado aos rejeitos para evitar a perda excessiva de partículas finas.

Um protótipo foi construído dentro da área de mineração, no topo de uma pilha de rejeitos, e foi monitorado durante dois anos. As dimensões da área de teste foram 7 m x 9 m, e uma camada de drenagem foi construída sobre a geomembrana para coletar o fluido ao longo do processo de desidratação (Fig. 6a). O protótipo foi desenhado para uma estrutura de três níveis, sendo 9 unidades de tubos geotêxteis no primeiro nível, 4 no segundo nível e uma unidade de tubo geotêxtil no terceiro nível de empilhamento. Cada unidade de tubo geotêxtil tinha 2,0 m de largura e 6,0 m de comprimento e foi projetada para ter altura máxima de 1,0m ao final do processo de enchimento. A Figura 6 mostra o protótipo do empilhamento drenado construído na mineradora.

Os rejeitos confinados dentro dos tubos geotêxteis tiveram sua concentração de sólidos avaliada por meio de coleta de amostras próximo à porta de arquivamento dos tubos. Após a última etapa de enchimento, as coletas foram realizadas após 24h, 48h, 72h, 7 dias, 21 dias e 28 dias. A Figura 7 mostra a variação de concentração de sólidos ao longo do tempo. O maior aumento no teor de sólidos ocorreu nas primeiras 24 horas, quando a concentração de sólidos passou de 53% para 75%. Esses dados correspondem a um teor de água de 100% diminuindo para 25% em um dia. Após as primeiras 24 horas, a taxa de dessecação diminuiu e o aumento adicional no conteúdo de sólidos foi de cerca de 10% em 13 dias. Cada unidade de tubo geotêxtil foi capaz de desidratar e confinar uma quantidade de 5,4 m³ de rejeitos em uma área de 108 m².

Após a realização do enchimento e empilhamento dos tubos geotêxteis, a estrutura permaneceu no campo por mais 24 meses. Durante este período, vários estudos foram realizados para um melhor entendimento do comportamento dos tubos e das deformações ocorridas após o enchimento, por meio de modelagens numéricas e modelos analíticos (Silva, 2019, Cardoso, et al., 2020, Silva et al., 2021). Após esse período, foi elaborado um plano de exumação para coleta de amostras a serem submetidas a um programa experimental em laboratório (Gardoni e Moraes, 2020).

Após 24 meses de consolidação do material no interior dos tubos, contendo inicialmente 50% de sólidos, verificou-se que a densidade aparente seca era de 1,8 t/m³. Esse valor corresponde a uma porcentagem final de sólidos de 83%. Segundo Bittar (2017), a densidade aparente seca de rejeitos de minério de ouro no campo atinge valores entre 1,2 e 1,4 t/m³. Portanto, o resultado obtido pela consolidação de rejeitos finos em tubos geotêxteis comprova a excepcional eficiência desse processo



(a) Empilhamento drenado
- direção transversal



(b) Empilhamento drenado
- direção horizontal

Fig. 6 - Empilhamento drenado de tubos geotêxteis

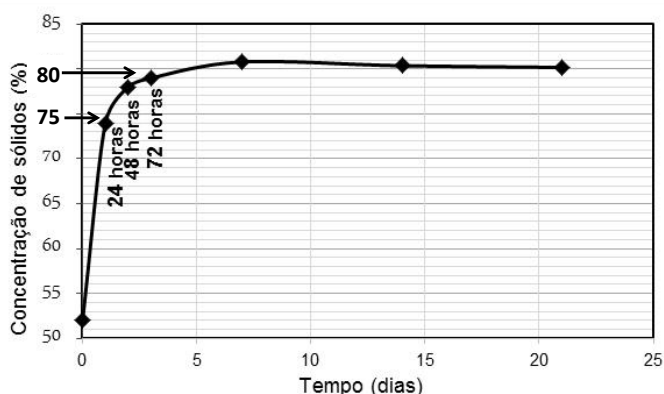


Fig. 7 – Concentração de rejeitos *versus* tempo nos tubos geotêxteis (Silva, 2017).

de destinação de rejeitos finos de mineração e sua viabilidade para utilização como estruturas seguras de mineração.

2.1.4 – Ensaios eletrocinéticos em tubos geotêxteis

Um dos grandes problemas identificados relacionado à drenagem de rejeitos finos é o tempo necessário para a obtenção do teor de sólidos final necessário, devido à baixa permeabilidade do material. Para acelerar o processo de desidratação, estudou-se a utilização do método eletrocinético, que consiste em aplicar uma baixa voltagem entre os elementos condutores inseridos no geotêxtil, que atuam como ânodo e cátodo, visando induzir o movimento da água pelos vazios do rejeito. As Figuras 8a e b mostram o equipamento desenvolvido para testes eletrocinéticos com geotêxteis tecidos e não tecidos (Oliveira et al., 2018 e Oliveira, 2019).

O fenômeno da eletrosmose envolve o transporte de água através de uma rede contínua de vazios entre as partículas sólidas, sendo o movimento gerado na dupla camada difusa. Seu principal mecanismo é o movimento de íons, que carregam moléculas de água atraídas eletricamente por eles (Asadi et al., 2013). Embora o fenômeno seja conhecido há mais de dois séculos, seu uso em solos e resíduos de mineração ainda é limitado devido a problemas intrínsecos à aplicação, como corrosão dos ânodos, consumo de energia relativamente alta e dificuldade de direcionar gases e líquidos de forma eficiente (Zhuang et al., 2015). No entanto, a invenção dos geossintéticos eletrocinéticos (EKG) estimulou novos estudos e aplicações da eletrosmose.

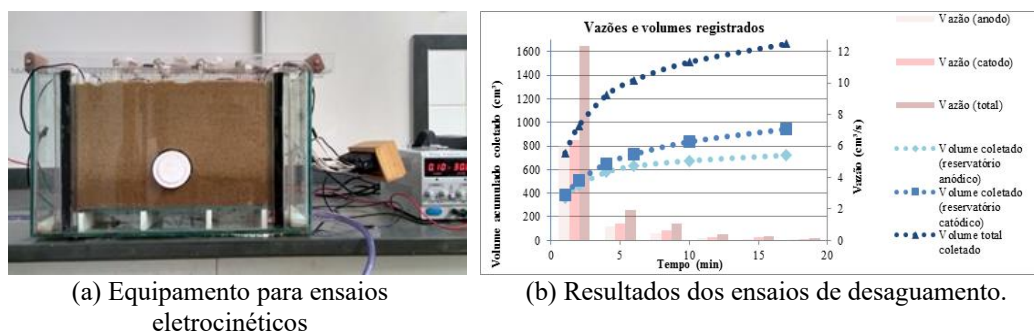


Fig. 8 – Drenos eletrocinéticos para drenagem de rejeitos de mineração (Oliveira e Gardoni, 2020).

O estudo mostrado na Figura 8 (Oliveira e Gardoni, 2020) se propôs a avaliar técnica e economicamente o processo de desidratação por aplicação de diferenças de potencial elétrico em rejeitos de mineração de ouro confinados. A associação dessas tecnologias (tubos geotêxteis e método eletrocinético) visa melhorar o processo de desaguamento, proporcionando uma opção mais rápida e segura para o descarte de rejeitos. A propriedade condutiva do tubo foi obtida pela inserção de eletrodos de cobre na malha do geotêxtil. Alguns resultados de interesse para esta pesquisa foram: propriedades físico-químicas e mineralógicas da fração sólida do rejeito e do fluido antes e após o processo de desaguamento; características físicas, mecânicas, hidráulicas e de durabilidade do geotêxtil e eficiência do desaguamento. Dentre as opções têxteis disponibilizadas, a que apresentou melhor desempenho dreno-filtrante nos ensaios em pequena escala para o rejeito predominantemente siltoso foi o geocomposto constituído internamente por um geotêxtil não tecido e externamente por um geotêxtil tecido. A adição polimérica com função flocculante acelerou o desaguamento e melhorou a eficiência de filtragem (EF), pouco alterando a eficiência de drenagem (ED). O emprego de geotêxtil previamente saturado com solução adstringente tornou o desaguamento mais rápido. Os resultados relacionados ao processamento do desaguamento com aplicação de diferença de potencial elétrico de 30V estão exibidos na Figura 8b.

Em face das técnicas de engenharia disponíveis, a tecnologia de tubos geotêxteis pode ser uma das soluções para consolidação, desaguamento e empilhamento de rejeitos de mineração. A desidratação de materiais com alto teor de água por meio de tubos geotêxteis também pode ser uma técnica eficiente para aumentar a qualidade do efluente e reduzir os custos de tratamentos químicos de sistemas que operam com balanço hídrico positivo ou em circuito fechado.

Com base nos resultados das aplicações descritas acima, a utilização de tubos geotêxteis para disposição de rejeitos de minério de ouro é entendida como uma alternativa viável, pois além de desidratar os rejeitos, pode reduzir a turbidez e a concentração de metais pesados do efluente e, consequentemente, minimizar os riscos e impactos ambientais das atividades de mineração.

2.1.5 – Desempenho de filtros geotêxteis sob condições severas de utilização

Filtros geotêxteis são comumente utilizados em obras geotécnicas e de proteção ambiental em associação ou como substitutos para materiais naturais. A rapidez e simplicidade de instalação destes filtros, bem como a repercussão ambiental favorável da não utilização de materiais naturais, têm aumentado muito suas utilizações ao longo das últimas décadas. Dentre estes filtros, os geotêxteis do tipo não tecido se caracterizam por uma estrutura composta de filamentos distribuídos de forma aleatória, conferindo-lhes uma microestrutura bastante complexa. Além disso, por trabalharem enterrados, são submetidos à compressão e, dependendo da utilização, podem também ser submetidos a forças de tração, como é o caso de emprego de geotêxteis em tubos geotêxteis, barreiras contra sedimentos (*silt fences*) ou como componente de sistema de drenagem de aterros sobre solos compressíveis. Outro mecanismo que pode influenciar o comportamento filtrante de geotêxteis não

tecidos é a possibilidade de impregnação dos seus vazios por partículas de solo, o que pode ocorrer durante o espalhamento e compactação de solo (particularmente os não coesivos) sobre o filtro ou por partículas que são trazidas pela água durante a operação do filtro. Tais situações afetam o comportamento de filtros geotêxteis. Em vista do exposto, as condições de utilização de filtros geotêxteis podem ser bastante severas, mesmo em obras geotécnicas rotineiras.

Diferentes tipos de experimentos de laboratório têm sido realizados ao longo dos anos para o estudo do comportamento e desempenho de filtros geotêxteis, bem como para quantificar suas propriedades relevantes (Palmeira, 2020). Dentre estes ensaios, incluem-se ensaios de peneiramento, ensaio de razão entre gradientes, ensaio de condutividade hidráulica e o ensaio de Ponto de Bolha (*Bubble Point Test*).

Palmeira e Trejos Galvis (2017) investigaram de forma pioneira a variação das dimensões de poros de geotêxteis não tecidos confinados, com e sem impregnação por partículas de solos, com a utilização de um equipamento para ensaio de Ponto de Bolha especialmente projetado para a pesquisa. Os geotêxteis (polipropileno e poliéster) ensaiados tinham valores de massa por unidade de área variando entre 200 g/m² e 1800 g/m². A Figura 9a apresenta a variação da abertura de filtração de geotêxteis não tecidos normalizada pelos diâmetros dos seus filamentos (d_f) com tensão vertical, em espécimes de geotêxteis virgens (sem impregnação por partículas de solo). Nesse caso, a abertura de filtração (equivalente ao tamanho do maior grão esférico capaz de atravessar o filtro geotêxtil) foi tomada como sendo o diâmetro equivalente do poro (O_{95}) para o qual 95% dos demais poros são menores do que aquele valor. Pode-se observar uma significativa redução no valor de O_{95} com a tensão vertical, particularmente para valores de tensões verticais até 400 kPa. A consequência prática de tais resultados é que a compressão do filtro pode aumentar consideravelmente sua capacidade de retenção de partículas do solo base, bem como altera as condições de colmatação em relação à situação do filtro não confinado.

A presença de partículas de solo dentro dos vazios do geotêxteis influencia a sua compressibilidade e influencia adicionalmente a sua abertura de filtração. A Figura 9b mostra a variação da abertura de filtração do geotêxtil com seu nível de impregnação (λ), definido como a massa de partículas de solo dentro do geotêxtil dividida pela massa de filamentos do geotêxtil. Nesse caso, os resultados são para ensaios em espécimes de geotêxteis não confinados. Pode-se observar que a impregnação do geotêxtil pode também reduzir de forma significativa a abertura de filtração do filtro, ou seja, o diâmetro de outras partículas que poderiam atravessar o geotêxtil. A influência combinada do confinamento e da impregnação do geotêxtil por partículas de solo reduz mais ainda a abertura de filtração do geotêxtil. Palmeira e Trejos Galvis (2017) apresentam comparações entre previsões e medições de aberturas de filtração para geotêxteis não tecidos virgens e impregnados utilizando métodos semiempíricos e probabilísticos.

O comportamento de filtros submetidos à tração tem sido investigado por diferentes pesquisadores ao longo dos anos (Fourie e Kuchena, 1995, Wu et al., 2008, Fourie e Addis, 1997 e 1999, Moo-Young e Ochola, 1999) por meio de ensaios de peneiramento em espécimes de geotêxteis submetidos a forças de tração somente. Palmeira et al. (2019) investigaram o comportamento de filtros geotêxteis não tecidos submetidos à tração e ao confinamento por meio de ensaios de ponto de bolha. A Figura 10a apresenta a variação da abertura de filtração (nesse caso em termos de O_{98}) de geotêxteis não tecidos com a deformação de tração em ensaios sem confinamento e com deformações biaxiais (mesma deformação de tração em duas direções ortogonais). Os geotêxteis ensaiados foram produtos manufaturados com poliéster e com massas por unidade de área variando entre 200 g/m² e 500 g/m². Os resultados mostram aumentos significativos na abertura de filtração com o aumento da deformação de tração. No entanto, o confinamento do geotêxtil previamente tracionado reduz a sua abertura de filtração, como pode ser verificado nos resultados apresentados na Figura 10b, que mostra a variação de O_{98} com a tensão vertical para diferentes deformações biaxiais de tração impostas ao espécime

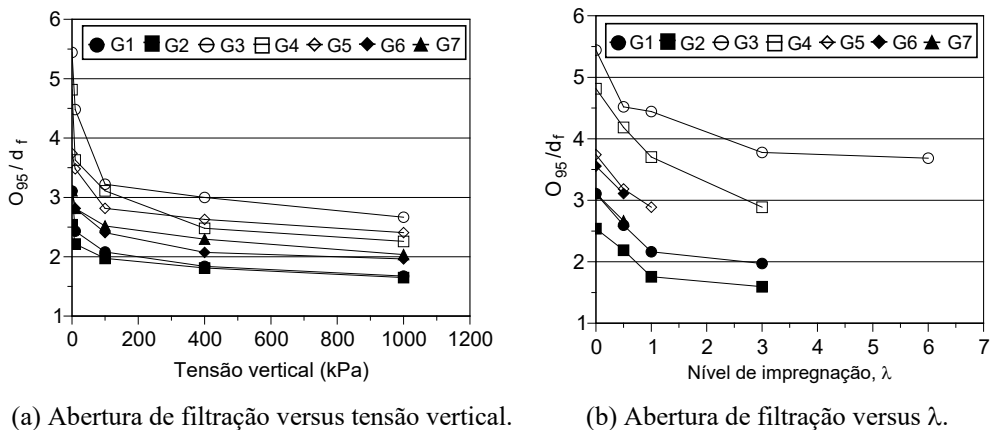


Fig. 9 – Variação de abertura de filtração de geotêxteis não tecidos com a tensão vertical e nível de impregnação (modificado de Palmeira e Trejos Galvis 2017).

Os resultados apresentados acima mostram a necessidade de mais pesquisas visando um melhor entendimento do comportamento de filtros geotêxteis sob diferentes condições de carregamento. Os critérios de filtro disponíveis na atualidade não levam em conta os mecanismos descritos acima, o que pode levar a projetos muito conservadores ou a situações em que mecanismos de colmatação do filtro possam ocorrer para condições diferentes daquelas esperadas para geotêxteis não submetidos à compressão e/ou tração.

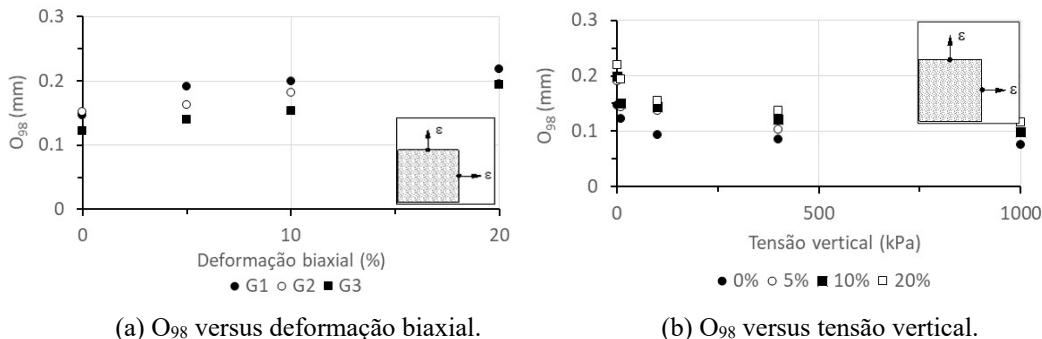


Fig. 10 – Variação da abertura de geotêxteis não tecidos com a deformação de tração – Ensaios sem confinamento (modificado de Palmeira et al. 2019).

3 – GEOSSINTÉTICOS COMO BARREIRAS

3.1 - Barreiras impermeabilizantes para contenção de fluidos contaminados

A durabilidade é um dos aspectos fundamentais para o bom desempenho de geossintéticos em sistema de barreiras contra o fluxo de líquidos e gases. A seguir, são descritos casos históricos em que técnicas construtivas e ensaios especiais foram realizados visando a quantificação da degradação de geomembranas e o melhor desempenho de obras de disposição de rejeitos de mineração.

3.1.1 - Mineração Fazenda Brasileiro e Mineração Jacobina - Yamana Gold Mining

Um experimento de campo com o objetivo de investigar o desempenho de geomembranas de PEAD e PVC em uma barragem de rejeitos de ouro foi realizado por Santos e Gardoni (2014 e 2016), Sampaio et al. (2015 e 2017) e Halabi et al. (2020). Nesse estudo, foram avaliadas as propriedades físicas das geomembranas de PVC e PEAD, cujo emprego foi destinado a formar barreira em taludes de barragens de rejeitos e fundações das minerações Fazenda Brasileiro (FBM) e Jacobina (JYGM), ambas da empresa Yamana Gold, localizadas no estado da Bahia, nordeste do Brasil. As duas mineradoras beneficiam ouro, cujo processo de separação de rejeitos aplica um conjunto de operações físicas e químicas. Atualmente, em Fazenda Brasileiro, a operação do sistema consiste basicamente no bombeamento de rejeitos da planta de beneficiamento até o Lago II. O *underflow* é disposto em pilha no Lago II e o *overflow* é lançado no Lago III, que também recebe o sobrenadante do Lago II.

Santos (2014 e 2016) avaliaram as propriedades físicas das geomembranas de PEAD e Cloreto de Polivinila (PVC) que possuíam espessuras de 1,5 e 0,8 mm, respectivamente, e foram instaladas ao longo de um período de quatro anos, de 2006 a 2010, pela Fazenda Brasileiro Mineração (FBM). A Figura 11a mostra uma vista do Lago II na Mineradora Fazenda Brasileiro e a Figura 11b mostra o sistema de barreira do reservatório da barragem de Jacobina, BA, com geomembrana de PEAD. Os testes foram realizados em quatro tipos de amostras, tais como: amostras intactas (GMV), amostras envelhecidas em laboratório (GMD), amostras envelhecidas em câmara de intemperismo (GMC) e amostras exumadas das barragens (GMEX). Este procedimento permitiu comparar a durabilidade de amostras envelhecidas/exumadas com amostras virgens, e avaliar o grau de envelhecimento e perda de durabilidade das geomembranas.

Os resultados obtidos por microscopia eletrônica de varredura mostraram baixo nível de degradação das geomembranas de PEAD. No entanto, as geomembranas de PVC mostraram uma perda de resistência muito maior do que o HDPE. A geomembrana de PVC, instalada em 2006, apresentou uma estrutura com superfície com fissuras profundas, indicando um comprometimento de sua propriedade como barreira. Esta conclusão foi confirmada pelos resultados obtidos no tempo de indução oxidativa - OIT, com as amostras exumadas apresentando apenas 10,2 minutos para OIT, em comparação aos 114,3 minutos da amostra virgem.



(a) Vista do Lago II – FBM



(b) Impermeabilização do reservatório - JYGM.

Fig. 11 – Mineração Fazendas Brasileiro e Jacobina, BA (Sampaio et al., 2014 e Santos e Gardoni, 2016).

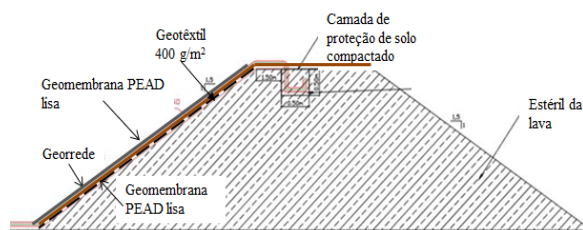
3.1.2 - Mineração Vanádio de Maracás

A propriedade da Mineradora Vanádio de Maracás S.A totaliza 17.690 hectares e está localizada a leste do Estado da Bahia. A mina fica a cerca de 250 km a sudoeste de Salvador (capital da Bahia). A Figura 12 apresenta o projeto da Bacia de Depósito de Rejeitos Não Magnéticos 04 (BNM 04), que é uma das estruturas de disposição controlada dos rejeitos não magnéticos gerados a partir da exploração e beneficiamento do vanádio, com capacidade para armazenamento final de 1.047.523,57 m³.

A BNM 04 é uma estrutura de barramento com camada dupla de geossintéticos, sendo: um geotêxtil não tecido de poliéster, com massa por unidade de área igual a 400 g/m², instalado sobre a camada de solo compactado, com a função de proteção da geomembrana; uma geomembrana de PEAD lisa, com 1 mm de espessura; um sistema de detecção de vazamentos com camada de georrede com 5,5 mm de espessura instalada entre as geomembranas e outra geomembrana lisa de PEAD com 1 mm de espessura.

O projeto demonstrou que a técnica de controle da percolação com geossintéticos adotada na Mineradora Vanádio de Maracás, com camada dupla de geomembrana e camada de georrede, permitiu a detecção e o tratamento de pequenos vazamentos de forma a melhorar e assegurar o controle e a confiabilidade do sistema de disposição de rejeitos.

A experiência descrita acima possibilitou compreender que a tecnologia adotada na construção da barragem de rejeitos trouxe ganhos substanciais ao conceito de segurança dessa obra. Os sistemas executados que permitiram um controle no monitoramento da fuga de líquidos, no acompanhamento sistêmico do barramento e nas observações de “surgências” facilitaram a gestão de risco da estrutura. Foi possível verificar também que as estruturas construídas com materiais geossintéticos, os quais possuem alto grau de controle tecnológico e industrial e excelentes propriedades mecânicas e físicas, possibilitaram um melhor desempenho da obra.



(a) Seção transversal da BMN 04



(b) Vista da BNM 04 de Maracás

Fig. 12 – Mineração de Vanádio de Maracás – estrutura da BNM 04 em dupla camada de geossintéticos (Botelho, 2019).

3.2 – Avaliação da resistência de interfaces solos-geomembranas por meio de parâmetros de rugosidade

Nas últimas décadas, o estudo da resistência de interface entre geossintéticos e outros materiais tem sido realizado com diferentes tipos de equipamentos. Basicamente, três são os ensaios que vêm sendo comumente utilizados para se obter o ângulo de atrito de interface (δ) solo-geossintético: cisalhamento direto convencional (CDC), cisalhamento direto de maiores dimensões (CDM) e

ensaio de plano inclinado (PI). Um dos problemas relatados com relação ao primeiro (ASTM D3080/D3080M, 2011) é a menor possibilidade de aplicação de baixas tensões confinantes ($\sigma_n < 15$ kPa), o que muitas vezes representa um caso crítico, como ocorre na execução de camada de proteção ou drenagem sobre a geomembranas em taludes de áreas de disposição (Reyes Ramirez e Gourc, 2003). Além disso, a escala é outro fator relevante, principalmente em ensaios com geomembranas com texturas. Uma maneira de evitar ou minimizar o efeito de escala é a utilização de equipamento com dimensões maiores da caixa de cisalhamento. Um outro equipamento que pode ser empregado para baixas tensões é o equipamento de plano inclinado (PI), onde uma rampa é levantada a uma velocidade constante (ISO 12957-2, 2005). Acima da rampa há uma caixa com o solo sobre o geossintético, e o levantamento é realizado até que haja um grande deslocamento da caixa, indicando a ruptura da interface. Além desse equipamento poder representar um trecho da geomembrana no campo, praticamente anulando o problema de escala, também permite a aplicação de tensões confinantes baixas.

Pesquisas desenvolvidas nos últimos anos têm mostrado que vários são os fatores que influenciam o ângulo de atrito de interface entre geomembranas e solos: a densidade do solo empregado, o tamanho médio e forma dos grãos, o tipo de solo (grosso ou fino), o nível de tensões aplicadas etc. (Sánchez, 2018). Para o caso da geomembrana, o tipo de polímero, a espessura, o tipo de superfície abaixo dela (lubrificada ou rugosa), a altura de aspereza e o tipo de rugosidade também influenciam na resistência de interface obtida (Briançon et al. 2011, Bacas et al. 2015, Afzali-Nejad et al. 2018). Quando a interface envolve geotêxteis e geomembranas, a espessura do geotêxtil e sua gramatura podem influenciar na resistência de interface, devido ao efeito gancho-laço descrito por Hebel et al. (2005). Apesar das pesquisas já realizadas, nota-se que a estimativa desse valor ainda necessita de mais estudos. Nesse contexto, Sánchez (2018) menciona que os parâmetros de rugosidade da superfície das geomembranas podem influenciar na resistência de interface. Esses parâmetros, além de levarem em conta a altura máxima de aspereza, medem também a topografia “secundária”, no nível abaixo da altura máxima entre asperezas.

Os parâmetros de rugosidade podem ser medidos bi ou tridimensionalmente, por meio de um microscópio de alta resolução e são determinados em, no máximo, 48 h (Sánchez, 2018). Em termos bidimensionais (ISO 4287, 1997), é possível obter um valor que represente a distância entre o maior pico e o maior vale (Figura 13a) em todas as seções avaliadas (R_t). Outro valor que pode ser medido é o valor médio entre o maior pico e do maior vale (R_z), por meio de dez (ou mais) sessões lineares (Figura 13b) traçadas em diferentes partes da amostra. Ainda é possível obter o parâmetro que representa o valor médio, em módulo (Figura 13c), de picos e vales (R_a) ou valores da média entre picos e vales em cada seção linear (Figura 13d) especificada (R_c). Tridimensionalmente, é possível obter parâmetros semelhantes, sendo esses valores determinados ao longo de toda a superfície da amostra. As medições tridimensionais podem também fornecer valores de volumes estimados relacionados a determinadas alturas ou vales, a partir de um plano de referência (Sánchez, 2018).

Sánchez (2018) investigou a resistência de interface para uma geomembrana lisa (GM-S) e três geomembranas texturizadas (GM-T1, GM-T2 e GM-T3) de polietileno de alta densidade, com 2,0 milímetros de espessura, e diferentes tipos de aspereza. Os materiais empregados como interface consistiram em uma areia média ($D_{50} = 0,43$ mm), um geotêxtil não tecido com massa por unidade de área igual a 300 g/m² (GT-1) e um geotêxtil não tecido com massa por unidade de área igual a 600 g/m² (GT-2). A Figura 14a ilustra os resultados obtidos. Para as interfaces com areia, a resistência de interface aumentou quando comparados os valores da geomembrana lisa e das geomembranas texturizadas. No entanto, o aumento da altura de aspereza não causou um aumento da resistência de interface e isso pode ser justificado tendo em vista o fato de que o tamanho do grão da areia provocou o seu rolamento parcial sobre as texturas. Além disso, a densidade da areia usada pode também ter influenciado os resultados.

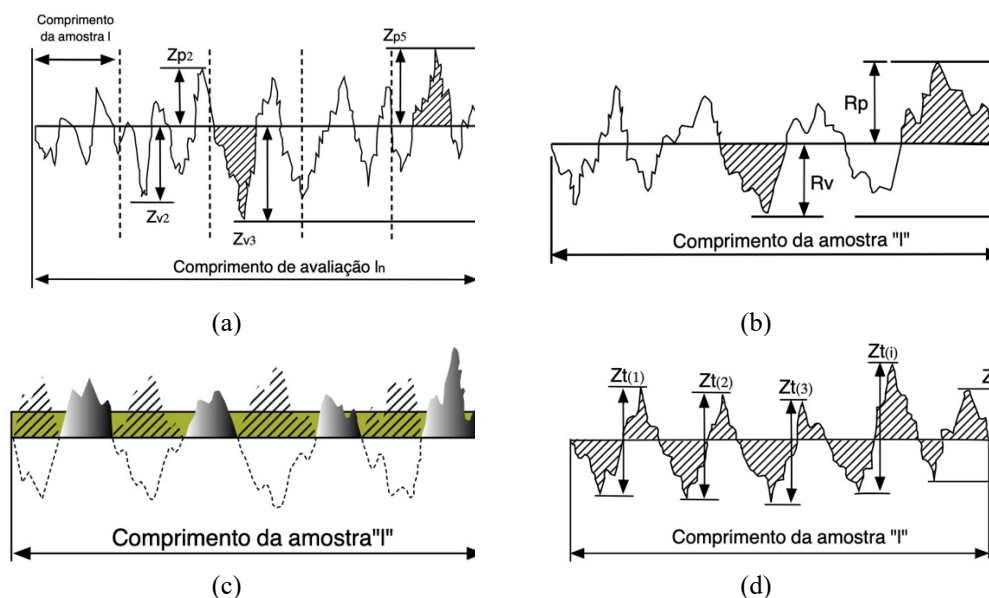


Fig. 13 - Alguns parâmetros de rugosidade de interface: (a) R_t , (b) R_c e (c) R_a e (d) R_c (Sánchez, 2018).

Por sua vez, para os experimentos empregando geotêxteis, o tipo de geomembrana utilizada influenciou os resultados obtidos, mas não de forma linear (Fig. 14a). Um aumento da altura de aspereza não gerou um aumento de mesma grandeza na resistência de interface. Para o caso da GM-T3, com maior altura de aspereza, a resistência de interface diminuiu, o que pode ser atribuído ao fato de as asperezas não conseguirem penetrar completamente entre os fios do geotêxtil utilizado (interfaces geomembrana-geotêxtil). Ao comparar os dois tipos de geotêxteis usados, notou-se que a redução da resistência de interface foi maior para o GT-2, de maior massa por unidade de área (600g/m^2), uma vez que a maior densidade de fios por metro quadrado desse geotêxtil influenciou em seu travamento nas asperezas.

Visando entender melhor os resultados de resistência de interface obtidos, foram medidos parâmetros de rugosidade bidimensionais das geomembranas, que estão apresentados na Figura 14b. Foi possível observar que, conforme esperado, as geomembranas apresentaram resultados diferentes. Notou-se, ainda, que a face interna da geomembrana forneceu valores diferentes dos apresentados pela face externa, o que está associado ao método de fabricação das geomembranas, seja matriz plana (GM-T1 e GM-T2) ou matriz balão (GM-T3). Outra observação é que a tendência dos valores apresentados não seguiu a tendência dos valores de resistência de interface. Um aumento dos parâmetros de rugosidade não implica necessariamente em um aumento na resistência da interface. Isso pode ser explicado pelo fato de outros fatores, como o tamanho médio dos grãos da areia, ou a massa por unidade de área do geotêxtil, também influenciarem nesse comportamento. Para a face externa, ensaiada com a interface com areia, nota-se que o valor de R_c foi o que apresentou comportamento mais semelhante ao apresentado pela resistência de interface. Ao se compararem os valores apresentados pelas geomembranas GM-S e GM-T1, houve um aumento tanto na resistência de interface como no valor de R_c . No entanto, não houve aumento significativo destes valores ao se comparar GM-T1 e GM-T2, nem quando se compara GM-T2 a GM-T3. Com base nestes resultados, é possível concluir que os parâmetros de rugosidade podem ser empregados como parâmetros de controle das geomembranas, complementarmente à altura de aspereza fornecida pelos fabricantes.

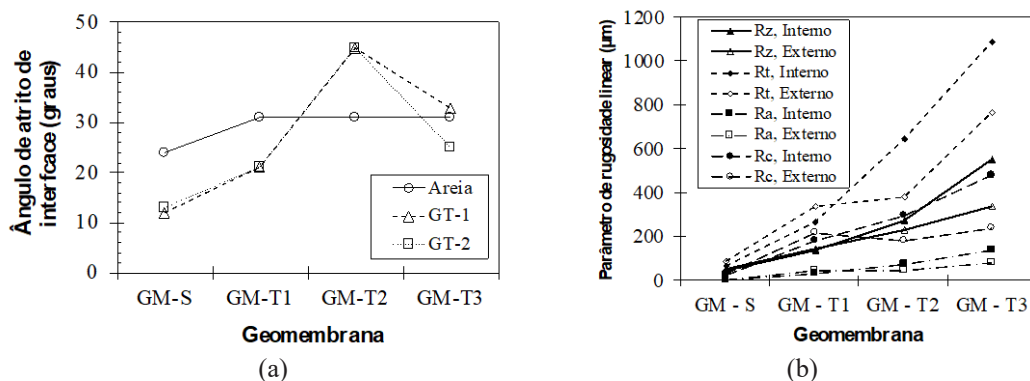


Fig. 14. Resultados obtidos por Sánchez (2018): (a) ensaios de rampa para diferentes interfaces e (b) variação de parâmetros de rugosidade para diferentes geomembranas.

4 – GEOSSINTÉTICOS EM OBRAS DE SOLO REFORÇADO

4.1 – Colunas granulares encamisadas com geossintéticos

Aterros sobre solos moles sempre foram obras desafiadoras em geotecnia, por apresentarem problemas de recalques excessivos ao longo do tempo e pela possibilidade de ruptura da fundação devido à sua baixa capacidade de carga. Existem várias técnicas de estabilização para esse tipo de obra. Por exemplo, podem-se citar a substituição parcial ou total do solo de fundação, emprego de drenos verticais associados a reforços na base do aterro, aplicação de vácuo em drenos verticais, dentre outras. Outra maneira de minimizar os problemas associados a esse tipo de construção é o emprego de colunas granulares ou estacas de concreto sob o aterro. Devido ao efeito do arqueamento no solo do aterro, há uma transferência de carga para os elementos mais rígidos na fundação, diminuindo a probabilidade de ruptura e reduzindo significativamente os recalques da obra devido ao adensamento do solo mole saturado. No entanto, muitas vezes o uso de estacas de concreto pode ter elevado custo quando comparado às colunas granulares. Apesar de aumentarem a rigidez e a capacidade de suporte do sistema aterro-solo mole, quando construídas em solos muito moles, as colunas granulares podem sofrer elevadas deformações radiais, devido ao baixo confinamento lateral na sua porção superior, o que reduz a sua eficiência.

Uma técnica que vem sendo empregada como reforço para colunas granulares é aplicação de um encamisamento por meio de um geotêxtil tecido de alta rigidez e resistência à tração. A Figura 15a mostra a execução de colunas granulares na construção de uma área para trilhos na Companhia Siderúrgica do Atlântico (CSA), no Rio de Janeiro, Brasil. O método de instalação vibratório emprega um tubo de revestimento que aumenta a densidade da areia durante sua retirada. A presença da camisa de geossintético aumenta o confinamento da coluna, o que, por sua vez, aumenta sua capacidade de carga e rigidez. Ao longo dos anos, as pesquisas têm mostrado que a técnica é viável e segura (Raithel et al., 2002, Riccio et al. 2015, Gu et al. 2016, Nagula et al. 2018, Hosseinpour et al. 2019, Zhang et al. 2020).

Visando aumentar o conhecimento sobre a técnica de colunas granulares encamisadas, Alkhorshid (2017) realizou ensaios em grande escala usando uma caixa com dimensões iguais a 1,6 m x 1,6 m x 1,2 m (Figura 15b). O solo mole de fundação foi instrumentado com piezômetros, células de tensões totais e medidores de deslocamentos. Os ensaios mostraram que a poropressão aumentou devido à instalação das colunas. No entanto, a dissipação ocorreu de forma rápida, uma vez que as próprias colunas funcionaram como elementos drenantes. A pesquisa, além mostrar o aumento da capacidade de carga de colunas granulares preenchidas com diferentes materiais (areia, brita e resíduos da construção), também investigou a influência nos valores obtidos quando

empregados reforços com resistência e rigidez à tração diferentes. Além disso, os resultados mostraram que durante o processo de cravação da coluna há aumento do empuxo lateral sobre a argila de fundação (Figura 16a) (Alkhorshid et al. 2019).

Araújo et al. (2009) investigaram de forma pioneira o uso de colunas granulares encamisadas em solos colapsíveis, com diferentes materiais de preenchimento (areia, brita e solo-cimento) e diferentes materiais de encamisamento (geogrelha e geotêxtil tecido). Os ensaios consistiram em provas de carga em campo com medição da deformação interna dessas colunas e saturação do solo colapsível adjacente à coluna após um determinado nível de carregamento. Assim como em solos moles, a presença da camisa aumentou a capacidade de carga da coluna em solos colapsíveis (Figura 16b). Dentre os resultados obtidos, foi possível verificar que a quebra de grãos da brita empregada, devido ao carregamento aplicado, teve influência relevante nos recalques obtidos. As medições das deformações mostraram que, como esperado, as deformações horizontais e verticais na coluna são maiores no topo (Araújo et al., 2009) e diminuem ao longo da profundidade. O efeito da saturação do solo colapsível mostrou, ainda, que a presença do reforço geossintético melhorou o comportamento da coluna em relação à situação sem camisa.

4.2 – Estudo de colunas granulares usando-se a técnica de solo transparente

A utilização de solos transparentes é uma técnica já empregada há anos para análises em engenharia. Dyer (1985) realizou ensaios de cisalhamento direto utilizando foto-elasticidade com o objetivo de avaliar o comportamento de solo reforçado com grelha metálica. O autor verificou que o tamanho dos membros da geogrelha e seu espaçamento influenciaram nos resultados obtidos.

Nos últimos anos, o aumento de recursos tecnológicos para captação de imagens e para processamento de dados fez com que a técnica voltasse a ser utilizada com maior frequência. Na técnica de solo transparente, basicamente, emprega-se um porofluido de mesmo índice de refração que o material granular que representa o solo. Assim, a luz, que tende a sofrer refração no meio, desviando o seu ângulo de incidência, atravessa o material, tornando-o transparente. Uma das vantagens do método é a possibilidade de realização de captura de imagens na seção referente ao plano central do ensaio. Esse plano pode ser traçado com o auxílio de um sistema a laser com características específicas.

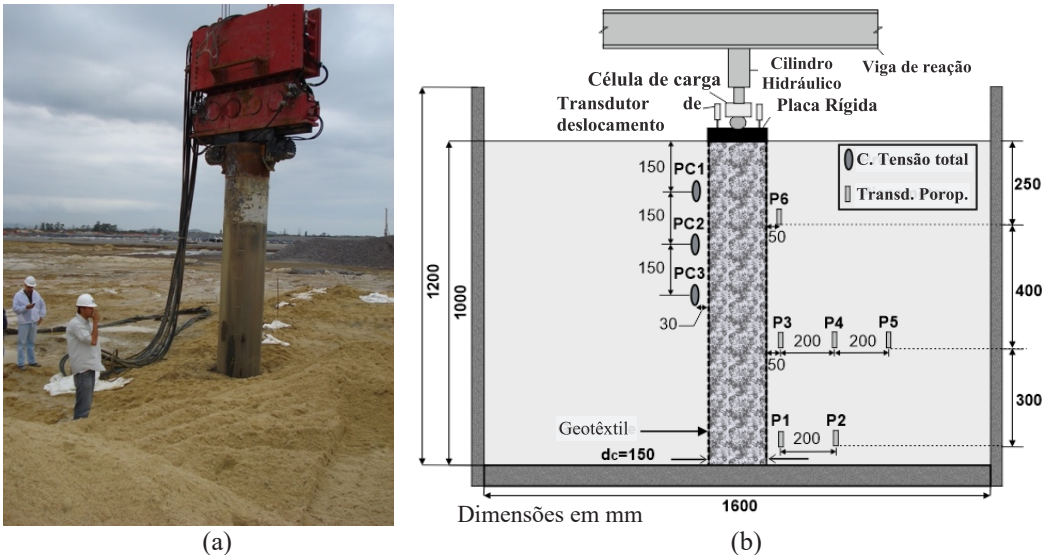


Fig. 15. Colunas encamisadas: (a) instalação em campo e (b) ensaios em grande escala (Alkhorshid et al., 2019).

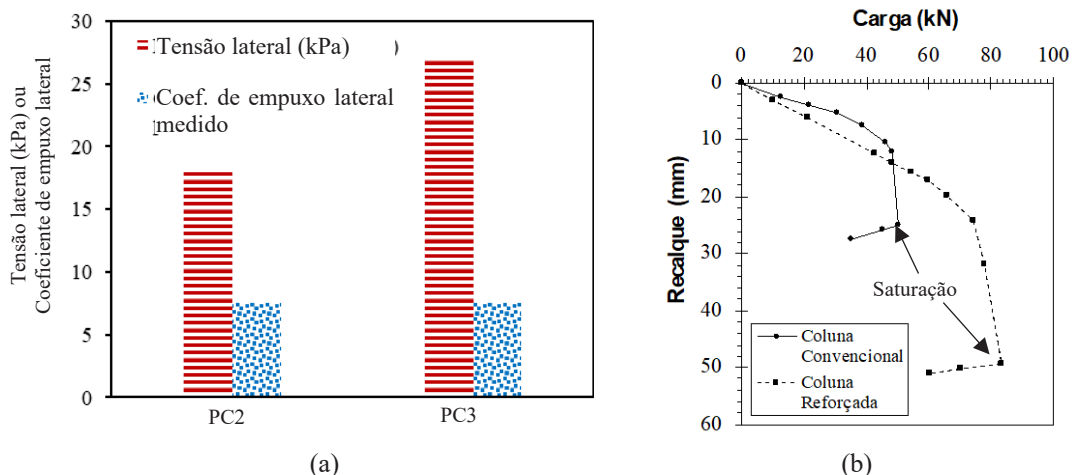


Fig. 16. Colunas granulares encamisadas com geossintéticos: (a) variação coeficiente de empuxo devido à cravação das colunas (Alkhorshid, 2017) e (b) curva carga-recalque ilustrando o efeito do encamisamento e de saturação em solos colapsíveis (Araújo et al., 2009).

Como materiais que podem ser empregados para simular o solo, podem ser usados, por exemplo, quartzo, sílica gel, sílica amorfa, Aquabeats e Laponirta RD® (Iskander et al. 2002, Wallace e Rutherford 2015, Ganiyu et al. 2016). Alguns desses materiais são mais compressíveis e outros menos, podendo-se, assim, simular areias ou argilas. O fluido a ser empregado pode ser óleo mineral (ou combinação de dois óleos) ou água destilada, dependendo do material granular empregado. A Figura 17a mostra o emprego desse tipo de material para avaliação de técnicas construtivas de colunas granulares. Cabe salientar que o efeito de escala é extremamente relevante para obtenção adequada dos resultados e que, assim sendo, sua influência nos elementos envolvidos (estacas, sapatas, resistência à tração do reforço, rigidez do reforço, resistência não drenada do solo, dentre outros) deve ser devidamente considerada.

Ezzein e Bathurst (2014) empregaram solo transparente, visando avaliar a interação solo-geossintético em ensaios de arrancamento. Tendo em vista que em ensaios rotineiros desse tipo se consegue medir apenas o valor de deslocamento e força na extremidade externa do reforço, os autores apresentaram uma aplicação de solo transparente com o objetivo de obter as deformações ao longo do comprimento do reforço.

Black (2015) realizou ensaios de centrífuga com solo transparente, visando avaliar o efeito da escala e do nível de tensões aplicado em duas escalas diferentes, e verificou que o emprego desse equipamento obteve resultados semelhantes para os dois casos. No entanto, os ensaios com centrífuga têm custos elevados e limitam o uso da técnica e, por essa razão, a maioria das publicações apresentam resultados de ensaios em modelos 1g. Yuan et al. (2020) investigaram os deslocamentos de uma estaca carregada lateralmente em solo transparente com rede de percolação e concluíram que os deslocamentos da massa de solo ao redor da estaca ocorreram na sua porção mais superficial. Com o emprego do solo transparente, foi possível medir os deslocamentos ao redor da estaca ao longo da profundidade, o que não seria possível com um solo opaco. Souza (2021) está fazendo uso de Laponita RD® para avaliação do comportamento de estacas em aterros reforçados sobre solos moles, visando quantificar o efeito de empuxo da argila sobre os elementos de fundação vizinhos. Os resultados obtidos têm demonstrando que a Laponita RD® tem potencial para tal aplicação.

O uso de solos transparentes normalmente é associado à análise de imagens obtidas por meio de um sistema de câmeras. A grande vantagem é que não é necessária a inserção de medidores de deslocamentos no meio. Após um tratamento inicial, onde a imagem é convertida em escala preto e



(a)



(b)

Fig. 17. Solos Transparentes aplicados em geotecnia: (a) aplicação a colunas granulares e (b) plano de referência com partículas de rastreamento em escala de preto e branco (Souza, 2021).

branco, as imagens são divididas em pixels e é possível obter vetores de deslocamentos ao longo do ensaio realizado. Há duas técnicas bastante empregadas para esse cálculo: *Digital Image Correlation* (DIC) e *Particle Image Velocimetry* (PIV). A primeira está relacionada ao estudo de deformações de diferentes tipos de materiais, enquanto a segunda, originária do próprio DIC, está voltada para os estudos de diferentes tipos de fluxos. Essas metodologias consistem no processamento de imagens sequenciais registradas ao longo de um experimento, a fim de determinar os vetores de deslocamento e retornar as deformações ocorridas no processo (DIC). Para o caso do PIV, são retornados a velocidade e direção do fluxo estudado (Souza, 2021). Por meio da técnica, com base em uma primeira imagem, que define o estado inicial da área analisada, utiliza-se uma equação de correlação para determinar os deslocamentos mais prováveis ocorridos na imagem capturada na sequência. Entretanto, para sua correta aplicação, é necessária a compreensão de alguns conceitos associados, seguindo uma sequência de etapas como a conversão da imagem para escala de preto e branco (Figura 17b).

Um exemplo de aplicação da técnica em geotecnia é o apresentado por Khatami et al. (2019), onde os autores estudaram o efeito de arqueamento de solo sobre estacas por meio de imagens com câmeras e uso de DIC. De acordo com a pesquisa, foi possível visualizar e quantificar as zonas formadas ao longo do processo de arqueamento e a distribuição das tensões. Essa técnica vem sendo empregada ao longo dos anos com diferentes aplicações na área de geotecnia, tais como testes de compressão simples de amostras de concreto, interação solo-geossintético em ensaios de arrancamento ou reforço de fundações com emprego de geossintéticos (Peng e Zornberg 2019, Abdulqader et al. 2020, Chen et al. 2020).

Conforme é possível observar, a técnica de solos transparentes tem imenso potencial de aplicação para pesquisas envolvendo geossintéticos em diferentes campos, uma vez que se trata de um método não intrusivo e com as ferramentas empregadas cada vez mais potentes, como a captação de imagens e a sua velocidade de processamento.

4.3 – Combinação de materiais de construção alternativos e reforço geossintético

4.3.1 Muro reforçado com utilização de resíduos de construção e demolição

Volumes consideráveis de resíduos são gerados em obras de construção civil. Tais resíduos são comumente dispostos em aterros sanitários, ocupando grandes volumes que poderiam ser

preenchidos por outros tipos de resíduos mais danosos ao meio ambiente. A título de exemplo, cerca de 70% dos resíduos que são dispostos no aterro sanitário da cidade de Brasília, Brasil, são resíduos de construção e demolição. Situação mais crítica ocorre quando tais resíduos são dispostos de forma clandestina, com evidentes impactos negativos ao meio ambiente. Assim, uma destinação mais apropriada para resíduos de construção implicará em menor acúmulo em aterros sanitários e benefícios ambientais, já que não seriam utilizados materiais naturais convencionais na execução de aterros de obras geotécnicas.

Santos et al. (2013 e 2014) apresentam resultados de pesquisas com dois muros reforçados com geossintéticos, com 3,6 m de altura, construídos com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) como material de aterro. Um dos muros (Muro 1) foi reforçado com uma geogrelha (aberturas com 20 mm x 20 mm), com rigidez à tração de 300 kN/m, e o outro (Muro 2) com um geotêxtil não tecido, agulhado, com rigidez (não confinada) de 15 kN/m. Ensaio de tração confinada neste mesmo geotêxtil imerso em material granular similar revelaram valores de rigidez à tração confinada semelhantes ao da geogrelha. A Figura 18 apresenta uma vista dos muros ao final da construção. Os muros foram instrumentados com medidores de recalques, medidores de deslocamentos na face, células de tensões totais, extensômetros para medição de deformações nos reforços e inclinômetro no pé de cada muro. O material de aterro (RCD-R) apresentava diâmetro de grãos D_{85} , D_{50} e D_{10} iguais a 15 mm, 2,1 mm e 0,032 mm, respectivamente, peso específico de 17,8 kN/m³, ângulo de atrito de 41° e coesão igual a 6 kPa. Como foram construídos sobre o solo colapsível da cidade de Brasília, DF, Brasil, um sistema de reservatórios (Fig. 18) permitiu a inundação do solo de fundação para se avaliar a influência do colapso desse solo no comportamento dos muros.

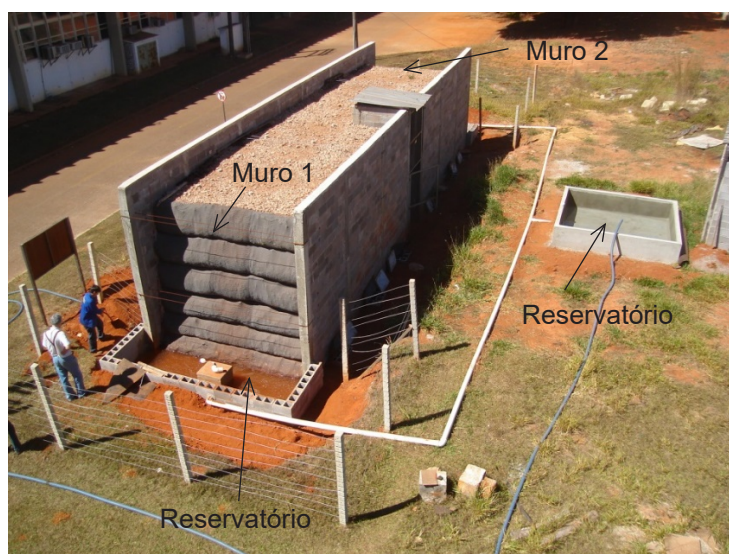


Fig. 18 - Muros experimentais construídos com resíduos de construção e demolição reciclados.

A Figura 19 apresenta resultados de variação de deformações medidas na geogrelha em 3 elevações a partir da base do muro ($y = 0, 1,2 \text{ m}$ e $3,0 \text{ m}$) ao longo de aproximadamente 1 ano de observação. Pode-se notar que, com exceção da camada na base do muro, as maiores deformações de tração ocorreram próximo à face da estrutura, mas com valores inferiores a 0,35%. Os resultados obtidos mostraram também que o colapso do solo de fundação por inundação causou recalques adicionais nos muros, mas não alterou significativamente as deformações de tração nos reforços.

Os resultados dos experimentos descritos acima evidenciam o potencial de utilização de resíduos de construção e demolição como aterro para obras em solo reforçados com geossintéticos. Góngora e Palmeira (2012) também observaram o bom desempenho de resíduos de construção e demolição como material de aterro de estradas não pavimentadas. Alkhorshid et al. (2019) reportam bons resultados de ensaios de laboratório de grandes dimensões em colunas granulares feitas de RCD-R e encamisadas com geotêxtil tecido. Santos (2007) e Vieira et al. (2020) também mostram o bom nível de interação entre RCD-R e geogrelhas por meio de ensaios de arrancamento de grandes dimensões.

4.3.2 Reforço de sublastro de ferrovia com rejeitos de mineração

Fernandes et al. (2008) e Palmeira (2016) avaliaram o desempenho de rejeitos de mineração como material de construção de sublastro na ferrovia Vitória-Minas. Esta ferrovia pertence à companhia Vale de mineração, tem cerca de 800 km de extensão, e está submetida a um tráfego intenso de trens transportadores de minério de ferro. O material alternativo de sublastro consistiu de uma mistura de 50% de um solo local silto-arenoso, 25% de resíduos de mineração (silte arenoso) e 25% do material convencional de sublastro. Tal mistura apresentou uma distribuição granulométrica com $D_{85} = 0,9$ mm, $D_{50} = 0,076$ mm e $D_{10} = 0,0012$ mm, consideravelmente mais fino que o material de sublastro convencionalmente utilizado ($D_{85} = 24,0$ mm, $D_{50} = 5,1$ mm e $D_{10} = 0,0075$ mm). O reforço utilizado foi uma geogrelha manufaturada com poliéster, com aberturas com 30 mm x 30 mm, resistência à tração (ensaio de faixa larga) igual a 65 kN/m e rigidez à tração secante a 5% de deformação igual a 520 kN/m. A Figura 20 apresenta a seção transversal de um dos trechos experimentais investigados. É importante frisar que o tráfego de trens sobre as seções experimentais era o mesmo que trafegava pela ferrovia. A Figura 21a apresenta uma vista de uma das seções experimentais e na Figura 21b são apresentados esquemas das seções experimentais com e sem reforço. A seção S1 foi a seção de referência, construída com o material de sublastro convencional. Nas seções S2 e S3 o material de sublastro alternativo foi reforçado com geogrelha instalada na base (seção S2) e no topo (S3) da camada. O sublastro da Seção S6 consistiu somente do material alternativo, sem presença de reforço, também para efeito de comparação.

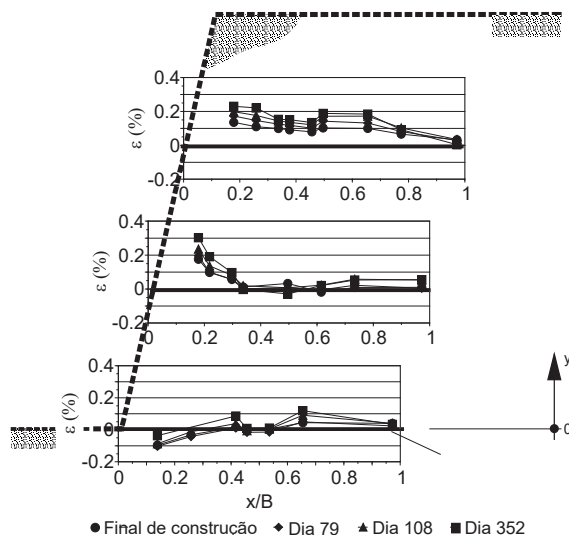
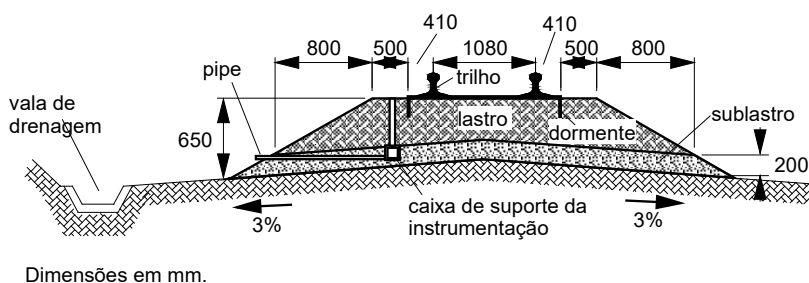


Fig. 19 - Deformações na geogrelha do Muro 1 (Santos, 2011).



A Figura 22a mostra resultados de deformações horizontais medidas na camada de sublastro em função do número de eixos que passaram sobre as seções experimentais S1, S3 e S6. Como esperado, as maiores deformações ocorreram na seção S6, construída com o material alternativo sem reforço, seguido pelas deformações observadas na seção de referência (S1). A seção reforçada com geogrelha (S3) apresentou deformações significativamente menores que as demais.

Resultados de ensaios de viga Benkelman no pavimento ferroviário são apresentados na Figura 22b. Nota-se a maior deformabilidade da seção com material alternativo de sublastro sem reforço (seção S6). Já as seções reforçadas (S2 e S3) apresentaram deformabilidade semelhante à seção de referência. Estes resultados mostram a significativa influência da presença da camada de reforço na melhoria do desempenho do material alternativo de sublastro.

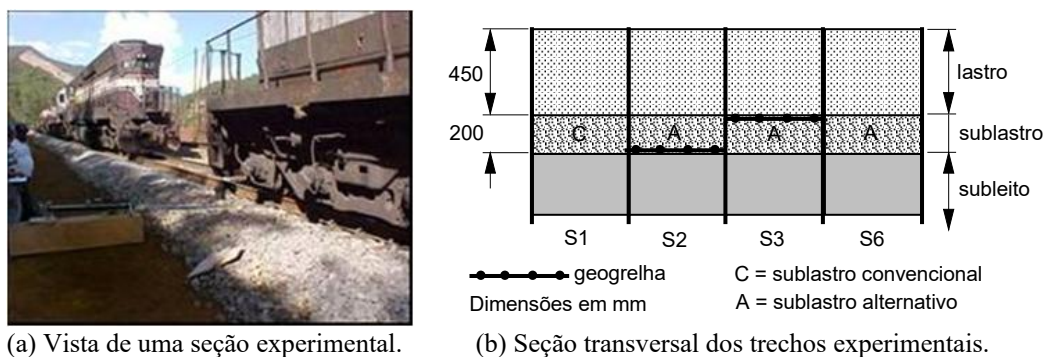


Fig. 21 – Seções experimentais na ferrovia Vitória-Minas (modificado de Palmeira 2016).

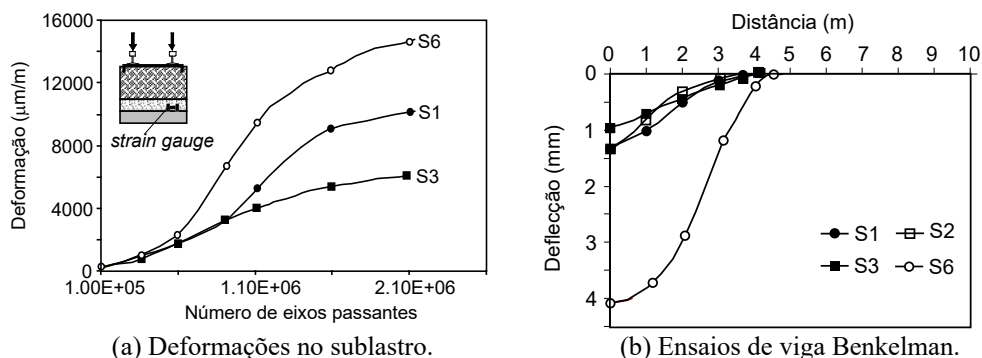


Fig. 22 – Deformabilidade do pavimento ferroviário.

Um benefício adicional trazido pela utilização de reforço geossintético no pavimento ferroviário foi a redução de quebra de grãos do lastro. A Figura 23 mostra a variação percentual de quebra de grãos do lastro em função do tempo de monitoramento e do número de eixos passantes sobre as seções experimentais. A seção de referência (S1) foi a que apresentou maior intensidade de quebra de grãos do lastro, seguida pela seção com sublastro alternativo sem reforço. Já as seções com sublastro reforçado com geogrelha apresentaram reduções significativas de quebra de grãos da camada de lastro. Tal comportamento se deve ao melhor confinamento lateral do pavimento ferroviário devido à presença da camada de reforço. A menor quebra de grãos da camada de lastro tem repercussão positiva na redução de custos de manutenção da ferrovia.

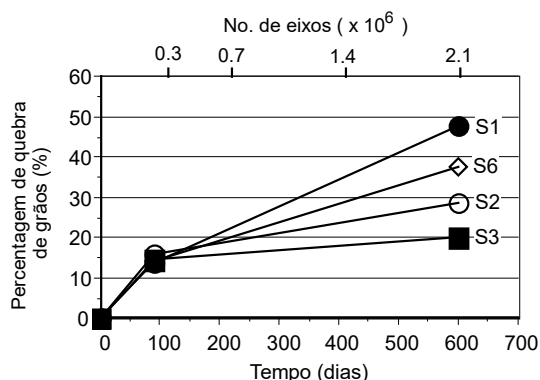


Fig. 23 – Quebra de grãos da camada de lastro ao longo do tempo

5 – PERSPECTIVAS

O futuro das aplicações de geossintéticos em obras geotécnicas e de proteção ambiental é certamente promissor. Algumas razões corroboram com tal expectativa. Primeiramente, por serem materiais manufaturados, desenvolvimentos científicos da ciência dos materiais e dos polímeros continuarão a permitir o surgimento de novos geossintéticos, aprimoramento de propriedades de geossintéticos existentes, e poderão também ampliar o campo de utilização destes materiais. Um desenvolvimento relativamente recente foram os geocompostos eletrocinéticos para drenagem (EKG) (Jones et al. 2006), que promovem a drenagem da água do subsolo por meio da eletrosmose, como comentado anteriormente nesse trabalho. Tal técnica tinha sido praticamente abandonada devido aos problemas associados à corrosão de componentes do sistema. Com o desenvolvimento dos geocompostos eletrocinéticos para drenagem, tal técnica foi retomada e vem sendo aplicada no adensamento de solos moles saturados, descontaminação de terrenos e melhoria de condições de estabilidade de encostas, por exemplo. Geocompostos argilosos (GCL) condutores de eletricidade também já estão disponíveis (USPAP, 2019), o que facilita a detecção de danos antes da disposição de resíduos sobre o GCL. Já existem geocompostos ativos, associados a componentes químicos, que podem ser utilizados para a descontaminação de terrenos, aterros sanitários e encapsulamento de lagoas de rejeitos (Huesker, 2020). Geogrelhas podem ser manufaturadas incorporando fibras óticas que permitem a determinação de suas deformações de tração a qualquer instante. Também já se dispõe de tecnologia para o desenvolvimento de geomembranas com sensores capazes de identificar regiões altamente tensionadas ou danificadas (Borns, 1997), com repercussão em obras em que tais geossintéticos sejam utilizados como barreiras contra líquidos e gases. Pesquisadores da Pennsylvania State University, EUA, desenvolveram um polímero multifásico capaz de autorregenerar cortes quando em contato com água (Messer, 2015). Certamente, tal descoberta, se estendida às geomembranas, permitirá o desenvolvimento de produtos menos susceptíveis a vazamentos, em consequência de danos, em obras hidráulicas e de disposição de resíduos.

Um sistema de filtro inovador foi utilizado na rodovia M56, Reino Unido (The Construction Index, 2019). Tal sistema incorpora partículas granulares capazes de tratar metais tóxicos e remover poluentes solúveis e sólidos que são trazidos por runoff. Kim et al. (2020) apresentam o desempenho de geotêxteis (tecidos e não tecido) revestidos com nano partículas magnéticas para aquecimento/transferência de calor em solos. Os autores observaram melhor desempenho de aquecimento quando geotêxteis não tecidos foram utilizados. Prambauer et al. (2019) apresentam estudo sobre a utilização de geotêxteis biodegradáveis, cujas aplicações são particularmente interessantes em situações em que se deseje que o geotêxtil tenha menor vida útil por razões ambientais.

Geossintéticos incorporando grafeno em sua fabricação já vêm sendo desenvolvidos (Kelsey, 2016). A incorporação de grafeno pode proporcionar geossintéticos com resistências à tração superiores à do aço, propriedades autoreparadoras, desempenho hidrofóbico e elevada condutividade elétrica. Prevê-se a criação de materiais nanocompósitos com propriedades anticorrosão em geotêxteis ou elevada capacidade de localização de pontos de vazamento em sistemas de barreiras. No ano de 2017, cerca de 10.000 m² de geotêxtil melhorado com grafeno foram utilizados pela empresa Queensland CSG, Austrália, para a detecção de furos em sistemas de barreiras (Kelsey, 2017). Tal sistema é capaz de detectar furos com diâmetros tão pequenos quanto 0,7 mm.

Outro aspecto que tende a fomentar cada vez mais a utilização de geossintéticos é a capacidade de tais materiais proverem soluções de engenharia que produzem menores impactos ambientais (Stucki et al., 2011, Frischknecht et al. 2012, Heerten, 2012, Damians et al., 2017, Touze, 2021). Comparativamente a soluções convencionais, soluções com geossintéticos podem reduzir substancialmente impactos provocados por emissão de gases nocivos à atmosfera, menor consumo de água, menor consumo de energia (renovável e não renovável) etc. A Figura 24 compara emissões de gás carbônico e consumo de energia associados a três tipos de estruturas de contenção (muro de gravidade de concreto, muro tipo cantilever e muro reforçado com geossintético) (Damians et al. 2017). Pode-se notar as significativas reduções em emissões e consumo de energia proporcionadas pela solução em muro reforçado.

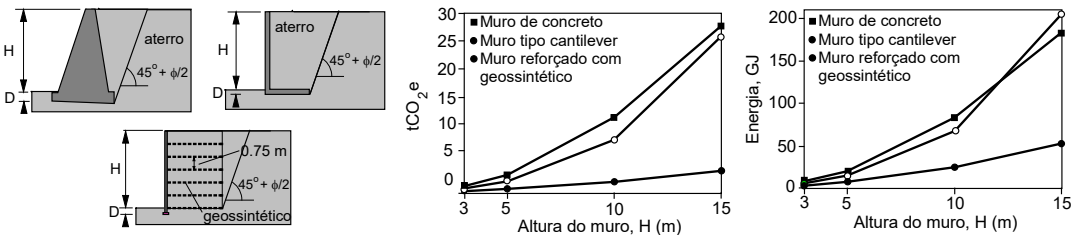


Fig. 24 - Redução de impactos ambientais proporcionados por um muro reforçado com geossintético (modificado de Damians et al., 2017).

A utilização de geossintéticos associados a materiais de construção alternativos potencializa os efeitos benéficos ao meio ambiente (Palmeira, 2016). Alguns exemplos deste tipo de associação foram descritos no presente trabalho, como nos casos de utilização de resíduos de construção e demolição reciclados e rejeitos de mineração reforçados com geossintéticos. Outras aplicações podem incluir geossintéticos combinados a pneus usados (inteiros ou triturados), garrafas plásticas e resíduos de construção em obras de drenagem (Palmeira, 2016). Tais associações deverão ser cada vez mais frequentes, em vista da necessidade crescente de reciclagem de resíduos e preservação de recursos naturais.

6 – CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou avanços e perspectivas de geossintéticos em aplicações em obras geotécnicas e de proteção ambiental. Foram apresentadas e discutidas utilizações destes materiais como filtros, barreiras e reforço em estudos e aplicações inovadoras. A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas.

Os geotêxteis são excelentes materiais para filtração. No entanto, dependendo da situação e do grau de severidade da utilização, as propriedades destes filtros podem ser alteradas em relação àquelas obtidas por metodologias de ensaio convencionais. Assim, a realização de ensaios especiais deve ser encorajada, particularmente em situações em que o filtro seja submetido a confinamento elevado e a solicitações de tração.

O emprego de geossintéticos para a redução da umidade de minério de ferro apresentou excelente desempenho, uma vez que os drenos propostos foram capazes de reduzir o teor de umidade do minério de 12% para cerca de 6%. Este fato reduz o risco da liquefação que ocorria dentro dos vagões que transportavam o minério até o Porto de São Luis, MA, reduzem a contaminação do lastro da ferrovia pela perda de minério e os custos de transportes.

Geomembranas de PEAD, de 1,5 mm de espessura, apresentaram excelente desempenhos em aplicações sob condições severas nas barragens de rejeitos de ouro de Jacobina e Fazendas Brasileiro. Entretanto, as geomembranas de PVC, instaladas em 2006, apresentavam profundos craqueamentos, com potencial de comprometer a estanqueidade do sistema. Os resultados obtidos mostram que a realização de ensaios em geossintéticos sob condições críticas, particularmente ensaios de durabilidade de longa duração para avaliação da degradação de geomembranas, deveriam se tornar práticas de rotina em projetos envolvendo utilização de geossintéticos em obras de mineração.

Os tubos geotêxteis apresentaram bom desempenho no confinamento, desaguamento e empilhamento dos rejeitos de ouro. A avaliação de tubos exumados, após 2 anos de vida útil, mostrou que o geossintético dos tubos apresentava resistência à tração próxima à do geotêxtil virgem. No entanto, cuidados devem ser tomados, especialmente no aspecto construtivo, para evitar deformações excessivas que possam comprometer o empilhamento de tubos. A utilização de geotêxteis em obras de mineração é certamente muito promissora, particularmente após acidentes recentes de grandes proporções em barragens de rejeitos no Brasil. A utilização de geotêxteis eletrocinéticos neste tipo de obra também é certamente interessante, por permitir uma maior eficiência na redução da umidade dos rejeitos confinados.

A utilização de reforço geossintético pode viabilizar a utilização de materiais de construção não convencionais, com benefícios como: redução do impacto ambiental provocado por tais materiais, redução da utilização de materiais naturais nobres e redução de custos. O presente artigo apresentou combinações bem sucedidas de reforços geossintéticos e rejeitos de mineração e resíduos de construção e demolição em pavimentos ferroviários e estruturas de contenção.

O uso de parâmetros de rugosidade na avaliação da resistência de interface entre geomembrana e outros materiais tem grande potencial. Nesse contexto, o emprego isolado da altura de aspereza na quantificação da aderência de interfaces por ser considerado inadequado.

O encamisamento geossintético de coluna granular aumenta a sua capacidade de carga e rigidez, e pode ser aplicado em colunas em solos moles e em solos colapsíveis. Este tipo de técnica de estabilização de aterros sobre solos compressíveis certamente terá aplicação crescente ao longo dos próximos anos. A possível quebra do material de preenchimento influencia os resultados e deve ser considerada, pois pode comprometer a eficiência da coluna na redução de recalques.

Apesar de ser uma técnica já conhecida, solos transparentes têm sido empregados nos últimos anos e possuem grande potencial para investigações envolvendo geossintéticos, particularmente em situações complexas, onde a realização de experimentos de campo ou de laboratório não sejam suficientes para um perfeito entendimento e quantificação da contribuição do geossintético.

Por serem materiais manufaturados, alguns avanços recentes nas áreas de ciência dos materiais, polímeros, nanotecnologia etc. já têm sido incorporados a produtos geossintéticos. As perspectivas são de que, no futuro, geossintéticos com melhores propriedades de engenharia e novos produtos sejam cada vez mais comuns na prática da engenharia.

As obras com geossintéticos impactam menos o meio ambiente que as alternativas convencionais. As reduções de impacto se evidenciam em reduções de emissões de gases nocivos ao meio ambiente, menor consumo de água, menores consumos de energias renováveis e não renováveis, menor acidificação etc. Como a preservação ambiental tem importância fundamental, as perspectivas são de que tais características fomentem mais ainda a utilização de geossintéticos em obras geotécnicas e geoambientais.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de registrar seus agradecimentos às seguintes instituições, que colaboraram de diferentes modos com as pesquisas descritas nesse artigo: Universidade de Brasília, Universidade Federal de Minas Gerais, CNPq, CAPES, FAP-DF e os fabricantes de geossintéticos que cederam seus produtos.

8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdulqader, A.; Rizos, D. C. (2020). *Advantages of using digital image correlation techniques in uniaxial compression tests*. Results in Engineering, vol. 6: 100109. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2020.100109>
- Afzali-Nejad, A.; Lashkari, A.; Farhadi, B. (2018). *Role of soil inherent anisotropy in peak friction and maximum dilation angles of four sand-geosynthetic interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 46, No. 6, pp. 869-881. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.08.003>
- Alkhorshid, N.R. (2017). *Analysis of geosynthetic encased columns in very soft soil*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-133/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.
- Alkhorshid, N.; Araújo, G. L. S.; Palmeira, E. M.; Zornberg, J. G. (2019). *Large scale load capacity tests on a geosynthetic encased column*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 47, pp. 632-641. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103458>
- Araújo, G. L. S.; Palmeira, E. M.; Cunha, R. P. (2009). *Behaviour of geosynthetic-encased granular columns in porous collapsible soil*. Geosynthetics International, vol. 16, nº 6: 433-451. <https://doi.org/10.1680/gein.2009.16.6.433>
- Asadi, A.; Huat, B. K.; Nahazanan, H.; Keykha, H. A. (2013). *Theory of electroosmosis in soil*. International Journal of Electrochemical Science, vol. 8, nº 1, pp. 1016–1025.
- ASTM D3080/D3080M, 2011. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM International, West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/D3080_D3080M-11
- Bacas, B.M.; Cañizal, J.; Konietzky, H. (2015). *Shear strength behavior of geotextile/geomembrane interfaces*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 7, nº 6, pp. 638-645. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.08.001>

- Beirigo, E. A. (2005). *Comportamento filtro-drenante de geotêxteis em Barragens de rejeitos de mineração*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 192 p.
- Bittar, R. J. (2017). *Comunicação pessoal*.
- Black, J. A. (2015). *Centrifuge Modelling With Transparent Soil and Laser Aided Imaging*. Geotechnical Testing Journal, vol. 38, nº 5, pp. 631-644.
- Borns, D. J. (1997). *Geomembrane with incorporated optical fiber sensors for geotechnical and environmental applications*. Proc. International Containment Technology Conference, St. Petersburg, Florida, pp. 1067-1073.
- Botelho, C. A. A (2019). *Estudo do comportamento de barreiras impermeáveis e detecção de vazamentos para gestão de risco em bacia de rejeito de mineração*. Monografia de Especialização em Segurança de Barragem, Universidade Federal da Bahia, 118 p.
- Brandl, H. (2010). *Geosynthetics applications for the mitigation of natural disasters*. 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, SP, Brasil, vol. 1, pp. 67-112.
- Briançon, L.; Girard, H.; Gourc, J. P. (2011). *A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 29, nº 5, pp. 472-482. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.04.002>
- Cardoso, F. H. C; Silva, V.L.; Maia, K. C. P.; Gardoni, M. G. G (2020). *Numerical modelling of geotextile tubes*. 4th Pan American Conference on Geosynthetics, Rio de Janeiro, Brazil. Meio Digital.
- Chen, J.; Guo, X.; Sun, R.; Rajesh, S.; Jiang, S.; Xue, J. (2020). *Physical and numerical modelling of strip footing on geogrid reinforced transparent sand*. Geotextile and Geomembranes, vol. 49, nº 2, pp. 399-412. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.01>
- Damians, I. P.; Bathurst, R. J.; Adroguer, E. G.; Josa, A.; Lloret, A. (2017). *Environmental assessment of earth retaining wall structures*. Environmental Geotechnics, vol. 4, nº 6, pp. 415-431, <http://dx.doi.org/10.1680/jenge.15.00040>
- Dyer, M. R. (1985). *Observation of stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement*. PhD Dissertation. University of Oxford, UK.
- Ezzein, F. M.; Bathurst, R. J. (2014). *A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 42, nº 3, pp. 246-255. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.04.003>
- Ferreira, J. C. (2009). *Estudos sobre drenagem e redução de umidade do minério de ferro de Carajás com a utilização de geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 92 p.
- Fourie, A. B.; Addis, P. C. (1997). *The effect of in-plane tensile loads on the retention characteristics of geotextiles*. Geotechnical Testing Journal, vol. 20, nº 2, pp. 211-217.
- Fourie, A. B.; Addis, P. C. (1999). *Changes in filtration opening size of woven geotextiles subjected to tensile loads*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 17, pp. 331-340.
- Fourie, A. B.; Kuchena, S. M. (1995). *The influence of tensile stresses on the filtration characteristics of geotextiles*. Geosynthetics International, vol. 2, nº 2, pp. 455-471.

- Fowler, J.; Larkins, K.; Duke, M. (2005). *Dredging aerobis digested biosolids into geotextile tubes for dewatering*. New Orleans East Municipal Sewage Treatment Plant., New Orleans, LA., USA.
- Frischknecht, R.; Stucki, M.; Büsser, S.; Itten, R. (2012). *Comparative life cycle assessment of geosynthetics versus conventional construction materials*. Ground Engineering, vol. 45, nº 10, pp. 24–28.
- Ganiyu, A. A.; Rashid, A. S. A.; Osman, M. H. (2016). *Utilisation of transparent synthetic soil surrogates in geotechnical physical models: A review*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 8, nº 4, pp.: 568-576. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.009>
- Gardoni, M. G. A. (2000). *Estudo do comportamento dreno-filtrante de geossintéticos sob compressão*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- Gardoni, M. G. A., Morais, F. T. (2019). *Avaliação da resistência de geomembranas envelhecidas em laboratório e exumadas de barragens de rejeito de mineração de ouro*. VIII Congresso Brasileiro de Geossintéticos e IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, São Carlos, SP, Meio digital, Brasil.
- Gardoni, M. G.; Palmeira, E. M (2002) *Microstructure and pore characteristics of synthetic filters under confinement*. Geotechnique, vol. 52, nº 6, pp. 405-418.
- Góngora, I. A. G.; Palmeira, E. M. (2012). *Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades*. Geosynthetics International, Vol. 19, No. 2, pp. 191-199. <https://dx.doi.org/10.1680/gein.2012.19.2.191>
- Gu, M.; Zhao, M.; Zhang, L.; Han, J. (2016). *Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests*. Geosynthetics International, vol. 23, nº 2, pp. 100–112. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.15.00035>
- Halabi, A. L. M.; Pimentel, K.; Gardoni, M. G. (2020). *Analysis of the Shear Stress Distribution on the Interface Shear Test for a Texturized Geomembrane and Gold Mining Underflow*. 4th Pan American Conference on Geosynthetics, Rio de Janeiro, Meio digital, Brazil.
- Hebeler, G. L.; Frost, J. D.; Myers, T. (2005). *Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 23, nº 1, pp. 77-105. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2004.06.002>
- Heerten, G. (2012) *Reduction of climate-damaging gases in geotechnical engineering practice using geosynthetics*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 30, pp. 43–49.
- Hosseinpour, I.; Soriano, C.; Almeida, M. S. S. (2019). *A comparative study for the performance of encased granular columns*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 11, pp. 379-388. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.00>
- Huesker (2020). *Environmental protection with active geocomposites*. Huesker, https://www.geosynthetica.com/wp-content/uploads/PB_Tektoseal_Active_GB.pdf, Acessado em 15/11/2020.
- Iskander, M.G.; Liu, J.; Sadek, S. (2002). *Transparent amorphous silica to model clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 128, nº 3, pp. 262-273. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:3\(262\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:3(262))

- ISO 4287:1997 - *Geometrical Product Specifications (GPS) — Surface texture: Profile method — Terms, definitions and surface texture parameters*. 25 p.
- ISO 12957-2:2005. *Geosynthetics — Determination of friction characteristics — Part 2: Inclined plane test*. 10 p.
- Jones, C. J. F. P.; Glendinning, S.; Huntley, D.T.; Lamont-Black, J. (2006). *Soil consolidation and strengthening using electrokinetic geosynthetics - Concepts and analysis*. Geosynthetics, J. Kuwano & J. Koseki (editores), Millpress, Rotterdam, vol. 1, pp. 411-414.
- Khatami, H.; Deng, A.; Jaksa, M. (2019). *An experimental study of the active arching effect in soil using the digital image correlation technique*. Computers and Geotechnics, vol. 108, pp. 183-196. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.023>.
- Kelsey, C. (2016). *Graphene-enhanced geotextiles*. <http://www.geosynthetica.net/graphene-enhanced-geotextiles-imagine-geofabrics/>. Acessado em 24/06/2016.
- Kelsey, C. (2017). *Graphene-enhanced geotextiles coming to US with Haydale agreement*. <https://www.geosynthetica.com/graphene-enhanced-geotextiles-imagine-hadale/>. Acessado em 26/11/2020.
- Kim, I.; Best, C.; Seunghye, K. (2020). *Feasibility of electromagnetic soil heating using magnetic nanoparticle-coated geotextiles*. Géotechnique Letters, vol. 10, pp. 149-154. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00098>
- Lawson, C. R. (2008) *Geotextile Containment for Hydraulic and Environmental Engineering*. Geosynthetics International, vol. 15, nº 6, pp. 384-427.
- Messer, A.E. (2015). *Water heals a bioplastic*. Penn State News, University of Pennsylvania, USC, at <http://news.psu.edu/story/367826/2015/09/01/research/water-heals-bioplastic>, Acessado em 1/09/2015.
- Moo-Young, H.; Ochola, C. (1999). *Strain effects on the filtration properties of geotextiles*. Geosynthetics'99, vol. 2, pp. 757-768.
- Morais F. T.; Gardoni, M. G. A. (2020). *Geotextile tubes to dewater and confine gold tailings*. 4th Pan American Conference on Geosynthetics, Rio de Janeiro, Meio digital, Brazil.
- Morais, F. T. (2020) - *Performance of a drained stacking with geotextile tubes - new proposal for disposal of mining fine waste*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia. 187 p.
- Moreira, T. B. G., (2011). *Avaliação experimental de sistemas de drenagem com geossintéticos para diminuição de umidade no minério de ferro do complexo minerador da Serra de Carajás*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia. 227 p.
- Nagula, S. S.; Nguyen, D. M.; Grabe, J. (2018). *Numerical modelling and validation of geosynthetic encased columns in soft soils with installation effect*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 46, nº 6, pp. 790-800. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2018.07.011>
- Oliveira, W. S.; Gardoni, M. G. A.; Morais, F. T. C. (2018). *Avaliação de Fatores de Influência no Ensaio do Cone Têxtil*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica COBRAMSEG 2018, pp. 122-131, Salvador.
- Oliveira, W. S. (2019). *Avaliação do potencial da utilização de formas têxteis tubulares e geotêxteis eletrocinéticos para aceleração do desagregamento e disposição de rejeito de mineração de*

ouro. VIII Congresso Brasileiro de Geossintéticos e IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, São Carlos, SP, Meio digital, Brasil.

- Palmeira, E. M. (2016). *Sustainability and innovation in geotechnics: Contributions from geosynthetics*. Soils and Rocks, vol. 39, n° 2, pp. 113-135.
- Palmeira, E. M. (2020). *A review on some factors influencing the behaviour of nonwoven geotextile filters*. Soils and Rocks, vol. 43, n° 3, pp. 351-368.
- Palmeira, E. M.; Gardoni, M. G. A. (2000a). *The influence of partial clogging and pressure on the behaviour of geotextiles in drainage systems*. Geosynthetics International, Special Issue on Liquid Collection Systems, vol. 7, n°s 4-6, pp. 403-431.
- Palmeira, E. M.; Gardoni, M. G., (2000b). *Geotextiles in filtration: a state-of-the-art review and remaining challenges*. International Symposium on Geosynthetics in Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering, in conjunction with GeoEng 2000, M. Bouazza (Ed.), Melbourne, Australia, pp. 85-110.
- Palmeira, E. M. *Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente* (2018). Oficina de Textos, São Paulo, SP, 294 p.
- Palmeira E. M.; Beirigo E.A.; Gardoni M. G. (2010) *Tailings-nonwoven geotextile filter compatibility in mining applications*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 28, pp. 136–148. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.10.004>
- Palmeira, E. M.; Gardoni, M. G.; Luz, D. W. B. (2005). *Soil-Geotextile Filter Interaction under High Stress Levels in the Gradient Ratio Test*. Geosynthetics International, vol. 12 n° 4, pp. 162-175.
- Palmeira, E. M.; Melo, D. L. A.; Moraes-Filho, I. P. (2019). *Geotextile filtration opening size under tension and confinement*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 47, pp. 566-576. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmen.2019.02.004>
- Palmeira, E. M.; Tatsuoka, F.; Bathurst, R. J.; Stevenson, P. E.; Zornberg, J. G. (2008). *Advances in geosynthetics materials and applications for soil reinforcement and environmental protection works*. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 13, pp. 1-38.
- Palmeira, E. M.; Trejos Galvis, H. L. (2017). *Opening sizes and filtration behaviour of nonwoven geotextiles under confinement and partial clogging conditions*. Geosynthetics International, vol. 24, n° 2, pp. 125-138.
- Peng, X.; Zornberg, J. G. (2019). *Evaluation of soil-geogrid interaction using transparent soil with laser illumination*. Geosynthetics International, vol. 26, n° 2, pp. 206-221. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.19.00004>.
- Prambauer, M.; Wendeler, C.; Weitzenböck, J.; Burgstaller, C. (2019). *Biodegradable geotextiles – An overview of existing and potential materials*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 47, pp. 48-59. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.09.006>
- Raithel, M.; Kempfert, H. -G.; Kirchner, A. (2002). *Geotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils*. Geosynthetics – Proceedings of the 7th ICG: 1025-1028.
- Reyes Ramirez, R.; Gourc, J.P. (2003). *Use of the inclined plane test in measuring geosynthetic interface friction relationship*. Geosynthetics International, vol. 10, n° 5, pp. 165–175. <https://doi.org/10.1680/gein.2003.10.5.165>

- Riccio, M.; Almeida, M. S. S.; Hosseinpour, I. (2015). Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. *Geosynthetics International*, vol. 22, no. 6, pp. 428-438, <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00023>
- Sampaio S. S.; Gardoni M. G. A.; Palmeira E. M.; Park J. A. (2014). *Stability analyse of Jacobina's tailings dam, based on interface parameters of geomembrane-tailings obtained from laboratory tests*. 10th International Conference on Geosynthetic, pp. 156-164, Berlin, Germany.
- Sampaio S. S.; Gardoni M. G. A.; Palmeira E. M. (2015). *Interface and mechanical damage tests on geosynthetics used in gold tailings dams in Brazil*. 2^a Conferência Internacional Dam World, LNEC, pp. 128-136, Lisboa, Portugal.
- Sampaio, S.; Pimentel K., Halabi, A.; Gardoni M. G. A. (2017). *Stability Analysis of a Gold Tailings Dam Lined with HDPE Geomembrane*. First International Conference on Technology and Applications of Geosynthetics. Meio digital, Santiago, Chile.
- Sánchez, N. P. (2018). *Estudo de alguns aspectos que influenciam a aderência entre geossintéticos e diferentes materiais*, Publicação G.TD-144/18, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- Santos, E. C. G. (2011). *Avaliação experimental de muros reforçados executados com resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) e solo fino*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Santos, E. C. G. (2007). *Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil.
- Santos, L. S.; Gardoni M. G. A. (2014). *Study of the durability of geomembranes for waterproofing of reservoirs of gold tailings dams in Brazil*. 10th International Conference on Geosynthetic, pp. 184-192, Berlin, Germany.
- Santos, L. S.; Gardoni M. G. A. (2016). *Evaluation of Geomembranes Degradation Aged of Laboratory and Exposed to Weathering*. 3rd Pan American Conference on Geosynthetics, Meio digital, Miami Beach, USA.
- Santos, E. C. G.; Palmeira, E.M.; Bathurst, R.J. (2013). *Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation*. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 39, n° 1, pp. 9–19.
- Santos, E. C. G.; Palmeira, E. M.; Bathurst, R. J. (2014). *Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground*. *Geosynthetics International*, vol. 21, n° 4, pp. 256-269. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.14.00013>
- Silva, L. C. F (2017) *Uso de tubos geotêxteis para confinamento, desaguamento e empilhamento de rejeito de ouro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia. 160 p.
- Silva, V. L. (2019). *Análise do comportamento de tubos geotêxteis para confinamento de rejeito fino de mineração por meio de modelagem numérica*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia. 168 p.
- Silva V. L.; Gardoni M. G. A.; Maia K. C. P. (2021). *Numerical modeling of geotextile tubes filling process with gold mine tailings*. *Geosynthetics International* (in press).

- Souza, H. P. (2021). *Análise experimental do efeito das cargas assimétricas sobre estacas de fundação executadas em argilas moles com uso de laponita RD®*. Seminário de Doutorado. Universidade de Brasília. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 20 p.
- Stucki, M.; Büsser, S.; Itten, R.; Frischknecht, R.; Wallbaum, H. (2011). *Comparative life cycle assessment of geosynthetics vs. conventional construction materials*. Research Report, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 81 p.
- The Construction Index (2019). *Pollution-busting drain filter installed on M56*. The Construction Index. <https://www.theconstructionindex.co.uk/news/view/innovative-drain-filter-installed-on-m56>. Acessado em 11/09/2019.
- Touze, N. (2021). *Healing the world: a geosynthetic solution*. Geosynthetics International, vol. 28, nº 1, pp. 1-31. <https://doi.org/10.1680/jgein.20.00023>
- USPAP (2019). *Geosynthetic clay liner with electrically conductive properties*. United States Patent Applications Publication, Pub. No. US 2019/0212222 A1, USA.
- Vieira, C.S.; Pereira, P.; Ferreira, F.; Lopes, M.L. (2020). *Pullout behaviour of geogrids embedded in a recycled construction and demolition material. Effects of specimen size and displacement rate*. Sustainability, vol. 12, pp. 1-19, <http://doi:10.3390/su12093825>
- Wallace, J. F.; Rutherford, C. J. (2015). *Geotechnical properties of Laponite RD®*. Geotechnical Testing Journal, vol. 38, nº 5, pp. 574-587. <https://doi.org/10.1520/GTJ20140211>
- Wilke, M.; Breytenbach, M.; Reunanen, J.; Hilla, V.M. (2015). *Efficient environmentally sustainable tailings treatment and storage by geosynthetic dewatering tubes: Working principles and Talvivaara case study*, Intern. Symposium Tailings and Mine Waste, pp. 607-614, Vancouver.
- Wu, C. S.; Hong, Y. S.; Wang, R. H. (2008). *The influence of uniaxial tensile strain on the pore size and filtration characteristics of geotextiles*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 26, nº 3, pp. 250-262. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.004>.
- Yang, Y.; Wei, Z.; Cao, G.; Yang, Y.; Wang, H.; Zhuang, S.; Lu, T. (2019). *A case study on utilizing geotextile tubes for tailings dams construction in China*. Geotextile and Geomembranes, vol. 47, pp. 187-192.
- Yuan, B.; Sun, M.; Xiong, L.; Luo, Q.; Pradan, S. P.; Li, H. (2020). *Investigation of 3D deformation of transparent soil around a laterally loaded pile based on a hydraulic gradient model test*. Journal of Building Engineering, vol. 28, 101024, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.101024>
- Zhang, L.; Xu, Z.; Zhou, S. (2020). *Vertical cyclic loading response of geosynthetic-encased stone column in soft clay*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 48, nº 6, pp. 897-911. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.07.006>
- Zhuang, Y.; Azzam, R.; Klapperich, H. (2015). *Electrokinetics in geotechnical and environmental engineering*. RWTH Aachen University, Aachen, Alemanha. ISSN 0341-3853. 187 p.

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE PILOTES GEOTÉRMICOS. ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Mechanical behaviour of energy piles. Experimental studies

Fernando Pardo de Santayana^a, Cristina de Santiago^b, María de Groot^c

^a Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, España

^b Instituto Geológico y Minero de España, España

^c Ministerio de Derechos Sociales y Agenda 2030, España

RESUMEN – El artículo se centra en los estudios experimentales sobre el comportamiento mecánico de los pilotes geotérmicos. Se presenta de forma resumida el proyecto español PITERM (2011-2013), sobre un pilote experimental de hormigón prefabricado, hincado en Valencia, y sometido a cargas mecánicas y térmicas, simulando su funcionamiento durante el verano, en modo climatización. Se incluye una breve revisión de pruebas experimentales realizadas en diferentes países, cuyos resultados van al encuentro de los obtenidos en PITERM, confirman el modelo conceptual representativo de un comportamiento termo-elástico, para los niveles de cargas térmicas esperables en las aplicaciones reales, y revelan la importancia del perfil de terreno atravesado y de las condiciones de restricción en pie y cabeza del pilote. Se hace también una pequeña revisión de trabajos experimentales sobre modelos a escala reducida en centrífuga, y se finaliza con algunos apuntes sobre las líneas de investigación más recientes a nivel internacional.

SYNOPSIS – The paper focuses on experimental studies on the mechanical behavior of energy piles, subjected to thermal and mechanical loads simultaneously. The PITERM Spanish project (2011-2013) is presented and summarized, consisting of an experimental pre-cast driven pile in Valencia, subjected to mechanical and thermal loads, simulating its use working as a cooling system, during summertime. A brief review of experimental tests carried out recently in different countries is included. The results of these tests meet those obtained in the PITERM project. All of them confirm the conceptual model representative of a thermo-elastic behavior, for the levels of thermal loads expected in the actual applications. Additionally, they reveal the importance of the ground geotechnical profile and the conditions of restriction at toe and head of the pile. A basic overview of physical modeling tests in geotechnical centrifuge and some notes on the latest research lines at the international level are also included.

Palabras Clave – Pilote geotérmico, comportamiento termo-mecánico, ensayo a escala real.

Keywords – Energy pile, thermo-mechanical behaviour, full-scale test.

1 – INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento de la energía geotérmica somera en un edificio o estructura se basa en la mayor eficiencia energética del intercambio de calor con el terreno, en vez de con el aire, por su mayor estabilidad térmica frente a oscilaciones estacionales y por su capacidad de almacenamiento de calor. Se consigue la calefacción del edificio en la estación fría y su refrigeración en el verano a través del intercambio de calor con el terreno, con la ayuda de una bomba de calor, con un

E-mails: f.pardo.s@cedex.es (F. Santayana), c.desantiago@igme.es (C. Santiago), mdgervia@gmail.com (M. Groot)

ORCID: orcid.org/0000-0002-1538-7338, orcid.org/0000-0002-2523-1062, orcid.org/0000-0002-1440-9531.

considerable ahorro energético. De especial interés para la ingeniería geotécnica son las instalaciones de aprovechamiento térmico asociadas a elementos estructurales como muros-pantalla, losas o, como el caso en cuestión, pilotes. Los pilotes termoactivos deben compaginar su función estructural con la de intercambiadores de energía con el terreno, aprovechando la elevada capacidad de transferencia térmica del hormigón, para lo cual se colocan en su interior conducciones hidráulicas por las que circula fluido caloportador. Para el adecuado funcionamiento como elemento de cimentación del pilote, debe verificarse que ni su comportamiento estructural ni su capacidad portante (resistencia por fuste y por punta) se ven significativamente afectados por los ciclos de intercambio de calor con el terreno.

Para la activación térmica de un pilote, in situ o prefabricado, se introduce en su interior una serie de tubos de plástico, generalmente de polietileno de alta densidad, en cuyo interior circula el fluido portador del calor. Normalmente, en el caso de pilotes in situ, los tubos se atan a la armadura del pilote y se introducen en el terreno con ella antes del hormigonado. Debido a los cambios de temperatura a los que se ven sometidos, el comportamiento geotécnico de los pilotes resulta más complejo en función del rango de oscilación térmica, las condiciones del terreno circundante y los grados de libertad que permiten su movimiento o deformación. En primer lugar, debido al aumento o disminución de la temperatura, el pilote tenderá a expandir o contraer proporcionalmente a su coeficiente de dilatación térmica. El terreno que se encuentra en torno al pilote constriñe esta tendencia a la dilatación o contracción, generando en consecuencia tensiones internas de origen térmico, denominadas cargas térmicas. Por otro lado, las variaciones cíclicas de temperatura pueden afectar al comportamiento geotécnico del terreno que rodea el pilote. Además, las diferencias de temperatura pueden producir gradientes hidráulicos parásitos de origen térmico. Finalmente, las oscilaciones térmicas del pilote ocasionadas por su explotación como elemento termoactivo son cíclicas, con periodicidades diarias, mensuales y anuales. La temperatura se convierte así en una sollicitación de tipo dinámico que puede afectar al comportamiento a largo plazo del sistema suelo-estructura.

El comportamiento mecánico de pilote geotérmico se puede explicar, en primera aproximación, a partir del modelo propuesto por Bourne-Webb *et al.* (2013), creado a partir de experiencias pioneras en Austria, Inglaterra y Suiza. Si una columna equivalente en composición y longitud al pilote estudiado es sometida a una carga térmica sin restricciones físicas a su movimiento o deformación axial, se desarrollará una deformación uniforme de origen térmico (ε_T): $\varepsilon_T = \lambda \cdot \Delta T$, donde ε_T es la deformación axial debido a la carga térmica aplicada, λ es el coeficiente de dilatación térmica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$) y ΔT es la diferencia de temperatura ($^{\circ}\text{C}$). En tales condiciones, la longitud del pilote variará: $\Delta L_{\text{libre}} = \varepsilon_T \cdot L_0$, donde L_0 es la longitud inicial del pilote (m). El valor de ΔL_{libre} constituye, por lo tanto, una cota superior del valor del desplazamiento de la cabeza del pilote por efecto térmico. Si, por el contrario, el pilote se encuentra totalmente restringido y no se le permite deformarse axialmente variando su longitud, se desarrollará una carga axial uniforme de origen térmico, N_T , (kN): $N_{T,\text{fijo}} = \varepsilon_T \cdot A \cdot E$, donde A es el área de la sección del pilote (m^2) y E es el módulo de Young (Pa) del material que compone la columna. Este valor, $N_{T,\text{fijo}}$, es, a su vez, el límite superior que puede adoptar la carga axial debida al efecto térmico. Por otro lado, si se asume que el terreno es homogéneo, que la resistencia generada es uniforme a lo largo de todo el fuste, que no hay constricciones en cabeza y pie del pilote, que no hay cargas mecánicas y que los cambios térmicos son uniformes en toda su longitud del pilote, el máximo de la carga axial generada térmicamente (por calentamiento o enfriamiento) se situará en el punto medio de la longitud del pilote; en ese punto, la deformación de origen térmico será nula y las tensiones tangenciales fuste-pilote invierten su sentido; ese punto se denomina punto o plano neutro, y su profundidad real dependerá de las condiciones de contorno: cargas mecánicas, variaciones de la resistencia por fuste a lo largo del pilote, restricciones en cabeza y pie (Bourne-Webb y Bodas Freitas, 2020). En la Figura 1 se representan diferentes casos simplificados, correspondientes a un pilote flotante, resistiendo sólo por fuste, sin constricciones por punta o cabeza, de acuerdo con este modelo.

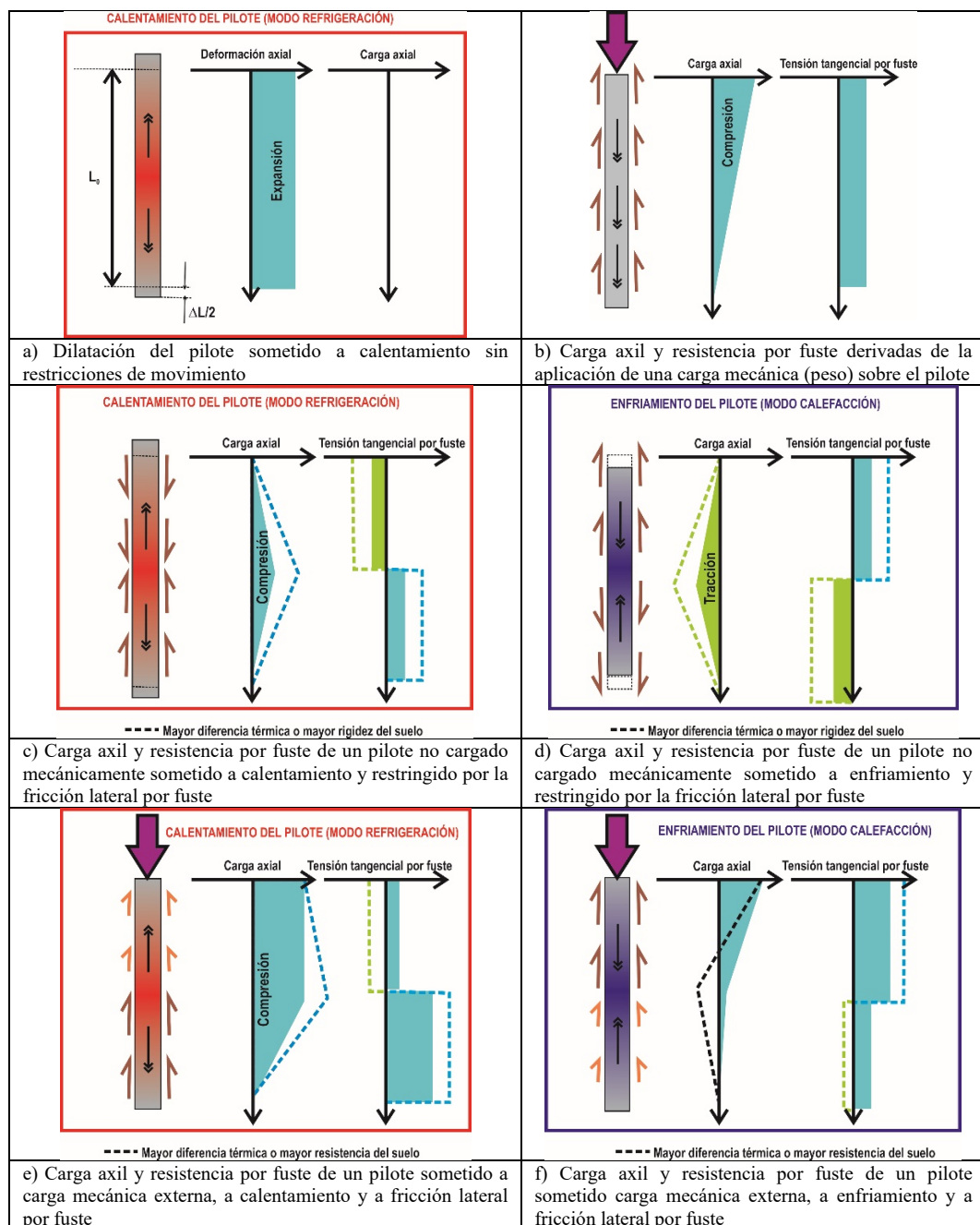


Fig. 1 – Modelo simplificado de comportamiento termo-mecánico de un pilote flotante (adapt. de Bourne-Webb *et al.*, 2013).

Diferentes experiencias y proyectos de investigación se han llevado a cabo en los últimos años para conocer los fenómenos de transferencia de calor y de carga mecánica entre un pilote geotérmico y el terreno circundante bajo las acciones combinadas mecánicas y térmicas, en particular, en

términos de restricciones de movimiento en la cabeza, fuste y punta del pilote y de generación de tensiones internas y deformaciones. En los apartados siguientes se presentan algunos de ellos, así como las líneas de estudio actuales sobre la cuestión.

2 – ANTECEDENTES: PRIMEROS ESTUDIOS Y EXPERIENCIAS

Los antecedentes de este tipo de tecnología hay que situarlos en varios países europeos como Austria (Brandl, 2006), Suiza (Laloui *et al.*, 2003; 2006; Laloui, 2008; 2011), Inglaterra (Bourne-Webb *et al.*, 2009; 2013, Amatya *et al.*, 2012) o Alemania (Katzenbach *et al.*, 2008, 2011), algunos de ellos con una notable trayectoria de utilización. Ya en el año 2003 (Laloui, 2008), de los 1110 GWh de energía geotérmica producidos en Suiza en el año, un 1,2 %, (13 GWh) fueron extraídos del terreno mediante cimentaciones termoactivas. Se relacionan a continuación algunas de estas experiencias pioneras.

2.1 – Ensayo experimental in situ de un pilote geotérmico en Austria

El Centro de Rehabilitación de Bad Schallerbach (Viena) es un edificio de siete plantas, dos de ellas subterráneas, con un volumen de 90.000 m³, una superficie útil de 21.500 m² que se construyó en una pendiente inestable proclive al deslizamiento. Brandl (2006) describe con detalle la obra, la instrumentación y los resultados obtenidos. La cimentación de este edificio se realizó en los años 1994-1995. Se construyeron 175 pilotes in situ de 120 cm de diámetro y diferentes profundidades, entre 9 y 18 m, de los cuales, 143 son geotérmicos. Uno de los pilotes fue instrumentado mediante células de presión en pie y cabeza, extensómetros a tres niveles del fuste y medidores de temperatura a cinco niveles diferentes, con el fin de estudiar los efectos de los cambios de temperatura en la capacidad portante, en particular, en la resistencia por fuste movilizada a lo largo del tiempo y, en especial, durante la extracción de energía. En la Figura 2 se observa el perfil de deformaciones debidas a las cargas mecánicas, térmicas y totales. Se representan las deformaciones medidas entre febrero de 1996 y febrero de 1998, período que incluye la fase final de construcción del edificio y la primera fase estacional de aprovechamiento geotérmico, iniciado en otoño de 1997. Se observa claramente que el efecto de la carga mecánica domina la parte superior del pilote y disminuye a medida que aumenta la profundidad y se va transfiriendo por fuste al terreno.

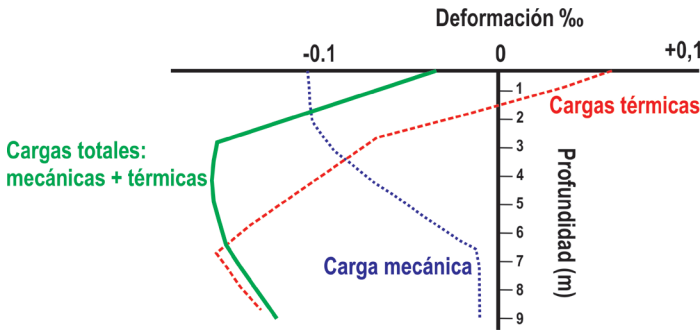


Fig. 2 – Perfil en profundidad de las deformaciones de origen mecánico, térmico y totales (trad. de Brandl, 2006).

Por otro lado, las deformaciones debidas a cargas de origen térmico se incrementan notablemente con la profundidad, llegando, en este caso, a ser muy importantes en la parte inferior del pilote. En definitiva, la deformación total generada por la suma de ambas cargas (mecánicas + térmicas) resulta ser considerablemente mayor que la generada únicamente a partir de cargas mecánicas.

2.2– Ensayo experimental in situ de un pilote geotérmico en Suiza

Aprovechando la construcción de un edificio nuevo en la École Polytechnique Fédérale de Lausana (Suiza), se activó térmicamente uno de los 97 pilotes de la cimentación. Los detalles del estudio se desarrollan en los trabajos de Laloui *et al.* (2003, 2006). La cimentación del edificio, de 100 m de longitud por 30 m de anchura, consistía en 97 pilotes con una longitud media aproximada de 25 m. El pilote ensayado (Figura 3a), de 25,8 m de longitud y 0,88 m de diámetro, contaba en su interior con un intercambiador de polietileno de alta densidad en U simple. Además, se instalaron numerosos sensores con el fin de registrar deformación, temperatura y carga durante el estudio (Laloui *et al.*, 2006): 28 extensómetros de cuerda vibrante para medir las deformaciones verticales a lo largo del pilote; 24 sensores de fibra óptica de 1m de largo para medir la deformación axial; 5 sensores de fibra óptica de 2 metros de largo para medir las deformaciones radiales a 5 profundidades diferentes; 4 extensómetros de cuerda vibrante en cabeza del pilote; y 1 célula de carga para medir la carga en la punta del pilote.

La carga mecánica fue la ejercida por el peso del propio edificio en construcción. Se realizó un ciclo térmico (calentamiento y enfriamiento posterior) antes del inicio de la construcción del edificio y, posteriormente, un ciclo térmico tras la construcción de cada una de las seis plantas del edificio. La diferencia entre el primer ciclo térmico y los sucesivos radica en las condiciones de ensayo. Antes del inicio de la construcción del edificio, el pilote no estaba sometido a ninguna carga mecánica externa que restringiese sus movimientos. El comportamiento del pilote se deforma condicionado únicamente por la oscilación térmica, el coeficiente de dilatación térmica del pilote y la fricción con el terreno circundante. En los ensayos posteriores, el movimiento vertical en cabeza estuvo condicionado por el peso del edificio construido, dando lugar a que se generasen tensiones internas en el pilote de origen térmico, que se traducían en una carga axial adicional. En la Figura 3b se representan las deformaciones verticales generadas durante el primer ciclo de calentamiento-enfriamiento a una determinada profundidad en el pilote, antes de la aplicación de las sobrecargas mecánicas. Se observa un comportamiento termo-elástico lineal, es decir, con desplazamientos reversibles del pilote con respecto al suelo.

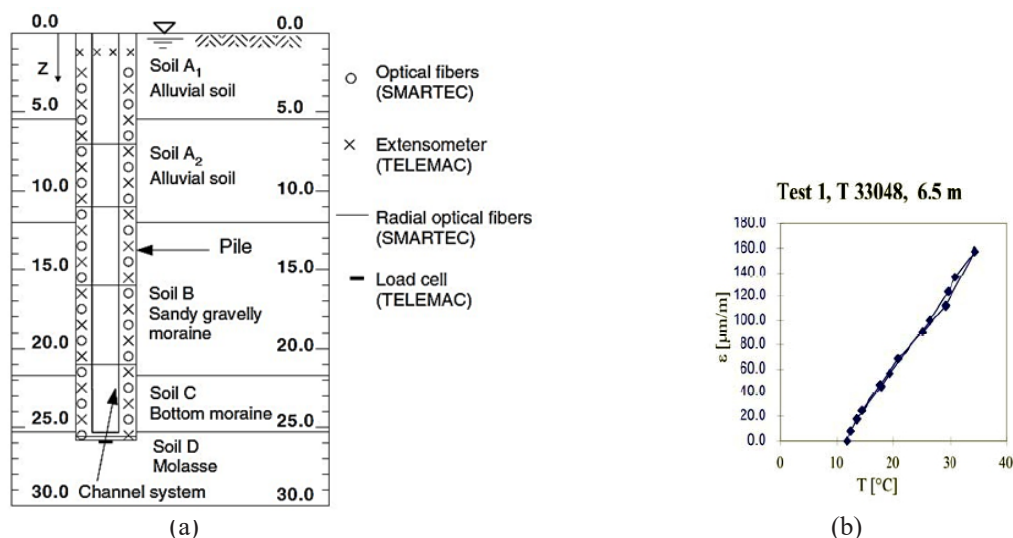


Fig. 3 – Pilote geotérmico de la EPFL de Lausana: (a) Perfil del terreno e instrumentación; (b) evolución de las deformaciones verticales durante el primer ciclo térmico a 6,5 m de profundidad (Laloui *et al.*, 2006).

En la Figura 4 se muestran las tensiones verticales en el pilote en uno de los ciclos de calentamiento. La tensión vertical de origen mecánico es importante en la parte superior del pilote y disminuye con la profundidad hasta casi anularse en la punta. Por el contrario, la carga térmica generada es mayor y más uniforme, actuando con mayor presencia en la punta del pilote. En consecuencia, la carga axil total representa el doble de la carga puramente mecánica, ejerciendo una sollicitación importante en la punta del pilote. Las deformaciones verticales generadas durante la aplicación de los ciclos de calentamiento-enfriamiento no fueron uniformes a lo largo del pilote, sino fuertemente dependientes de la fricción movilizada en el fuste, que a su vez depende de la resistencia y rigidez de cada capa de suelo atravesada. Tal como fueron aplicados los ciclos térmicos en este pilote, primero calentamiento y después enfriamiento, se observó que debido al sentido contrario del desplazamiento vertical del pilote con respecto al terreno, de asiento bajo la carga mecánica, y hacia arriba durante el calentamiento, lo que se producía era una reducción de la fricción lateral movilizada en la superficie de contacto pilote-terreno, sin verse afectada la capacidad resistente por fuste. Concluían los autores, finalmente, que las deformaciones inducidas en el terreno debidas al gradiente térmico impuesto, generaban deformaciones muy limitadas y no afectaban a la presión intersticial ni, por tanto, a la tensión efectiva.

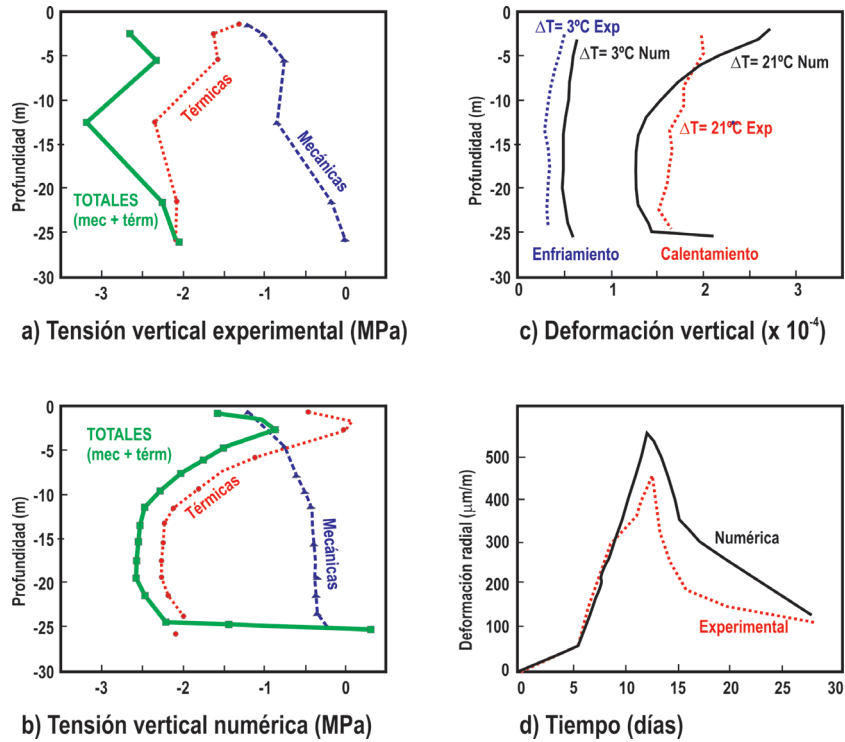


Fig. 4 – Pilote geotérmico de Lausana: a) distribución de tensiones verticales de origen mecánico, térmico y combinado medidas a lo largo del pilote, b) distribución de tensiones verticales, simulación numérica; c) deformaciones axiales de origen térmico durante un ciclo de calentamiento-enfriamiento del pilote; d) deformaciones radiales durante un ciclo de calentamiento-enfriamiento (trad. de Laloui et al, 2006).

2.3 – Pilote geotérmico experimental en Inglaterra

Este pilote experimental formaba parte de la cimentación del Clapham Centre del Lambeth College, al sur de Londres. El ensayo se describe con detalle en (Amis *et al.*, 2008; Bourne-Webb *et al.*, 2009, 2013; Amatya *et al.*, 2012) y constaba de seis elementos: un pilote principal de 23 m de longitud y 600 mm de diámetro, completamente instrumentado, que era calentado a lo largo del ensayo, un pilote sumidero de calor, 4 pilotes de anclaje para la aplicación de la carga mecánica y un sondeo a 0,5 m para medir la evolución de las temperaturas en el terreno a una determinada distancia del foco de calor (Figura 5). El ensayo duró 53 días. Durante 46 días el pilote soportó una carga mecánica de 1200 kN, aplicada mediante gato hidráulico y bastidor con cuatro pilotes de anclaje. La presencia de una célula de carga permitió mantener la carga constante durante todo el ensayo. De esta forma, la cabeza del pilote tenía una cierta libertad de movimiento. La carga térmica fue aplicada mediante una bomba de calor con una potencia de 8kW. De esos 46 días, el pilote fue enfriado 31 días, calentado 12 días y posteriormente enfriado y calentado mediante ciclos térmicos diarios. Se instalaron: 18 extensómetros de cuerda vibrante, a seis niveles diferentes de profundidad; 6 termistores en seis niveles; 5 dispositivos externos para el control de carga en el pilote (LVDT's y una célula de control de carga); dos bucles completos longitudinales, a lo largo de toda la profundidad del pilote, de sensores de fibra óptica, de dos tipos, para medir deformación y temperatura respectivamente. Además, se instalaron dos bucles circulares a dos profundidades diferentes para medir deformaciones radiales. Se pretendía con estas medidas comparar los resultados de los sensores de fibra óptica con los de la instrumentación tradicional. De acuerdo con los autores de este ensayo experimental (Bourne-Webb *et al.*, 2009, 2011; Amatya *et al.*, 2012), los cambios de temperatura daban lugar a incrementos o disminuciones en la resistencia movilizada por fuste, dependiendo de si el pilote era calentado o enfriado. Además, los perfiles de deformación sugerían que la respuesta era termoelástica y los efectos térmicos eran reversibles.

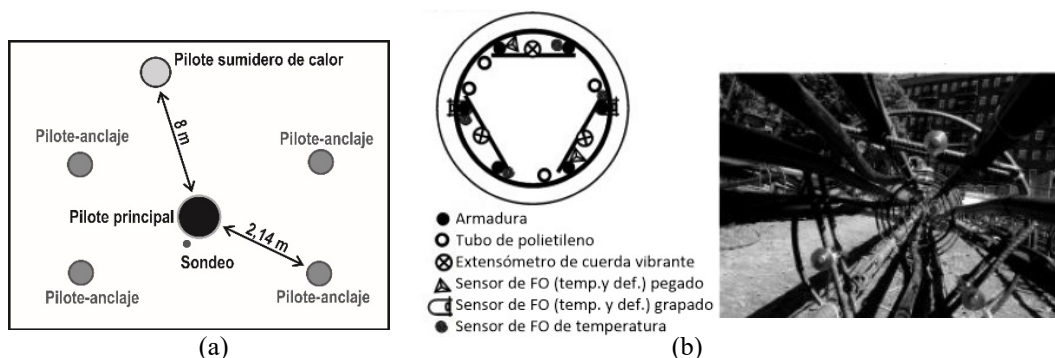


Fig. 5 –Pilote experimental en Lambeth College: (a) esquema del montaje (adapt. de Amis *et al.*, 2008); (b) sección instrumentada y vista de la instrumentación (Bourne-Webb *et al.*, 2009).

3 – PILOTE EXPERIMENTAL HINCADO EN VALENCIA (PROYECTO PITERM)

3.1 – Objetivo del proyecto

En el periodo de tiempo comprendido entre 2011 y 2014, se llevó a cabo en España un proyecto de I+D+i denominado “Caracterización termo-mecánica y nuevas técnicas de diseño de pilotes termo-activos – PITERM”, subvencionado por el Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica (2008-2011). El proyecto de desarrollo experimental PITERM pretendía estudiar el comportamiento termo-mecánico de un pilote prefabricado, debidamente instrumentado, hincado en el campus de la Universidad Politécnica de Valencia y preparado para

funcionar como elemento de cimentación e intercambiador de calor bajo la acción simultánea de cargas mecánicas y térmicas (CEDEX, 2014). El consorcio creado para este proyecto estaba constituido por el CEDEX, la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) y las empresas Rodio-Kronsa y Energesis. Aunque, conforme referido, ya se habían realizado pruebas similares en pilotes hormigonados in situ, se disponía de muy poca información sobre el comportamiento de los pilotes prefabricados hincados geotérmicos. Incluso hoy en día, este tipo de información es muy escasa. En este proyecto, previamente a la activación térmica del pilote experimental, se llevaron a cabo dos pruebas in situ de carga estática vertical (Ensayos A y B) para analizar su comportamiento mecánico como elemento de cimentación. Posteriormente, manteniendo constante la carga mecánica de servicio sobre el pilote, se realizaron dos pruebas térmicas (Ensayo C y E). Este estudio dio lugar a una tesis de doctorado (De Groot, 2017) al amparo del programa de becas de doctorado del CEDEX.

3.2 – Montaje de los ensayos

La descripción detallada del pilote, del terreno y del procedimiento de hinca se puede consultar en De Groot (2017). El pilote de hormigón armado fue fabricado en las instalaciones de Rodio-Kronsa de Madrid. Se trataba de un pilote prefabricado hueco de sección cuadrada HCK-350, con las siguientes características: 350 mm de lado; longitud total de 17,4 m, con 2 tramos de 8,70 m de longitud unidos mediante junta ABB (Figura 6), uno con azuche (ciego) y junta, y el otro con junta y zuncho (pasante); hueco interior conformado mediante vaina de acero de diámetro 120 mm y 2 mm de espesor. El hueco central se destinaba a la introducción de los tubos geotérmicos (dos tubos de polietileno (PE) con una configuración en forma de doble U), una vez hincado el pilote, y fue rellenado in situ con un mortero de alta conductividad térmica. La hinca se realizó en la ciudad de Valencia, en terrenos deltaicos. En el local, sito en el campus de la Universidad Politécnica de Valencia, se realizó, previamente a la hinca, un sondeo con toma de muestras inalteradas y ensayos SPT y un ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH), a partir de cuyos resultados se estableció el siguiente perfil geotécnico del terreno: una capa de relleno superficial de grava arenosa compactada, de aproximadamente 1 m de espesor; una segunda capa de arcilla rígida, de 1 m de espesor; una capa de 6 m de espesor de arcillas orgánicas negras blandas; una capa de 3 m de espesor de arenas sueltas; y un nivel formado por capas de gravas arenosas densas, intercaladas con algunos niveles de arcilla rígida entre los 11 y al menos los 27 m de profundidad (Tabla 1). El nivel freático estaba situado a una profundidad de 2,0 m. De acuerdo con el Código Técnico de la Edificación Español (Ministerio de Vivienda, 2006), a partir de los resultados del reconocimiento, se calculó una carga de hundimiento para el pilote de 2571 kN (611 kN de resistencia por fuste y 1960 kN de resistencia por punta) (Pardo de Santayana *et al.*, 2016). En consecuencia, se adoptó una carga de compresión en servicio en cabeza del pilote de 1000 kN.

El pilote fue instrumentado internamente para la medición de las distribuciones de temperatura y tensiones durante las pruebas (Figura 6). Los detalles de la instrumentación interna se pueden consultar en la tesis de De Groot (2017) y en el artículo de De Santiago *et al.* (2016). En resumen, para medir las distribuciones de tensión axial y temperatura a lo largo del pilote, se utilizaron 10 bandas extensométricas, 16 sensores de fibra óptica (OFS) de tipo os3600, de la casa Micron Optics, con un tamaño de 25.4 cm, con una segunda red de fibra de Bragg que permite la compensación por temperatura y distingue medidas de deformación y temperatura; y 14 extensómetros de cuerda vibrante (VWSG) “VWS 2100” de la marca GEOSENSE, fijados a barras diametralmente opuestas de la armadura cada 2 metros y equipados con un termistor, repartidos en los dos tramos de 8,7 metros de longitud del pilote (véanse Figuras 6 y 8). Como el pilote constaba de dos piezas fabricadas, transportadas e hincadas separadamente, hubo que diseñar especialmente el elemento de unión para este proyecto con el fin de permitir la conexión de los cables de instrumentación (VWSG y OFS) desde la mitad inferior del pilote hasta la mitad superior durante la operación de hinca (ver Figura 7(d)). El pilote fue hincado el 27 de junio de 2012. Se llevaron a cabo pruebas de hinca para evaluar la capacidad portante frente a cargas verticales, dando como resultado una resistencia de

punta de 1800 kN y una resistencia por fuste de 711 kN, siguiendo el método Case Pile Wave Analysis Q15 Program (CAPWAP) (Pardo de Santayana *et al.*, 2016).

Tabla 1 – Perfil y parámetros geotécnicos del terreno.

Profundidad, m	Litología	Parámetros geotécnicos
0 – 1,00	Gravas con arenas	$\gamma_{ap} = 18 \text{ kNt/m}^3$ $c' = 0 \text{ kPa}$; $\phi = 28^\circ$
1,00 – 2,00 (N.F. a 2,00m)	Arcilla firme	$\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$ $c' = 1 \text{ kPa}$; $\phi = 26^\circ$
2,00 – 7,80	Arcillas blandas y orgánicas, negruzcas	$\gamma_{ap} = 19 \text{ kN/m}^3$ $c' = 5 \text{ kPa}$; $\phi = 26^\circ$ $c_u = 20 \text{ kPa}$
7,80 – 26,00	Gravas con arena	$\gamma_{ap} = 22 \text{ kN/m}^3$ $c' = 0\text{-}20 \text{ kPa}$; $\phi = 35^\circ$

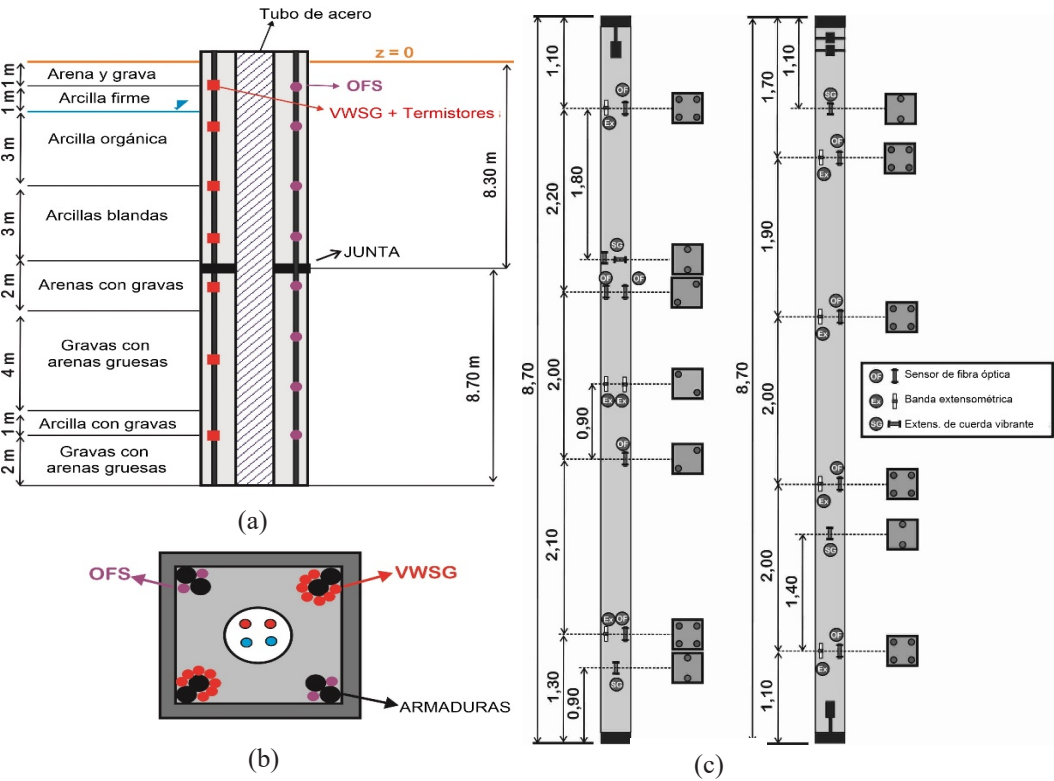


Fig. 6 – Perfil del terreno e instrumentación del pilote PITERM: VWSG, extensómetro de cuerda vibrante; OFS, sensores de fibra óptica: (a) corte vertical; (b) corte horizontal; (c) detalle de la instrumentación (Pardo de Santayana *et al.*, 2020).

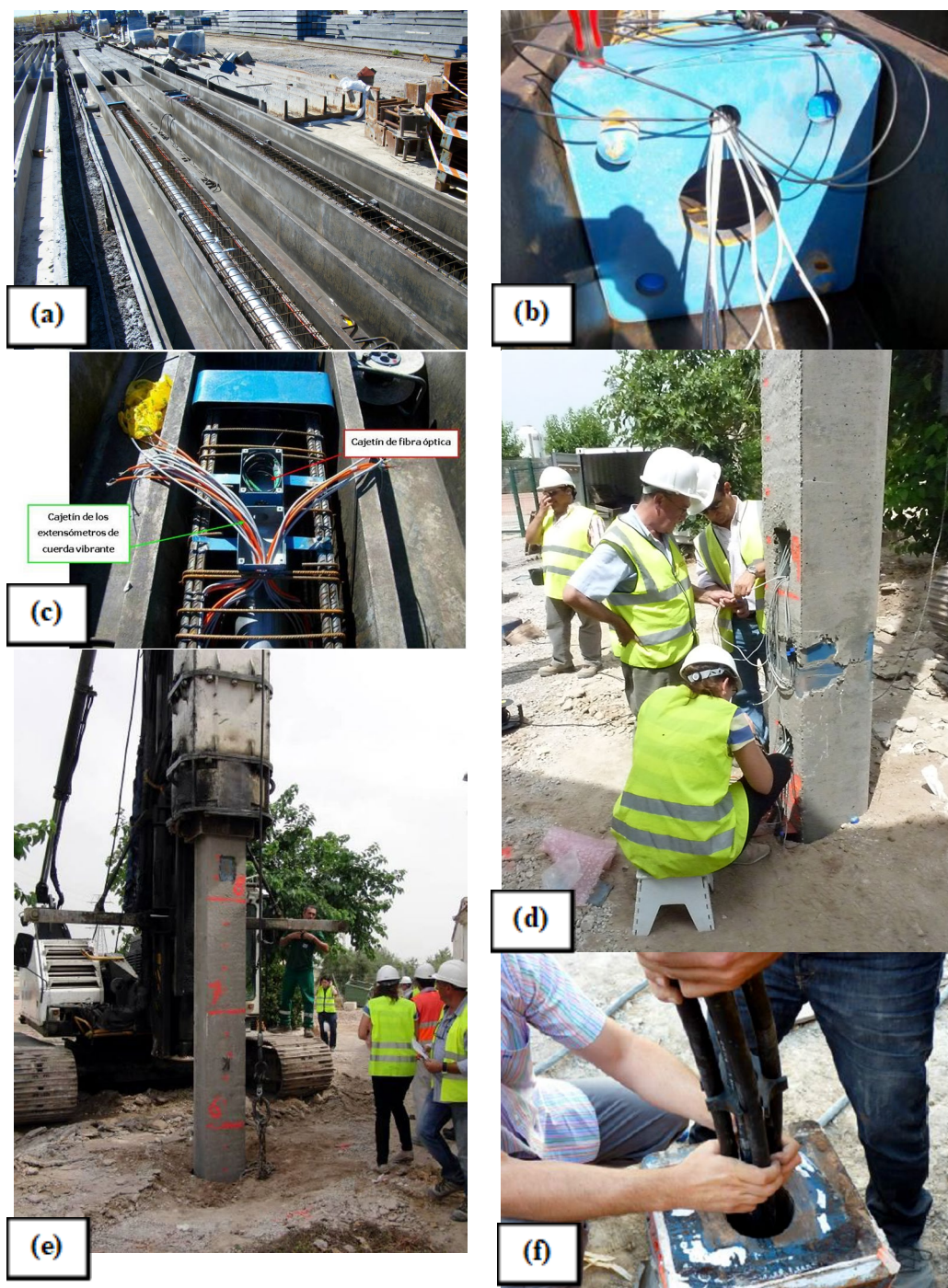


Fig. 7 – (a) Vista del pilote en la bancada de prefabricación, mostrando el tubo axil; (b) elemento de junta; (c) sensores fijados a las armaduras; (d) proceso de conexión de cables de instrumentación durante la hincia del pilote; (e) proceso de hincia; (f) introducción de los tubos intercambiadores de calor tras la hincia (De Groot, 2017).

Se necesitaban dos tipos de sistemas de aplicación de carga para los ensayos: mecánicos y térmicos. La carga mecánica se aplicó mediante un gato hidráulico y un bastidor metálico en forma de “T”, como elemento de reacción, fijado al suelo mediante tres anclajes de 25 m de largo y con 5° de inclinación. Una célula de carga calibrada medía la carga real durante toda la prueba (Figura 8). La carga térmica fue proporcionada por una instalación formada por una bomba de calor reversible, un tanque, una válvula de tres vías para regular la temperatura del agua inyectada, un caudalímetro y sondas de temperatura con un registrador de datos para registrar las temperaturas de entrada y salida durante la prueba. Una vez que el pilote hubo sido hincado en el terreno, se procedió a colocar en su orificio central los tubos para el fluido intercambiador de calor, rellenándose posteriormente este orificio con mortero de alta conductividad térmica (ver Figura 7f). Finalmente, se instaló instrumentación adicional en el exterior del pilote para controlar su comportamiento durante los ensayos, consistente en los siguientes dispositivos: 7 flexímetros, 5 de desplazamiento vertical y 2 de desplazamiento horizontal; 6 transductores diferenciales LVDT, para la medida de desplazamientos en la cabeza del pilote (4 verticales, 2 horizontales); 1 LVDT en el bastidor de reacción; y célula de carga entre el bastidor y el gato hidráulico.

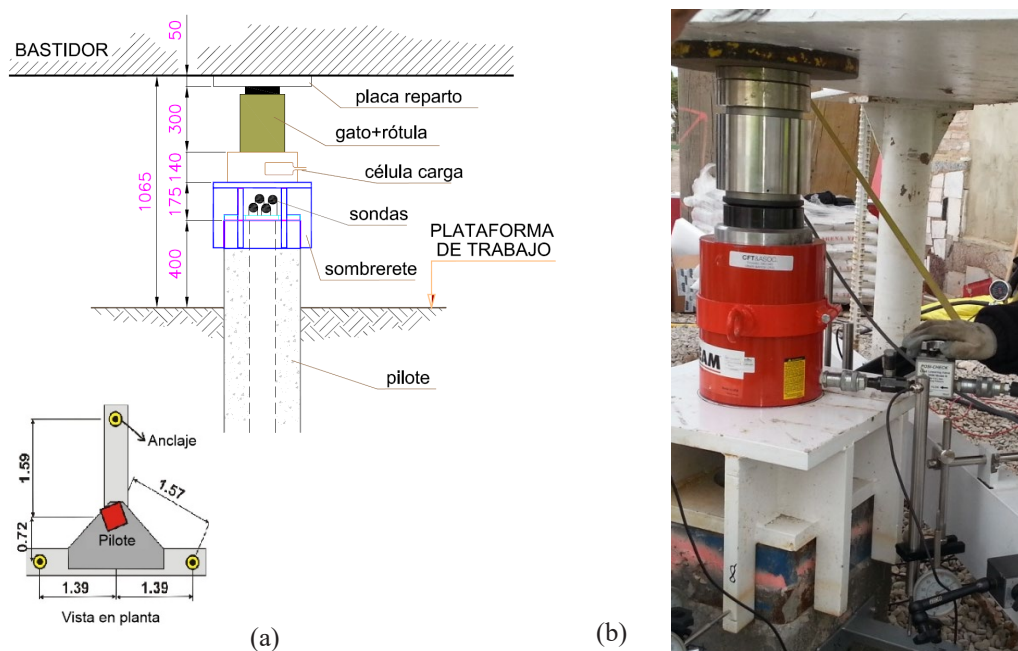


Fig. 8 – Sistema mecánico de carga en cabeza de pilote: (a) esquema; (b) vista del montaje (Pardo de Santayana *et al.*, 2020).

3.3 – Ensayos de carga estática vertical

Se llevaron a cabo dos ensayos de carga estática vertical, A y B, de acuerdo con el esquema de tiempo de carga que se muestra en la Figura 9. Como las lecturas de OFS no se tomaron correctamente durante el ensayo A, se tuvo que realizar un segundo (ensayo B). Durante el ensayo A se aplicaron cinco ciclos de carga (1C a 5C); se realizó el 15 de enero de 2013 y duró 24 h. El ensayo B se llevó a cabo el 29 de marzo de 2013 y duró 5 h; al final de este ensayo, se mantuvo una carga vertical constante de 1000 kN en la cabeza del pilote para las siguientes etapas del estudio. El

análisis detallado del comportamiento mecánico del pilote durante estos dos ensayos de carga estática se puede consultar en Pardo de Santayana *et al.* (2016).

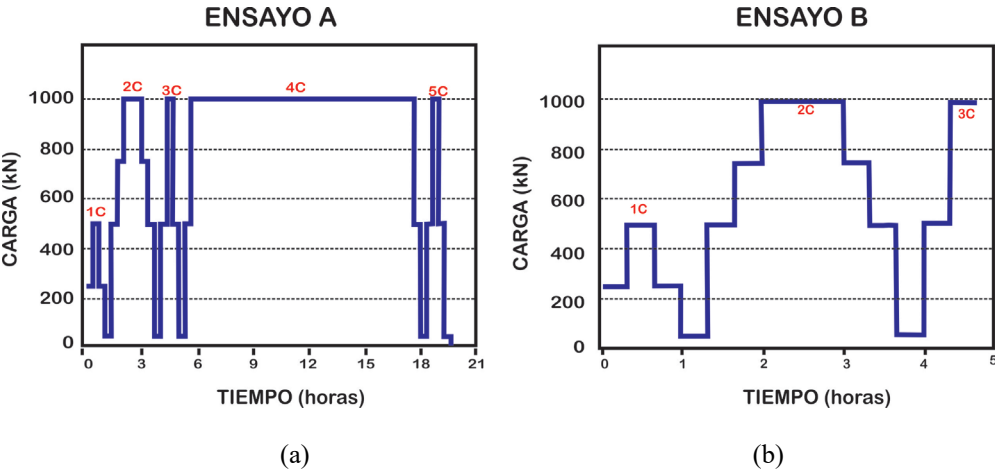


Fig. 9 – Secuencia de escalones de carga en los ensayos de carga estática A (a) y B (b). (Pardo de Santayana *et al.*, 2016).

A partir de las mediciones de tensión vertical interna del pilote proporcionadas por los dispositivos VWSG y OFS, se pudo determinar la distribución de tensión vertical a lo largo del pilote y, por lo tanto, el perfil de carga axil en cada momento de los ensayos, así como el acortamiento total del pilote. A partir de los dispositivos de instrumentación externos, también se midió el asentamiento de la cabeza del pilote. La Figura 10(a) muestra la evolución del asentamiento de cabeza de pilote (U_z) a partir de las mediciones realizadas con cuatro sensores externos 4 LVDT, así como el acortamiento vertical del pilote (Δl) durante el ensayo A. El valor máximo del asiento en cabeza registrado fue de 7,8 mm (bajo 1000 kN de carga vertical), mientras que el acortamiento máximo del pilote fue de 4,2 mm. La Figura 10(b) muestra la curva carga-asiento registrada en la cabeza del pilote durante la prueba A. Se observó un asiento permanente de unos 2 mm después de la descarga al final de este ensayo A. Por el contrario, no se observó ningún asiento permanente adicional durante el ensayo B. La Figura 11 muestra la evolución de las curvas tensión vertical-profundidad durante el ensayo A. Como se puede observar en la figura, se obtuvieron curvas de distribución de deformaciones en el pilote muy similares para un mismo nivel de carga de cabeza en los diferentes ciclos del ensayo. Además, se puede señalar que para la misma carga, las tensiones permanecieron, en general, ligeramente más altas en la curva de descarga que en la de carga, siendo esta diferencia mayor en los primeros ciclos del ensayo. Por otro lado, después de 10 h de mantener una carga constante de 1000 kN en cabeza de pilote (ciclo 4), las deformaciones unitarias no experimentaron ningún cambio. Al final del ensayo A, se recuperaron prácticamente los niveles de deformación unitaria iniciales, particularmente en los 10 m superiores.

En la Tabla 2 se presenta una comparación entre los valores máximos del asiento en cabeza de pilote, el asiento en la punta a una profundidad de 16,2 m y el acortamiento del pilote durante los ensayos A y B; los aproximadamente 2 mm de diferencia de los asientos de cabeza y punta de pilote entre los dos ensayos corresponden al asiento permanente registrado en el ensayo A. La Figura 12 muestra la evolución de la distribución de la carga axil con la profundidad en el pilote durante el ensayo B, determinada a partir de las deformaciones verticales medidas por los dispositivos OFS.

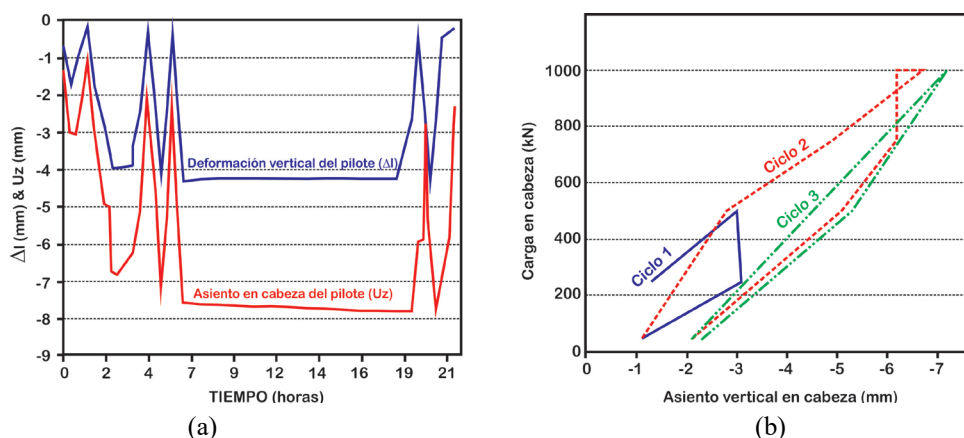


Fig. 10 – Ensayo A: (a) Asiento en cabeza y acortamiento del pilote; (b) carga vertical vs. asiento en cabeza de pilote (Pardo de Santayana *et al.*, 2016).

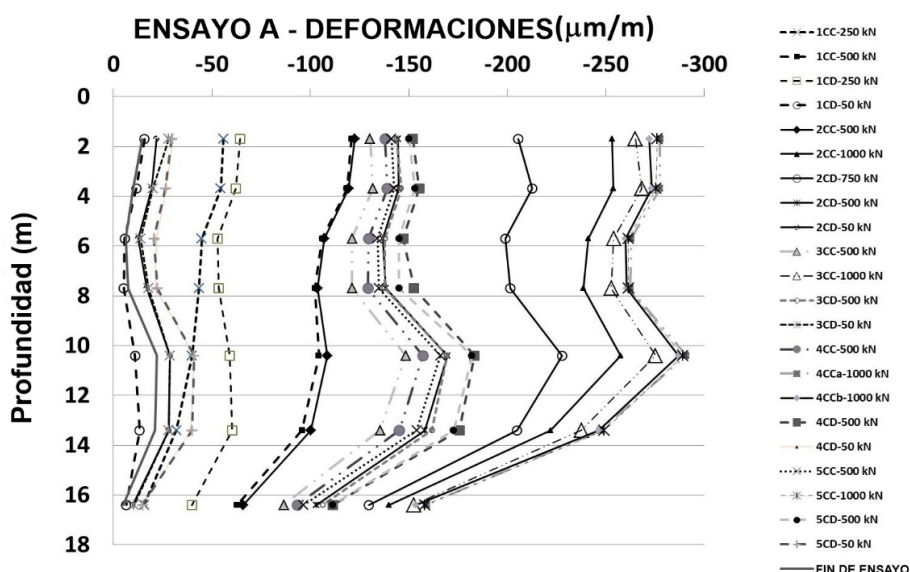


Fig. 11 – Variación de la deformación con la profundidad en el ensayo A (extensómetros); (notación: 1 CC-250 kN = ciclo 1, curva de carga, escalón de 250 kN; curvas 4CCa-1000kN y 4CCb-1000kN corresponden, respectivamente, a los momentos inicial y final del escalón) (Pardo de Santayana *et al.*, 2016).

Tabla 2 – Comparación entre movimientos en cabeza, acortamiento del pilote y asiento de la punta obtenidos en los ensayos A, B, C y E (Pardo de Santayana *et al.*, 2020).

	Ensayo A (ciclo 3)	Ensayo B (ciclo 2)	Ensayo C (Cb)	Ensayo E (ciclo 2, E2a)
Máx. movimiento en cabeza (mm)	-7,2	-5,3	+1,23	+0.18
Máx. acortamiento del pilote (mm)	-4,1	-4,1	+1.6	+0.23
Máximo asiento de la punta (mm)	-3,1	-1,2	-0.37	-0.05

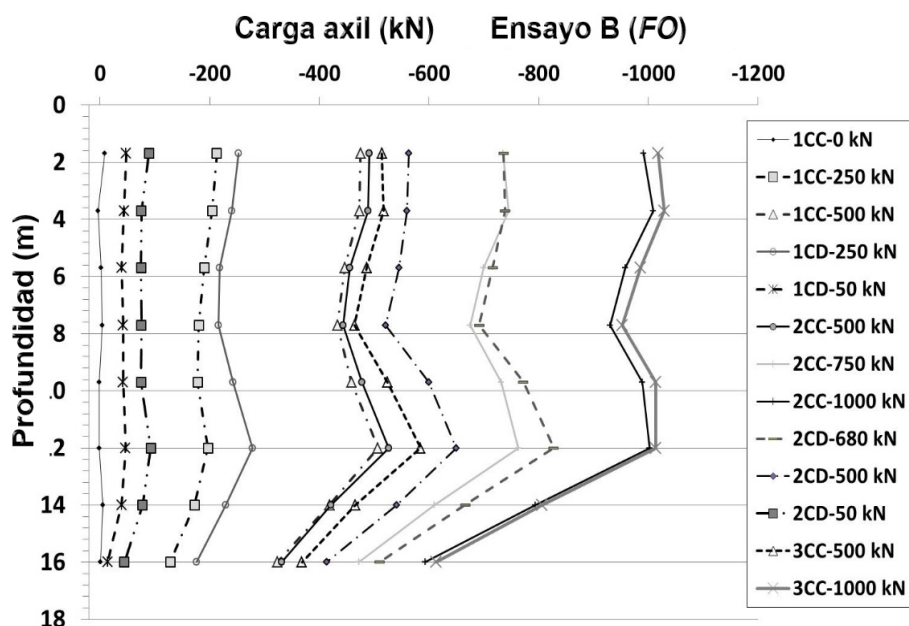


Fig. 12 – Evolución de las curvas carga axil-profundidad a lo largo del ensayo B (fibra óptica) (Pardo de Santayana *et al.*, 2016).

Los resultados de los ensayos A y B mostraron que a lo largo de los 10-12 m superiores del terreno (suelos blandos), el pilote apenas transfirió carga a los suelos circundantes. Por fuste, el pilote transmitía al terreno unos 400 kN de carga, fundamentalmente a lo largo de los metros inferiores, y unos 600 kN por punta. De esta manera, bajo la carga vertical de servicio de 1000 kN, con un coeficiente de seguridad global de 2,5 para el pilote, la distribución de coeficientes de seguridad por punta y por fuste era de alrededor de 3,1, y 1,7, respectivamente.

3.4 – Ensayos de carga térmica

La caracterización térmica del pilote experimental se realizó mediante una prueba de inyección de calor, simulando el comportamiento del pilote térmico trabajando en modo de enfriamiento. Una vez aplicada la carga de trabajo (1000 kN), se realizaron dos ensayos de respuesta térmica (TRT) para caracterizar la instalación. Teniendo en cuenta la geometría del pilote y las recomendaciones de GSHPA (GSHPA, 2012), la duración del ensayo fue más larga de lo habitual. El tiempo de ensayo alargado garantizaba que la resistencia térmica del pilote (resistencia al flujo de calor entre el fluido caloportador y la pared del pilote) alcanzase un estado prácticamente estable. La caracterización del pilote experimental se llevó a cabo durante 11 (5 + 6) días mediante la introducción de diferentes niveles de potencia (700 y 1400 W). Las temperaturas del fluido intercambiador de calor que entraba y salía del pilote durante el funcionamiento de la bomba de calor se supervisaron utilizando termopares instalados en los puertos de entrada y salida del sistema, permitiendo registrar la evolución de la temperatura a lo largo del tiempo. Las mediciones registradas durante los ensayos permitieron inferir la conductividad térmica del terreno y la resistencia térmica del pilote mediante el modelo de transferencia de calor descrito en De Santiago *et al.* (2016), trabajo que recoge una descripción más detallada de la caracterización térmica de este pilote. Se obtuvieron valores de la conductividad térmica del terreno (λ) y de la resistencia térmica del pilote (R_b) acordes con los

consultados en la bibliografía (véase De Santiago *et al.*, 2016): $\lambda=2,7\pm11,7\%W/(mK)$; $R_b=0,16\pm11,7\%mK/W$.

Una vez caracterizado el comportamiento mecánico del pilote mediante los ensayos de carga estática A y B, así como el sistema térmico pilote-terreno, y manteniendo una carga de servicio constante de 1000 kN en cabeza del pilote, se realizó un ensayo de comportamiento termo-mecánico del pilote con el objetivo doble de evaluar el comportamiento térmico del pilote experimental como intercambiador de calor y de analizar el efecto de la introducción de una carga térmica en el comportamiento mecánico del pilote como elemento de cimentación. Este primer ensayo, denominado ensayo C, se llevó a cabo entre el 26 de junio y el 10 de julio de 2013, bajo una carga mecánica vertical constante de 1000 kN y aplicando una serie de escalones de cargas térmicas, como se muestra en la Figura 13, mediante los tubos internos intercambiadores de calor, simulando su uso en modo verano (refrigeración del edificio y calentamiento de la cimentación). Se utilizaron tres tasas de inyección de calor diferentes, relativamente altas, y se consideraron, para el análisis, una serie de tiempos o instantes de monitorización (C_0 , C_a , C_b , C_c , C_d y C_e) (Tabla 3). La Figura 14 muestra las curvas temperatura/profundidad medidas dentro del pilote en los tiempos seleccionados durante el ensayo C. Se observa cómo los niveles de arcilla mantienen más tiempo el calor, una vez ha cesado el ensayo.

Tabla 3 – Calendario e instantes de auscultación seleccionados durante el ensayo C.

Instante	Fecha, hora	Observaciones	Temperatura atmosférica (°C)
C_0	26/06/2013, 10:57	Justo antes del ensayo C	22.9
C_a	01/07/2013, 12:27	Tras equilibrio térmico en el escalón 1	30.4
C_b	05/07/2013, 12:27	Tras equilibrio térmico en el escalón 2	32.3
C_c	10/07/2013; 14:30	Tras equilibrio térmico en el escalón 3	26.2
C_d	11/07/2013, 11:54	Fin del ensayo C	23.1
C_e	30/07/2013, 10:07	19 días después de terminar el ensayo	29.8

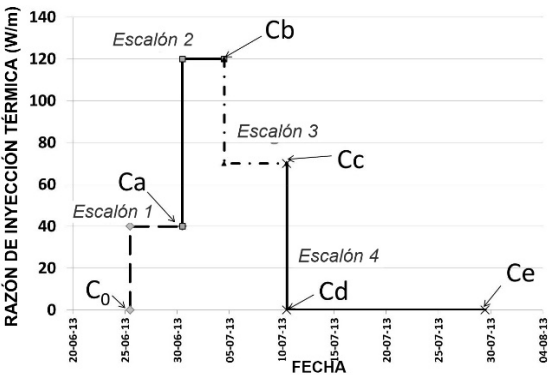


Fig. 13 – Esquema del ensayo C e identificación de los momentos de auscultación C_0 , C_a , C_b , C_c , C_d y C_e (De Groot, 2017).

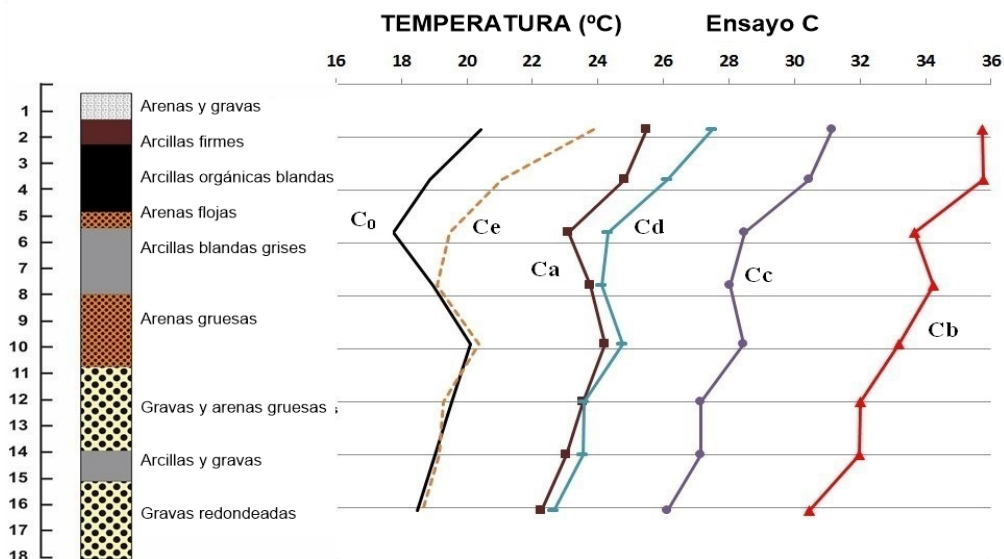


Fig. 14 – Evolución de los perfiles de temperatura durante el ensayo C curvas carga axil-profundidad a lo largo del ensayo B (fibra óptica) (De Groot, 2017).

La Figura 15 muestra los movimientos verticales ascendentes registrados en la cabeza del pilote durante la prueba, reflejando la evolución de las temperaturas. En el instante C_b se midió un movimiento ascendente máximo de 1,23 mm, lo que representa el 0,0073% de la longitud del pilote y aproximadamente un tercio de la dilatación libre que el pilote habría experimentado si su deformación no estuviese restringida por el terreno circundante. La aplicación de calor durante el ensayo C indujo la dilatación del pilote, midiéndose deformaciones verticales de tracción con los dispositivos internos. Mediante la integración de las deformaciones unitarias verticales medidas a lo largo de la longitud del pilote, se obtuvo un alargamiento máximo del pilote de 1,6 mm en el instante C_b . Teniendo en cuenta este valor, junto con el movimiento vertical de 1,23 mm medido en cabeza de pilote, se dedujo un movimiento vertical máximo (hacia abajo) de 0,37 mm en la punta del pilote (véase Tabla 2).

Al tender a dilatarse el pilote durante el calentamiento, el terreno circundante restringe esta tendencia y aparecen nuevas tensiones tangenciales en la interfaz fuste-terreno que se oponen a la dilatación. En consecuencia, se generan tensiones de compresión de origen térmico a lo largo del pilote y aparecen cargas axiles adicionales respecto a la distribución de carga axil generada por la carga mecánica de 1000 kN aplicada en cabeza. En la Figura 16, se presentan los perfiles de carga axil total (térmica + mecánica) a lo largo del pilote durante el ensayo C. Como se muestra en la figura, las cargas axiles tienden a un valor de 1000 kN en la parte superior del pilote, donde no se generaron tensiones adicionales, ya que no existía una restricción a la dilatación en la cabeza del pilote.

Los resultados muestran un aumento máximo de unos 400 kN en carga axil en el pilote, correspondiente al instante C_b , que se puede considerar significativa, si se compara con los 1000 kN de carga mecánica. Este aumento es máximo y homogéneo a lo largo de una sección de pilote entre 4 y 12 m de profundidad, aproximadamente, revelando que el suelo apenas toma carga del pilote en ese tramo. Debido a las características del perfil del terreno, la resistencia a la dilatación sólo resulta eficaz en ambos extremos del pilote: en la base, donde se encuentran las capas de grava, y en la parte superior, de 3-4 m, donde se encuentran los rellenos artificiales y la capa de arcillas no saturadas rigidizadas por desecación.

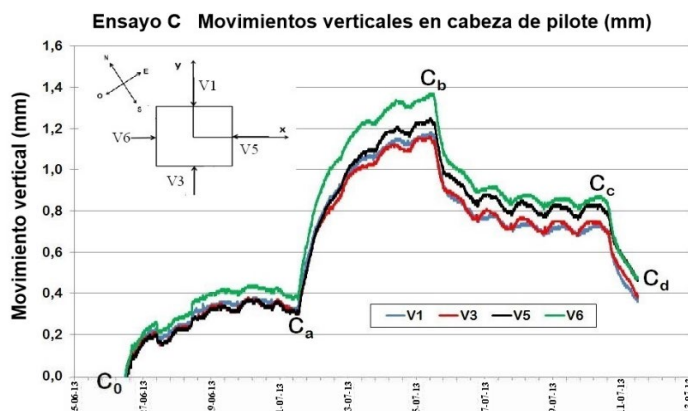


Fig. 15 – Movimientos verticales en cabeza de pilote medidos con los 4 transductores LVDT situados en los cuatro lados del pilote durante el ensayo C (De Groot, 2017).

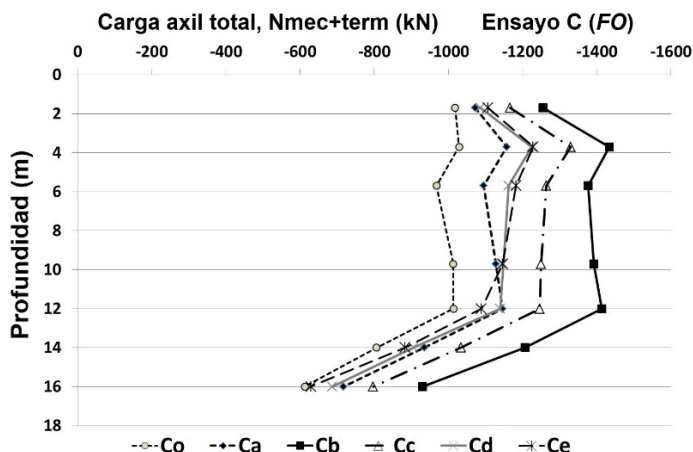


Fig. 16 – Evolución de las curvas carga axil total/profundidad durante el ensayo C, a partir de la instrumentación de fibra óptica (De Groot, 2017).

De los 400 kN adicionales de carga axil generados en la sección media del pilote debido a la acción térmica, alrededor de 340 kN son soportados por la punta del pilote. Esto significa que la carga en punta aumentó desde 600 kN, debidos a la acción mecánica, a unos 940 kN, debidos al efecto combinado de las acciones mecánicas y térmicas, lo que implica que se produce realmente una reducción considerable del coeficiente de seguridad por punta (desde un valor de 3,1 a un valor de aproximadamente 1,9). Claramente, este aumento en la carga axil también afecta al coeficiente de seguridad por fallo estructural. Cabe señalar que en septiembre de 2013 se llevó a cabo un segundo ensayo de caracterización térmica del sistema pilote-terreno (ensayo D), similar al ensayo C, y con idénticos resultados.

El ensayo E, de simulación en modo enfriamiento del edificio, consistió en 14 ciclos diarios de cargas térmicas, en modo de refrigeración, aplicados con una potencia inferior a la aplicada en el ensayo C. La relación de potencia de inyección térmica máxima fue de 80 W/m, simulando así de una manera más realista un pilote geotérmico real de una instalación en la cimentación de un edificio de oficinas. El ensayo se llevó a cabo entre el 22 de octubre de 2013 y el 4 de noviembre de 2013, simulando el enfriamiento diario del edificio desde las 07:00 hasta las 21:00 horas, excepto los domingos, y manteniendo constante la carga mecánica de 1000 kN en cabeza de pilote. La Figura

17 muestra un esquema de la potencia térmica inyectada en un ciclo durante un día normal, con un máximo por la mañana, una pausa al mediodía y otra inyección de energía durante la tarde, así como el esquema de todos los ciclos del ensayo.

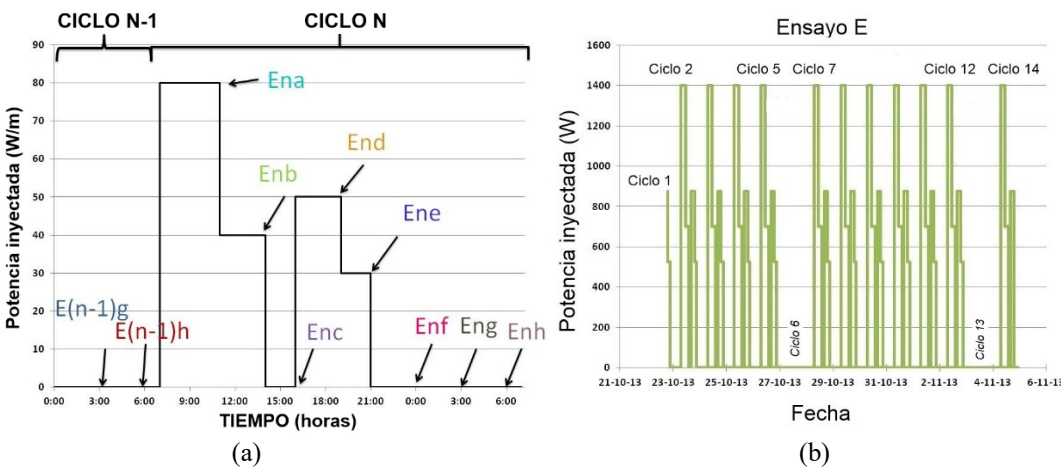


Fig. 17 – Ciclos de inyección térmica utilizados en el ensayo E: (a) perfil de un ciclo diario; (b) ensayo E completo (De Groot, 2017).

Los resultados obtenidos en el ensayo E en relación con los movimientos verticales (véase la Tabla 2), las tensiones verticales, las tensiones y las cargas axiles fueron similares a los del ensayo C, aunque de menor magnitud como consecuencia de la menor potencia inyectada. De hecho, el aumento máximo de la temperatura en el pilote durante este ensayo no alcanzó los 5°C a ninguna profundidad. En cuanto a la evolución de estas magnitudes con el número de ciclos, se observó una tendencia a la estabilización hacia el final del ensayo. La evolución de los movimientos verticales en la cabeza de pilote se muestra en la Figura 18(a). El valor máximo fue de aproximadamente 0,4 mm; los picos más bajos corresponden a los domingos, cuando no se aplicó ninguna inyección de calor. Los valores máximos de la carga axil en el pilote se registraron en los instantes E_{nc} (ver Figura 18(b)), correspondientes a 21:00 horas, cuando se alcanzaban las temperaturas más altas en cada ciclo. Estos valores fueron del orden de 1150 kN, considerablemente inferiores a los determinados en el ensayo C (Figura 18(b)).

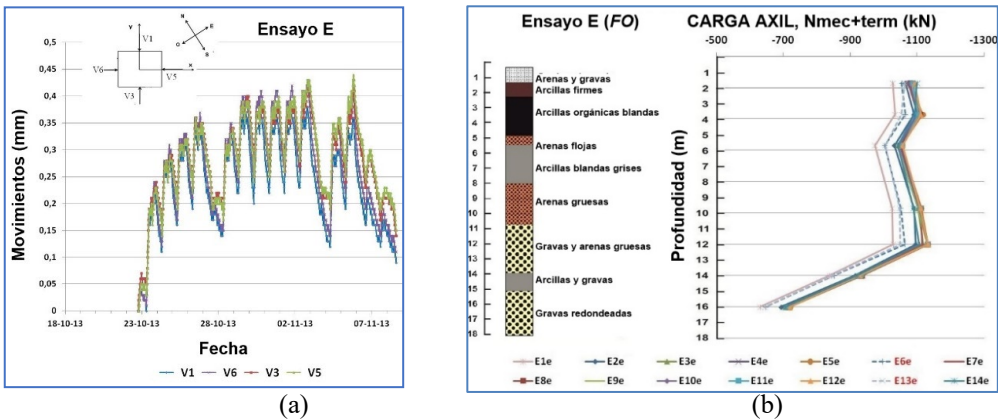


Fig. 18 – Resultados del ensayo E: (a) movimientos verticales en cabeza; (b) evolución de los perfiles carga axial/profundidad en el instante E_{nc} en los diferentes ciclos (De Groot, 2017).

3.5 – Análisis de los resultados

Al ser calentado el pilote tiende a dilatar, lo que se refleja en los movimientos verticales medidos en la cabeza del pilote durante el ensayo. Con la aplicación de calor el pilote dilata (hasta un valor máximo de 1,6 mm), pero no todo lo que le correspondería, de acuerdo con el incremento de temperatura, si la dilatación fuera libre. El terreno constriñe esa dilatación por punta y por fuste, lo cual da lugar a que se generen tensiones verticales internas en el pilote. El perfil de estas tensiones de origen térmico responde a las características litológicas del terreno atravesado y las condiciones de contorno del ensayo, en particular en la cabeza. La oposición a la dilatación del pilote no se distribuye uniformemente, sino que depende del perfil del suelo, específicamente de la existencia de niveles blandos o rígidos. Sólo aquellas capas de materiales rígidos o muy friccionales pueden oponerse a la dilatación o contracción del pilote. Por otro lado, a profundidades donde el pilote atraviesa suelos blandos, la oposición a la dilatación térmica o contracción del pilote será insignificante.

En este caso experimental, la carga vertical mecánica en cabeza se mantuvo en un valor constante de 1000 kN. Por este motivo, las tensiones de origen térmico en cabeza de pilote tendieron a ser nulas en la cabeza del pilote, pues no había oposición en este extremo a la dilatación. La oposición a la dilatación del pilote parece haberse concentrado en ambos extremos del pilote, en la parte superior 2-3 m, donde el terreno está formado por rellenos artificiales y arcillas rígidas desecadas, y en la zona base, donde el suelo se compone de arenas gruesas y gravas (Figura 19); entre estas dos zonas, entre las profundidades de 3 m y 12 m, aproximadamente, la resistencia que ejercía el terreno a la dilatación del pilote era mínima. Esto demuestra la importancia de la columna estratigráfica en el comportamiento termomecánico del sistema.

Las tensiones de origen térmico generadas por la oposición a la dilatación que ejerce el terreno se tradujeron en incrementos de la carga axil a lo largo del pilote. Con la aplicación de la máxima potencia térmica en el ensayo C, el incremento de carga axil llegó a los 400 kN, medido entre las profundidades de 3 y 12 m, distribuido en razón de unos 60 kN por fuste y 340 por punta. Este valor, soportado por el terreno en la zona inferior del pilote, es considerable, comparado con los 1000 kN de carga axil de origen mecánico, y supone un incremento considerable de la carga por punta.

La aplicación de calor al pilote provocó una alteración de la distribución de las tensiones tangenciales entre fuste del pilote y terreno, produciendo en la zona superior del mismo un incremento de las tensiones tangenciales de signo negativo (el suelo ejerce una fuerza hacia abajo sobre el fuste), y contrario al correspondiente a la carga mecánica. Por el contrario, en la zona inferior del pilote, el incremento de tensiones tangenciales es positivo, sumándose a las de origen mecánico. El comportamiento observado en el pilote experimental responde bien al modelo teórico esperado, muy influido, no obstante, por las características litológicas locales. Así, en una amplia zona intermedia a lo largo del pilote, las variaciones de tensiones tangenciales pilote-terreno son mínimas. Al cesar la aplicación de calor, cuando el pilote se enfría con respecto a los momentos de temperatura máxima (por ejemplo, momentos C_c y C_d , en la prueba C, con respecto al momento C_b), los incrementos de tensión tangencial de origen térmico cambian de signo al tender el terreno a mostrar oposición a la contracción del pilote también en ambos extremos. En resumen, las tensiones tangenciales generadas en la interfaz pilote-terreno por la inyección de calor dentro del pilote durante los ensayos C y E son coherentes con el modelo teórico de Bourne-Webb *et al.* (2009), con algunas peculiaridades, no obstante, debidas al perfil geotécnico del terreno local, con dos niveles de suelos rígidos en ambos extremos del pilote restringiendo el potencial de deformación del pilote. En la Figura 20 se comparan las tensiones tangenciales totales movilizadas a lo largo del fuste en un ciclo de calentamiento obtenidas en el pilote de Valencia con las obtenidas en los pilotes experimentales de Lambeth College, Londres y la EPFL de Lausana (Amatya *et al.*, 2012; De Groot, 2017), mostrando la influencia del perfil litológico del terreno.

Ensayo C (FO)

Tensión tangencial total en el fuste (kPa)

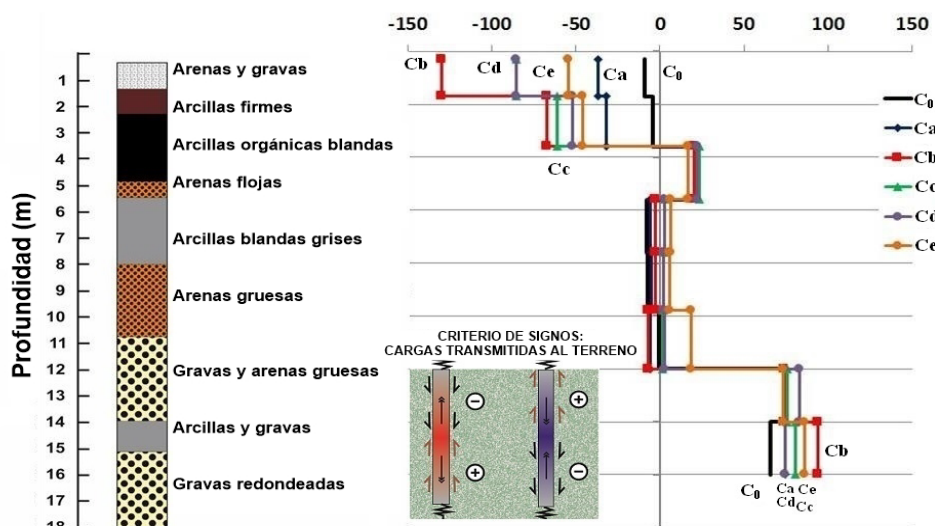


Fig. 19 – Tensiones tangenciales en el contacto fuste/terreno durante el ensayo C (determinado a partir de la instrumentación de fibra óptica) (De Groot, 2017).

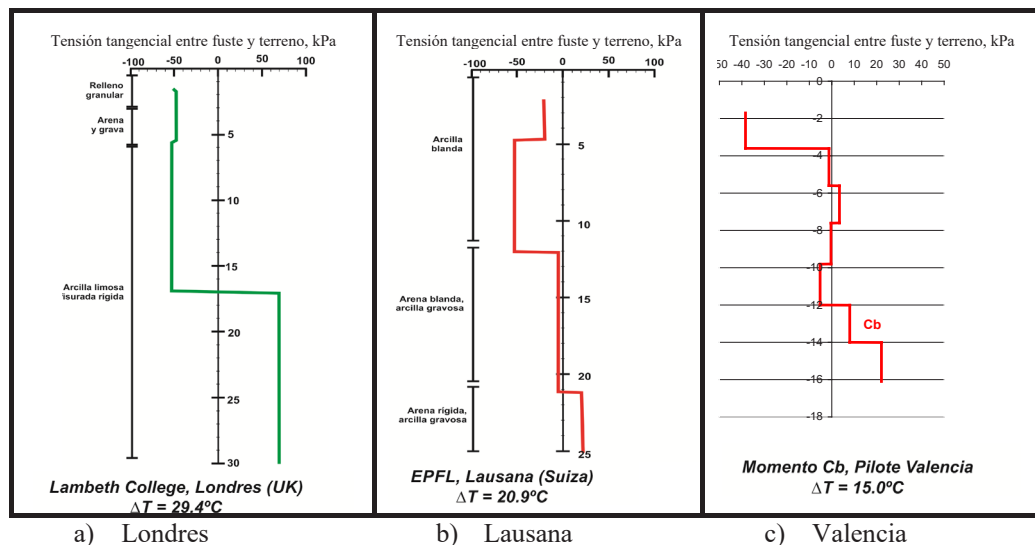


Fig. 20 – Tensión tangencial entre fuste y terreno (kN/m^2) de origen en el ciclo de calentamiento: a) Ensayo en el Lambeth College, Londres, $\Delta T = 29,4^\circ\text{C}$; b) Ensayo en la EPFL, Lausana, $\Delta T = 20,9^\circ\text{C}$ (Amatya *et al.* 2012); c) Ensayo C, momento C_b del pilote en Valencia: $\Delta T = 15^\circ\text{C}$.

Amatya *et al.* (2012) confirman en su trabajo que los efectos observados son función de las características del pilote (geometría, módulo de Young, etc.), la carga térmica aplicada (incremento

de temperatura) y el nivel de restricción al que está sometido el pilote (por el terreno que lo rodea y por las estructuras suprayacentes).

Durante el invierno (calentamiento del edificio, enfriamiento del pilote) los esfuerzos compresivos en el pilote disminuyen con respecto al estado neutro (compresión debida únicamente a la presión de estructura suprayacente). Esta disminución de esfuerzos compresivos, en función de las condiciones, pueden llegar a inducir niveles de tracciones en el pilote.

Por el contrario, durante el verano (enfriamiento del edificio, calentamiento del pilote), caso del pilote de Valencia, se produce un aumento de los esfuerzos compresivos que depende en gran medida de las condiciones de contorno. El comportamiento del pilote oscila entre las dos situaciones límite: pilote completamente libre para deformarse térmicamente, o pilote con deformación completamente restringida por el terreno circundante y por las condiciones de contorno en ambos extremos, cabeza y punta. Se denomina grado de libertad a la razón entre la deformación de origen térmico que se produce en un punto dado, y la deformación en ese punto en caso de libertad total de dilatación o contracción térmica, sin restricciones de contorno (Sutman *et al.*, 2019a).

Los valores máximos teóricos de tensión axil térmica que podrían generarse suponiendo un pilote con deformación totalmente restringida serían: $\sigma_{axil,fijo} = \alpha \cdot \Delta T \cdot E$, donde: $\sigma_{axil,fijo}$ es el incremento de tensión vertical suponiendo constricción total del pilote; α es el coeficiente de dilatación térmica; ΔT es el incremento de temperatura; y E es el módulo de Young. En el caso del pilote de Valencia esta ecuación se transforma en: $\sigma_{axil,fijo} = -326 \text{ kN}/(\text{°C m}^2) \cdot \Delta T$.

En la Figura 21 se muestran los valores de tensión axil de origen térmico registrada por los sensores a diferentes profundidades en función del incremento de temperatura aplicado al pilote. Para facilitar su comprensión se ha definido en la figura la recta que define la carga máxima teórica en caso de total restricción del pilote ($\sigma_{axil,fijo} = -326 \cdot \Delta T$), así como los rangos de tensiones térmicas obtenidas en los ensayos del Lambeth Collage, en Londres, y de la EPFL, de Lausana. La generación de tensiones axiles está influida no sólo por el terreno en cada nivel, sino, obviamente, también por las condiciones de restricción a la dilatación en los extremos (cabeza y punta) del pilote.

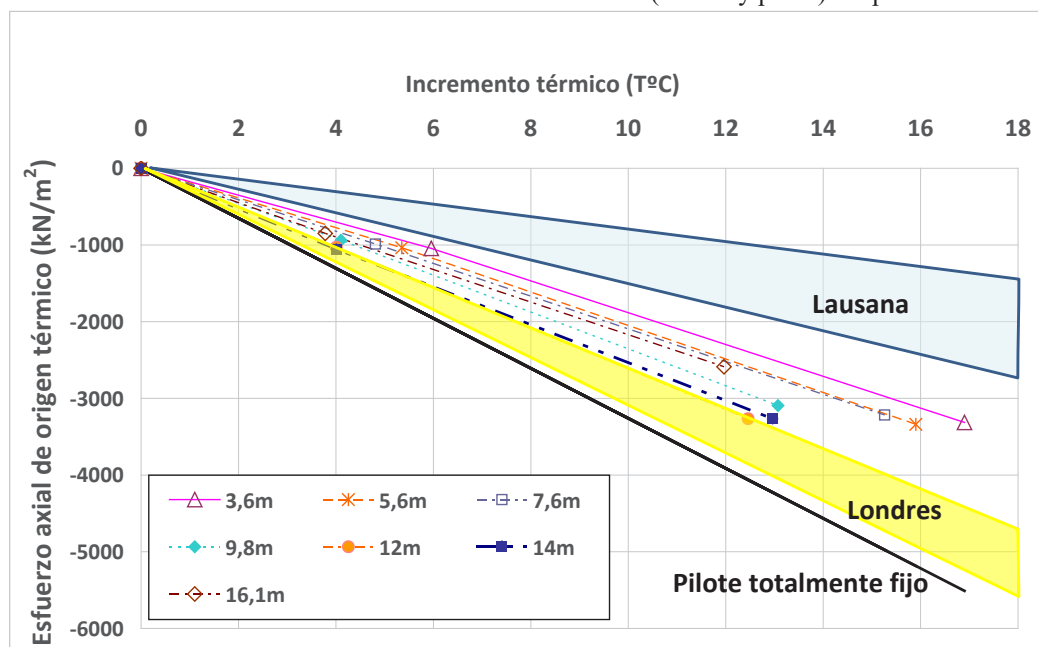


Fig. 21 – Variación del esfuerzo axil de origen térmico a diferentes profundidades en función del incremento de temperatura en el ensayo PITERM comparado con los ensayos del Lambeth College, Londres y de la EPFL, Lausana.

La Tabla 4 resume los valores de resistencia en punta y fuste del pilote durante los ensayos A, B, C y E, con una carga de cabeza de 1000 kN en todos los casos, así como los valores finales determinados durante la hinca del pilote mediante el método CAPWAP. Como se puede ver, los dos ensayos de carga estática, A y B, mostraron resultados muy similares: el pilote está trabajando al 60% de la resistencia por punta y al 32-33% de la resistencia final por fuste, lo que corresponde a unos coeficientes de seguridad de 3,1 y 1,7, respectivamente, y a un coeficiente de seguridad global de 2,5.

Tabla 4 – Carga en cabeza total, carga por fuste y carga por punta en los ensayos A, B, C y E (2º ciclo, punto E_{2e}; 12º ciclo, punto E_{12e}), comparadas con la capacidad portante, resistencia por fuste y resistencia por punta obtenidas mediante el método CAPWAP (Pardo de Santayana *et al.*, 2020).

	Resistencia por fuste (kN)	Resistencia por punta (kN)	Capacidad portante total (kN)
CAPWAP	711,3	1800	2511,3
	Carga por fuste (kN)	Carga por punta (kN)	Carga total en cabeza (kN)
Ensayo A (VWSG)	412 58% C. S. = 1,7	588 33% C. S. = 3,1	1000 40% C. S. = 2,5
Ensayo B (VWSG)	455 64% C. S. = 1,6	545 30% C. S. = 3,4	1000 40% C. S. = 2,5
Ensayo B (OFS)	395 55% C. S. = 1,8	605 34% C. S. = 3,0	1000 40% C. S. = 2,5
Ensayo C (OFS)	70 10% -	930 52% C. S. = 1,9	1000 40% -
Ensayo E E _{2e} (OFS)	307 49% -	693 39% C.S. = 2,6	1000 40% -
Ensayo E E _{12e} (OFS)	280 40% -	720 40% C.S. = 2,5	1000 40% -

También debe prestarse atención al comportamiento estructural del propio pilote, en relación con la carga axil. Como se vio en los ensayos C y E, la carga axil máxima en el pilote aumentó en alrededor de un 30% y 12%, respectivamente, en comparación con el valor máximo de 1000 kN sin cargas térmicas. Este efecto debe tenerse en cuenta en los cálculos estructurales de proyecto del pilote geotérmico. La Tabla 5 muestra los valores máximos de la carga axil y la profundidad en la que se produjo en los ensayos C y E.

En los ensayos C y E, cuando se introduce una carga térmica en el pilote, los conceptos de coeficiente de seguridad para la resistencia por punta, por fuste y global del pilote tienen que ser reconsiderados. Suponiendo que la capacidad portante total del pilote es de unos 2500 kN de carga vertical, con una carga mecánica constante de 1000 kN en cabeza de pilote, el coeficiente de seguridad global sería de 2,5. Sin embargo, el pilote no está funcionando de la misma manera que si estuviese sometido sólo a la carga mecánica. Hay una tendencia del pilote a dilatar, cuando se calienta, o a comprimir, cuando se enfría, que desarrolla tensiones de cizallamiento en el contacto

fuste-terreno de diferente signo a lo largo del pilote. Si esas tensiones de corte se integran a lo largo de toda la longitud del pilote, los valores positivos y negativos se anulan entre sí y la carga axil resultante transmitida por el fuste del pilote al terreno sería pequeña. Analizando las tensiones tangenciales por tramos verticales, se pudo ver, particularmente en la prueba C, que los valores observados están cerca de los valores de resistencia al corte de la interfaz pilote-terreno a diferentes profundidades. Esto significa que, en relación con la capacidad portante del fuste del pilote, el margen de seguridad para eventuales cargas adicionales aplicadas en cabeza de pilote se limitaría a cambios en el signo de las tensiones de cizallamiento de la interfaz en aquellas profundidades en las que, debido a las cargas térmicas, estas tensiones no se oponen a la carga mecánica. En cuanto a la punta, al calentar el pilote, el concepto de coeficiente de seguridad en la punta todavía se puede utilizar comparando la carga que se alcanza en ese nivel con la resistencia disponible por punta. Este coeficiente de seguridad por punta se redujo en los ensayos C y E, con respecto a los ensayos A y B, desde un valor de 3, aproximadamente, a valores de 2,0 y 2,5, respectivamente.

Tabla 5 – Carga axil máxima registrada en el pilote durante los ensayos C y E y profundidad correspondiente (Pardo de Santayana *et al.*, 2020).

Ensayo	Carga axil máxima (kN)	Profundidad (m)
Ensayo C (VWSG)	1283	3,6
	1283	10,4
Ensayo C (OFS)	1432	3,6
	1416	12,0
Ensayo E ciclo E _{2c} (VWSG)	1054	3,6
	1076	10,4
Ensayo E ciclo E _{2c} (OFS)	1097	3,6
	1097	12,0
Ensayo E ciclo E _{12c} (VWSG)	1114	3,6
	1100	10,4
Ensayo E ciclo E _{12c} (OFS)	1122	3,6
	1129	12,0

4 – OTROS ENSAYOS EXPERIMENTALES CON PILOTES GEOTÉRMICOS

4.1 – Ensayos in situ a escala real

En la misma época y en años posteriores al proyecto PITERM, en diferentes países se han llevado a cabo estudios sobre el comportamiento termo-mecánico de pilotes, bien en pruebas específicas sobre pilotes experimentales, bien a partir de pilotes geotérmicos integrados en la cimentación de edificaciones. En general, y a diferencia del proyecto PITERM, todos estos estudios se han realizado sobre pilotes hormigonados in situ. El objetivo principal de estos estudios ha sido el análisis del comportamiento del pilote en diferentes terrenos, sometido a diferentes condiciones de restricción mecánica en cabeza, punta y fuste y bajo diferentes cargas mecánicas y térmicas. En la Tabla 6 se presenta una lista, no exhaustiva, de algunos de los más significativos, resumiendo las características de las pruebas, los objetivos y algunos resultados en lo que se refiere al comportamiento termo-mecánico. Se omite en la tabla una descripción detallada de los dispositivos de monitorización, que, por lo general, son similares a los utilizados en PITERM (fundamentalmente, extensómetros de cuerda vibrante, termopares y dispositivos de fibra óptica).

Tabla 6 – Ensayos experimentales con pilotes geotérmicos en diferentes países en la última década.

Local y ref.		
Universidad Monash, Melbourne, Australia.	Tipo de prueba y pilote	Pilote geotérmico experimental hormigonado in situ ($\phi=60\text{cm}$; $L=16,1\text{m}$), sin restricción en cabeza, sólo fricción lateral. Cargas mecánicas, monotónicas o cíclicas, aplicadas en células Oosterberg a dos profundidades, 10 y 14m. Respuesta axil y radial monitorizada a los 5,4 y 6,4 m (extensómetros de cuerda vibrante con termistores). Dos sondeos paralelos a 0,5 y 2 m con termistores.
Bouazza <i>et al.</i> (2011)	Terreno	0-1,5 relleno; 1,5-2,5 arcilla arenosa; 2,5-16,1 arenas densas no saturadas. No se observa NF durante la ejecución.
Faizal <i>et al.</i> (2018)	Objeto principal	Explorar la respuesta térmica axil y radial del pilote durante cambios monotónicos y cíclicos de temperatura de la parte superior del pilote sólo condicionada por fricción en fuste. Analizar cambios en la rigidez del terreno y comprender la interacción entre la carga térmica cíclica y las deformaciones en el pilote, en particular los posibles cambios en la fricción en el fuste.
Wang <i>et al.</i> (2015)	Resultados	Deformaciones radiales próximas a la libre, 40% mayores que las axiles; tensiones radiales térmicas menores que las axiles, con poco efecto en la interacción suelo-pilote. Respuesta térmica estable, tras varios ciclos, sin cambios significativos en el rozamiento lateral, en las presiones suelo-pilote y en la resistencia al corte.
Denver Housing Authority Senior Living Facility, Denver, Colorado, EE.UU.	Tipo de prueba y pilote	Dos pilotes geotérmicos hormigonados in situ de una cimentación de 60 pilotes de edificio de 8 plantas; $\phi = 91 \text{ cm}$; $L = 14,8\text{m}$ (A) y $13,4\text{m}$ (B). Acoplados a un sistema geotérmico convencional de sondeos en el terreno y bomba de calor que se incorporaba en el edificio. Trabajando por punta. Cargas: (A) 3,84 MN, y (B) 3,65 MN.
	Terreno	0-3 m relleno blando; 3-7,6 m arenas y gravas; > 7,6 m argilita
	Objeto principal	Analizar mediante la instrumentación la respuesta al intercambio de calor de la cimentación y las tensiones termo-mecánicas durante las fases de construcción y operación típica del edificio. Interpretación de las deformaciones axiles durante 5 años de explotación geotérmica.
McCartney <i>et al.</i> Murphy (2012)	Resultados	Los cambios de temperatura son estables durante las operaciones de calentamiento y enfriamiento y la magnitud de las deformaciones axiles medidas está dentro de límites aceptables. Las deformaciones totales con las cargas mecánica y térmica se sitúan dentro de límites aceptados. Las magnitudes y tendencias de las deformaciones y tensiones térmicas son consistentes con pilotes trabajando por punta, con mayores deformaciones cerca de la cabeza (dilatación ascendente) y no conducen a problemas estructurales.
McCartney <i>et al.</i> Murphy (2017)		Los coeficientes de deformación térmica movilizados en los pilotes (pendiente de la curva temperatura/deformación) se mantuvieron constantes tras varios ciclos de calentamiento y enfriamiento. Aunque los cambios cíclicos de temperatura impuestos sobre los pilotes son consistentes en cada uno de los años de servicio, las deformaciones axiles a diferentes profundidades mostraron alguna tendencia divergente. Especialmente cerca de la punta del pilote se observaron deformaciones de contracción superpuestas a las deformaciones termoelásticas.

Tabla 6 – (cont.).

Local y ref.		
Edificio en Academia del Aire, Colorado, EE.UU. Murphy <i>et al.</i> (2015)	Tipo de prueba y pilote	8 pilotes geotérmicos hormigonados in situ en edificio de 1 piso, 3 instrumentados. Incrementos de 18° de temperatura. $\phi = 61$ cm $L = 15,2$ m (cimentación profunda sólo por estudio geotérmico)
	Terreno	Relleno arenoso (1m), gravas arenosas densas (1m), arenisca.
	Objeto principal	Análisis de la respuesta térmica. Comportamiento termomecánico.
	Resultados	Deformaciones térmicas similares en calentamiento y enfriamiento, comportamiento termoelástico. Movimientos en cabeza aceptables.
Centro de Convenciones Suizo, Instituto Federal Suizo de Tecnología, Lausana, Suiza. Mimouni <i>et al.</i> Laloui. (2015)	Tipo de prueba y pilote	Grupo de 4 pilotes geotérmicos experimentales hormigonados in situ, de un total de 20 de la cimentación de un tanque de recolección de agua de lluvia. $\phi = 90$ cm; $L = 29$ m. Instrumentación en pilote: extensómetros de cuerda vibrante para deformaciones verticales, fibra óptica para deformaciones radiales, células de presión en punta de pilotes; piezómetros y termistores en dos sondeos.
	Terreno	7,7m de arcilla aluvial muy blanda; 8 m de morrena de gravas y arenas, sueltas; 3,5 m de morrena de fondo firme; 8 m de arenisca.
	Objeto principal	Investigar los efectos de interacción dentro de un grupo de pilotes energéticos. Primero, se evaluaron las constricciones del terreno ensayando los pilotes sin carga mecánica; luego cada pilote fue ensayado individualmente una vez construido el edificio sobre ellos, permitiendo obtener información sobre las constricciones estructurales y cuantificar las interacciones pilote-estructura-pilote; finalmente, los 4 pilotes fueron ensayados simultáneamente para analizar los efectos de grupo. Se realizó un ensayo de respuesta térmica en un pilote y se monitorizó la respuesta termohidráulica del terreno entre pilotes con piezómetros y termistores.
	Resultados	La posición de los pilotes geotérmicos bajo la losa de reparto influyó en la respuesta en los primeros 10 metros de los pilotes. Se investigaron las interacciones pilote-estructura-pilote: el calentamiento los pilotes geotérmicos inducía tracciones en los pilotes adyacentes, desde la cabeza (deformaciones de tracción) hasta la punta (disminución de las tensiones de compresión). Durante los ensayos sobre pilotes individuales se midieron levantamientos en cabeza de 0,84 mm y esfuerzos de origen térmico máximos de 1500 kN. El calentamiento simultáneo de los 4 pilotes evidenció un efecto grupo significativo en la respuesta termomecánica. Se dobló el grado de libertad (razón entre la deformación axil térmica observada y aquella en caso de dilatación libre) en los primeros 20 m con aumentos del levantamiento en cabeza de hasta 1 mm, pero con movimientos diferenciales menores y menores esfuerzos internos de origen térmico (hasta 1100 kN). La tensión máxima de origen mecánico y térmico durante los diferentes ensayos nunca excedió el 15 % de la resistencia media del hormigón (45 MN). El mayor impacto del efecto de grupo es que los movimientos diferenciales entre los pilotes de ensayo se reducen (menos de 0,22 mm). En consecuencia, la estructura se ve menos solicitada a largo plazo por desplazamientos cíclicos. Las deformaciones radiales del pilote se ven restringidas en los niveles de suelos firmes, pudiendo aumentar la resistencia por fuste en esos niveles. A pesar de cambios de temperatura de 3,5 a 4°C a medio metro del pilote en los ensayos de grupo, los piezómetros no mostraron variación en la presión intersticial, sugiriendo que una permeabilidad suficientemente alta del suelo evita excesos de presión de poros.

Tabla 6 – (cont.).

Local y ref.		
Campo de pruebas Dunkerke, Francia. Szymkiewicz <i>et al.</i> (2015)	Tipo de prueba y pilote	11 pilotes hormigonados in situ, armados en toda su longitud, 3 de ellos cargados mecánica y térmicamente y 8 de reacción, $\phi = 52$ cm; $L = 12$ m. encepado de hormigón armado sobre los 3 pilotes cargados. Instrumentación en cada pilote: 8 sensores de fibra óptica de deformación y temperatura en una de las barras, 16 extensómetros extensómetros en dos barras opuestas, extensómetro LCPC recuperable en tubo central de $\phi 52/60$ mm.
	Terreno	Principalmente arenas, con un nivel superior de limos de unos 3 m. N. F a 1,6 m de profundidad.
	Objeto principal	Impacto de la temperatura y ciclos de calentamiento/enfriamiento en la capacidad portante. Uno de los 3 pilotes sometido a ensayo de carga estática convencional para determinar la capacidad portante. El 2º solicitado mecánicamente (al 30% de la capacidad portante; C.S. = $2450/900=2,72$, nivel de seguridad de estado de servicio) y térmicamente durante 5 meses; y finalmente sometido a ensayo de carga estática. El 3º solicitado térmicamente 5 meses y después sometido a ensayo de carga estática. Ciclos previstos, aunque adaptados posteriormente, de 7 días de calentamiento y 7 días de enfriamiento, inyectando fluido a 30º y 2ºC respectivamente.
	Resultados	Parece no haber impactos negativos, en suelos arenosos, debidos a los ciclos de calentamiento/enfriamiento. Los movimientos medidos en cabeza de pilote son reversibles. Sin cambios en la resistencia por punta y aumento de la resistencia por fuste con los ciclos, atribuible a que el suelo parece mostrar tendencia a densificarse alrededor del fuste con los ciclos de temperatura.
Richmond (Houston) Texas, EE.UU. Sutman (2016) Sutman <i>et al.</i> (2019a)	Tipo de prueba y pilote	3 pilotes experimentales, hormigonados in situ: $\phi = 45,7$ cm; $L = 15,24$ m (pilotes TP-1 y TP3) y $L = 9,14$ m (pilote TP-2). 8 pilotes de reacción para aplicación de cargas mecánicas. 3 sondeos de observación a 50 cm de los pilotes geotérmicos, con 3 termistores y 2 o 3 piezómetros cada uno.
	Terreno	0-9,8m arcilla arenosa y limosa muy sobreconsolidada con nivel de arenas entre 5,2 – 5,6 m; 9,8-17,4 m arenas muy densas con gravas; NF a -3,4m
	Objeto principal	Efecto de las condiciones de restricción en cabeza y por punta en la distribución de tensiones de origen térmico. Ensayos de carga estática y aplicación de ciclos de temperatura durante 6 semanas con (TP-2 y TP-3) y sin (TP-1) carga mecánica en cabeza.
	Resultados	Efecto de carga mantenida en cabeza: mayores tensiones térmicas en la parte superior del pilote TP-3 (con carga en cabeza) que en el TP-1 (sin carga en cabeza), ambos con la punta en las arenas densas. Efecto de la resistencia del terreno en el pie: El pilote TP-2, más corto y con la punta en las arcillas, experimentó más deformación térmica y menos tensiones de origen térmico que el TP-3. Efecto de los ciclos de temperatura en la resistencia movilizada por fuste: muy pequeños aumentos de presión intersticial cerca del pilote TP-1; los desplazamientos cíclicos no llegan a producir reducción en la resistencia por fuste en los niveles de arcilla o en las arenas. La distribución de las deformaciones axiles inducidas térmicamente depende de la ubicación de la restricción dominante. Las condiciones de restricción en cabeza y punta de pilote afectan a la dirección y magnitud de la resistencia movilizada por fuste. La profundidad del punto neutro, donde esta resistencia cambia de signo, se sitúa más próxima de la restricción dominante. Durante el enfriamiento las diferencias entre los tres pilotes tienden a desaparecer, ya que las restricciones en cabeza y en punta se pierden. Los efectos térmicos en las deformaciones axiles, tensiones y resistencia movilizada por fuste dependen en gran medida del nivel de restricción en cabeza y punta de pilote.

Tabla 6 – (cont.).

Local y ref.		
Edificio residencial, Universidad Monash, Melbourne, Australia Faizal <i>et al.</i> (2019)	Tipo de prueba y pilote	2 pilotes geotérmicos hormigonados in situ con $\phi = 60$ cm y $L = 10$ m, de un total de 114 de la cimentación de edificio de 6 plantas; sometido a cambios de temperatura de 10°C a 23°C.
	Terreno	0-0,4 rellenos; 0,4-3,5 arcilla arenosa; 3,3-12,5 arena
	Objeto principal	Efecto de los ciclos diarios de cambio de temperatura.
	Resultados	Deformaciones axiles y radiales linealmente reversibles, comportamiento termoelástico; distribución compleja de las tensiones térmicas; tensiones térmicas radiales no significativas, mucho menores que las axiles, sin repercusión en la fricción por fuste
Edificio de estación de trenes. Xinyang, Henan, China Luo <i>et al.</i> (2019)	Tipo de prueba y pilote	Dos pilotes hormigonados in situ: (a) $\phi = 60$ cm; $L = 18,5$ m (tubo en U doble); y (b) $\phi = 80$ cm; $L = 13$ m (tubo en espiral), en edificio. Ensayos de respuesta térmica (TRT): sin carga mecánica en el pilote (a) y con el peso del edificio (1600-1800kN) en el (b).
	Terreno	3m de arcilla arenosa; 2 m de arenisca meteorizada no saturada; y 15 m de arenisca arcillosa.
	Objeto principal	Comportamiento térmico y termomecánico de 2 pilotes geotérmicos con tubo intercambiador de calor en doble U o en bucle en espiral.
	Resultados	La contracción en el enfriamiento se aproximó a la contracción libre en el pilote no cargado verticalmente; en el pilote cargado, debido a una mejor interacción pilote-terreno, hubo mayor restricción a la contracción y aparecieron tensiones de tracción. La resistencia movilizada por fuste durante el enfriamiento fue menor que durante el calentamiento. Durante el calentamiento las deformaciones radiales fueron inferiores a las libres, dando lugar a tensiones de compresión (mecanismo de expansión de cavidad en el terreno). En el enfriamiento, las deformaciones de origen térmico fueron mayores que las correspondientes a la libre contracción térmica. Se considera que la restricción de contracción térmica axil dio lugar a una mayor contracción radial, para una dada contracción volumétrica térmica y carga mecánica; esto dio lugar a una reducción de la tensión radial en el suelo alrededor del pilote, posiblemente contribuyendo a la diferencia de magnitud de la resistencia por fuste entre la fase de calentamiento y la de enfriamiento. La interacción termo-mecánica en la dirección radial merece mayor atención cuando el pilote se construye en suelos firmes.
Nankín, China Gangqiang <i>et al.</i> (2020)	Tipo de prueba	Pilote geotérmico hormigonado in situ con $\phi = 80$ cm y $L = 15$ m, en pantalla doble de sostenimiento con vigas riostras en cabeza. Restricción en cabeza y punta.
	Terreno	0-9m arcillas limosas; 9-20 m andesita.
	Objeto principal	Respuesta térmica y termo-mecánica, bajo cambio de temperatura medio de 20°C.
	Resultados	Tensiones térmicas en cabeza y punta de -0,101MPa/°C (34% de restricción total) y de -0,061 MPa/°C (20%).

Tabla 6 – (cont.).

Local y ref.		
Campos dos Goytacazes, Río de Janeiro, Brasil. Casagrande <i>et al.</i> (2020)	Tipo de prueba y pilote	Micropilote hormigonado in situ con $\phi = 40$ cm y $L = 12$ m, sometido sólo a cargas térmicas: 3 ciclos (TRT) con incrementos de T de 25°, 23° y 40°C.
	Terreno	0-3,5 arcilla arenosa; 3,5-5 arena limosa; 5-8 arena; 8-11 arcilla orgánica; >11 arena limosa.
	Objeto principal	3 ensayos tipo TRT, para análisis de respuesta termo-mecánica.
	Resultados	Menores deformaciones de origen térmico y temperaturas en la capa de arcilla. Cambio lineal de la deformación axial de origen térmico con la temperatura en todas las profundidades. Disminución del coeficiente movilizado de expansión térmica ($\mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$) con cada ciclo en la capa de arcilla, atribuido a un aumento de la resistencia al corte debida al calentamiento cíclico.

Algunas de las conclusiones principales de estos estudios se podrían resumir del siguiente modo: 1) el comportamiento de los pilotes geotérmicos experimentales se ajusta al modelo conceptual en lo que respecta a aparición de tensiones axiales de origen térmico por estar la libertad de dilatación o contracción térmica del pilote restringida por el rozamiento por fuste y por las condiciones de contorno en cabeza y punta de pilote, y a los cambios de las tensiones tangenciales en el contacto fuste-terreno; estas acciones de origen térmico se suman a las de origen mecánico debidas a las cargas impuestas en cabeza de pilote; 2) el comportamiento del pilote con los ciclos de temperatura es termo-elástico; 3) las deformaciones y tensiones axiales de origen térmico y la resistencia movilizada por fuste están muy influidas por el tipo de terreno y las restricciones en cabeza y punta del pilote; 4) las deformaciones radiales de origen térmico dependen del tipo y consistencia del terreno circundante al pilote, pudiendo aproximarse a la dilatación libre en niveles de terreno flojo; en terrenos firmes, la tendencia a la dilatación radial puede dar lugar a un incremento de la resistencia por fuste; 5) con la aplicación de cargas térmicas se observan muy pequeños aumentos de presión intersticial cerca del pilote, y el efecto de los ciclos de temperatura en la resistencia movilizada por fuste, por este efecto, es pequeño; 6) en grupos de pilotes la respuesta mecánica depende de si se activa térmicamente uno o varios pilotes del grupo, observándose efecto de grupo en lo que respecta a la aparición de tensiones axiales en pilotes no activados térmicamente, y a restricciones y a movimientos diferenciales en cabeza; 7) con los niveles de cargas térmicas reales en pilotes integrados en la cimentación de edificios, los niveles de cargas axiales y de movimientos en cabeza inducidos térmicamente se consideran, en general, aceptables.

4.2 – Ensayos en modelos a escala reducida

Aunque las pruebas in situ a escala real son la mejor herramienta para investigar la respuesta termo-mecánica de los pilotes geotérmicos, constituyen estudios costosos en términos económicos y de tiempo. En los últimos años se han desarrollado estudios sobre pilotes geotérmicos a escala reducida, como alternativa a las pruebas in situ, cuyos resultados proporcionan una comprensión complementaria de su comportamiento bajo cargas térmicas y mecánicas. En particular, la utilización de pruebas en centrífuga ofrece un enfoque útil para medir parámetros empíricos en análisis de interacción suelo–estructura de cimentaciones energéticas, ya que las propiedades de las cimentaciones y las capas del suelo en el modelo a escala reducida se pueden controlar cuidadosamente y se pueden considerar diferentes configuraciones para las pruebas a menor coste que en ensayos a escala real, y permitiendo como éstos, mediante la instrumentación embebida en el modelo, medir deformaciones y tensiones inducidas térmicamente, cuyos resultados pueden utilizarse para validar análisis de interacción suelo-estructura así como modelos numéricos de

elementos finitos. Una ventaja adicional de los ensayos en centrífuga es que los pilotes geotérmicos se pueden cargar hasta rotura para, de esta forma, caracterizar los efectos de la temperatura en las curvas carga-asiento. El impacto de las tensiones radiales inducidas térmicamente en la resistencia por fuste y los efectos de las restricciones en los extremos del pilote, cabeza y punta, pueden ser también analizados en ensayos en centrífuga. Algunos estudios interesantes sobre pilotes geotérmicos realizados mediante modelos ensayados en centrífuga se pueden consultar en las siguientes referencias: McCartney et Rosenberg (2011); Stewart *et al.* (2014); Ng *et al.* (2014); Goode Ill *et al.* (2015); Ng *et al.* (2016).

En resumen los ensayos con modelos reducidos en centrífuga aportan resultados valiosos y complementarios a los de los ensayos a escala real en condiciones más controladas y uniformes en lo que se refiere a las características del terreno, y permitiendo variar con facilidad las condiciones de contorno en cabeza y punta de pilote. Algunos de los estudios han mostrado un comportamiento plástico en relación con los movimientos verticales tras la aplicación de los ciclos de temperatura que no resulta tan evidente en los ensayos a escala real. Por otro lado, estos ensayos permiten obtener conclusiones sobre los efectos que la dilatación y contracción térmica radial del pilote causan en el suelo circundante, en particular en lo referente a una eventual alteración de la resistencia por fuste, en función del tipo y consistencia del terreno.

5 – LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN ACTUALES

Los resultados de los estudios experimentales, además de esclarecer los modelos conceptuales de comportamiento mecánico de los pilotes sometidos a cargas mecánicas y térmicas, sirven para el desarrollo, ajuste y validación de modelos analíticos y, sobre todo, numéricos que simulen este comportamiento. La modelización numérica es, naturalmente, una útil herramienta que ayuda a comprender detalles del comportamiento de los pilotes. Con todo, el objetivo último de estos modelos es su utilización para el diseño de los pilotes geotécnicos, una vez conocidos el terreno en el que van a ser construidos, las cargas mecánicas y térmicas que van a recibir, y teniendo presente los tres requerimientos principales: desplazamientos admisibles (estados límite de servicio); tensiones aceptables para el hormigón del pilote (resistencia estructural); y márgenes de seguridad suficientes con respecto al fallo de la cimentación (estado límite último geotécnico). El efecto de las cargas térmicas en los pilotes en términos de movimientos y tensiones está limitado entre dos extremos teóricos, definidos, de un lado, por el caso de ausencia de restricciones a las deformaciones térmicas y, del otro, por el caso de restricción total a estas deformaciones; este último caso marcaría el máximo teórico que pueden alcanzar las tensiones internas de origen térmico en el pilote. Cada caso real se situará entre estos dos extremos, según el grado de libertad, en cada profundidad de pilote. Suponer una restricción total a la deformación de origen térmico en el diseño del pilote podría resultar, obviamente, excesivamente conservador, por lo que es necesario afinar el comportamiento del pilote con base en los modelos resultantes de los diferentes trabajos de investigación. Si bien los principios conceptuales del comportamiento termo-mecánico de estos pilotes son conocidos y han sido validados por los diferentes estudios experimentales, ya se han comentado, entre otras, las complicaciones que introducen las características particulares del perfil del terreno, las condiciones de restricción de movimientos en cabeza, en punta y a lo largo del fuste del pilote, los efectos de grupo, o las posibles alteraciones a las presiones intersticiales y a la resistencia del terreno y de la interfaz pilote-suelo con los ciclos de calentamiento-enfriamiento, además de los efectos que puede introducir la evolución con el tiempo de las condiciones térmicas en el conjunto cimentación-terreno, en función del régimen de explotación geotérmico, de las condiciones locales y del diseño del sistema. Es fundamentalmente en la evaluación de estos efectos donde se centran actualmente las investigaciones sobre el comportamiento de los pilotes geotérmicos, utilizando como herramientas tanto pruebas experimentales a escala real o a escala reducida, como modelos numéricos, en general de elementos finitos, de diferente complejidad, incluyendo los análisis acoplados termo-hidro-mecánicos para evaluar el impacto de la explotación térmica a largo plazo de los pilotes.

El desarrollo de modelos numéricos que simulen el comportamiento termo-mecánico de los pilotes geotérmicos es, obviamente, una línea de investigación que comienza prácticamente con las primeras pruebas experimentales, y que continúa en la actualidad. Algunos ejemplos de estos estudios se pueden consultar en las siguientes referencias: Laloui *et al.* (2006); Olgun *et al.*, (2014); Rotta Loria *et al.* (2015); Sutman (2016); Gawecka *et al.*, (2017); Rui *et al.* (2017).

De las conclusiones tanto de los trabajos experimentales como de los de modelación numérica, se pueden destacar algunos aspectos del comportamiento termo-mecánico de los pilotes geotécnicos que requieren especial atención, entre los cuales los siguientes:

- El impacto de las tensiones radiales inducidas térmicamente en la resistencia al corte en la interfaz fuste-terreno en función del tipo de terreno; las deformaciones radiales del pilote se ven restringidas en los niveles de suelos firmes, pudiendo aumentar la resistencia por fuste en esos niveles; durante la fase de enfriamiento, se produce el efecto contrario, con la reducción de la tensión radial en el suelo alrededor del pilote, posiblemente contribuyendo a la diferencia de magnitud de la resistencia por fuste entre la fase de calentamiento y la de enfriamiento.
- La eventual migración de la humedad del suelo, inducida por gradientes térmicos, podría afectar a la resistencia del pilote, especialmente en suelos parcialmente saturados; los aumentos de presión intersticial alrededor del pilote con el calentamiento parecen estar influidos por la permeabilidad del suelo, siendo despreciables en arenas y suelos permeables;
- El comportamiento de los pilotes sometidos a ciclos de cargas térmicas bajo niveles de carga mecánica axil elevados, que pueden dar lugar a un comportamiento plástico, con asientos no recuperables, lo que puede afectar a la comprobación no sólo a los estados límites últimos, sino también de servicio; en general, en las pruebas a escala real se observa, en lo referente a los asientos en cabeza, un comportamiento termoplástico bajo los ciclos térmicos, pero este comportamiento podría limitarse a los casos en que la carga mecánica con respecto a la capacidad portante no excede de un determinado nivel;
- Casi todos los estudios experimentales se han llevado a cabo con pilotes hormigonados in situ, con diámetros de pilote claramente superiores a los de pilotes hincados. Es importante profundizar en las diferencias de comportamiento que se pueden derivar del método constructivo, en particular en lo referente a potenciales cambios de la resistencia por fuste con los ciclos térmicos; posiblemente el efecto de densificación del suelo y rotura de partículas de suelo durante la hinca puede contribuir a una respuesta dilatante durante la aplicación de la carga térmica; los pilotes hincados podrían tener un mejor comportamiento respecto a estados límite de servicio;
- Los efectos de interacción entre pilotes en un grupo es uno de los aspectos más importantes que se deben investigar, pues resultan críticos para el adecuado proyecto de los pilotes geotérmicos;

Si los esfuerzos de investigación del comportamiento de los pilotes geotérmicos deben continuar, tanto a partir de la experimentación y auscultación, como mediante la utilización de los métodos numéricos, a efectos prácticos es importante también desarrollar u optimizar métodos aproximados de diseño para los proyectos de cimentaciones. En ese sentido, en los últimos años se están llevando a cabo investigaciones con el objetivo de modificar y ampliar varios métodos aproximados para el análisis de pilotes geotérmicos sometidos a cargas mecánicas y térmicas, que fueron desarrollados originalmente para el análisis de cimentaciones de pilotes convencionales sometidos únicamente a cargas mecánicas, incluyendo formulaciones del método de las curvas de transferencia de carga, para un pilote aislado (Suryatriyastuti *et al.*, 2014; CFMS/SYNTEC Ingénierie, 2016; Sutman *et al.*, 2019b), y, para el análisis de grupos de pilotes geotérmicos, los

métodos de factor de interacción (Rotta Loria *et al.*, 2016; Ravera *et al.*, 2020), o del pilote equivalente (Rotta Loria *et al.*, 2017).

6 – CONCLUSIONES

En el artículo se ha centrado en estudios experimentales sobre el comportamiento mecánico de los pilotes geotérmicos, sometidos a cargas mecánicas y térmicas, sin entrar en los aspectos del comportamiento y dimensionamiento térmico de este tipo de estructuras de cimentación, pudiendo encontrarse una buena revisión de esta cuestión en Loveridge *et al.* (2020).

Tras una introducción sobre la repercusión de la introducción de cargas térmicas en el comportamiento mecánico de los pilotes, y una referencia a los primeros estudios experimentales sobre pilotes geotérmicos en diferentes países europeos, se han presentado de forma resumida los trabajos realizados en España en el ámbito del proyecto PITERM.

Los ensayos realizados en 2012 para el proyecto PITERM supusieron uno de los primeros, si no el primero, estudios del comportamiento de pilotes geotérmicos hincados. De hecho, hasta la fecha en la bibliografía son escasísimos los trabajos relativos a pilotes geotérmicos hincados. En este caso se trataba de evaluar el comportamiento termomecánico de un pilote geotérmico experimental de hormigón prefabricado hincado en los terrenos deltaicos de la ciudad de Valencia, España, y sometido a cargas mecánicas y térmicas, simulando su uso dentro de una instalación geotérmica trabajando en modo verano (refrigeración del edificio y calentamiento de la cimentación). Se introdujeron una serie de medidas innovadoras en el diseño del pilote, tales como, por un lado, la instalación en su interior, después de la hinca, de dos tubos de PE con una configuración en forma de doble U utilizados más adelante para la activación térmica del pilote, y por otro lado, los dispositivos para instalar y conectar los cables de instrumentación interna (VWSG y OFS) entre las dos partes de 8,7 m de largo de que constaba el pilote. Los datos recogidos de los sensores de instrumentación internos y externos permitieron evaluar el comportamiento mecánico y termomecánico del pilote en términos de deformaciones y tensiones axiales internas y cargas axiales, y, por lo tanto, de valores de las tensiones de corte en la interfaz de pilote-terreno, así como los movimientos y deformaciones del pilote. Las mediciones de las deformaciones axiales internas del pilote y los movimientos de la cabeza que tuvieron lugar durante los ensayos de carga estática A y B eran indispensables para comprender el comportamiento mecánico del pilote como elemento de cimentación y para analizar el efecto de las cargas térmicas aplicadas posteriormente en los ensayos C y E.

Al aplicar acciones térmicas a este pilote geotérmico hincado experimental, se modificó la forma en que el pilote soportaba las cargas mecánicas. Se verificó que a medida que el pilote se calienta o se enfría, aparecen cambios en la magnitud y signo de las tensiones de corte entre el fuste y el suelo circundante, ya que el terreno se opone a la dilatación o a la contracción térmica libre del pilote. Como consecuencia, se altera la distribución de tensiones verticales y cargas axiales a lo largo del pilote. La forma en que se producen estos cambios está fuertemente influenciada, por un lado, por el perfil geotécnico del terreno, y, por otro lado, por el modo de trabajo del pilote y la distribución entre las resistencias por fuste y por punta. En este estudio, cuando el pilote se calentó, se verificó un aumento significativo de la carga axial a lo largo del pilote, así como de la carga por punta, lo que causó una reducción importante del coeficiente de seguridad por punta, particularmente en el ensayo C. El incremento de carga axial en el pilote fue del orden del 40% durante el ensayo C y de aproximadamente el 12% durante el ensayo E. Es importante señalar que las cargas térmicas aplicadas durante el ensayo C fueron más altas que las que serían necesarias en un caso real de explotación geotérmica de una oficina normal o edificio residencial cimentado en pilotes, que estarían más cerca de las aplicadas en ensayo E. En todo caso, este efecto debe tenerse en cuenta no sólo en relación con la capacidad portante del pilote geotérmico frente a cargas verticales, sino también para el proyecto de su resistencia estructural.

Se incluye también en el artículo una breve revisión, no exhaustiva, de pruebas experimentales con pilotes geotérmicos realizadas en diferentes países en la última década utilizando pilotes hormigonados in situ, y cuyos resultados van al encuentro de los obtenidos en el proyecto PITERM, confirman el modelo conceptual representativo de un comportamiento termo-elástico, para los niveles de cargas térmicas que son esperables en las aplicaciones reales, revelan la importancia del perfil de terreno atravesado y de las condiciones de restricción de movimientos en el pie y en la cabeza del pilote.

Se hace también referencia a trabajos experimentales realizados en varios países sobre modelos a escala reducida en centrífuga. Estos ensayos son de gran utilidad para el estudio de este tipo de cimentaciones en condiciones más controladas y uniformes en lo que se refiere a las características del terreno. También permiten variar con facilidad las condiciones de contorno en cabeza y punta de pilote, y realizar ensayos en condiciones extremas, hasta rotura del pilote, lo que ha revelado la posibilidad de comportamientos plásticos en relación con los movimientos verticales tras la aplicación de los ciclos de temperatura que no resulta tan evidente en los ensayos a escala real.

Finaliza el artículo con algunos apuntes sobre las líneas de investigación más recientes a nivel internacional. Se hace referencia a algunos trabajos sobre modelización numérica realizados en los últimos años. Se destaca la necesidad de seguir investigando para mejorar la comprensión del comportamiento termomecánico de los pilotes geotérmicos y para formalizar las pautas de proyecto y coeficientes de seguridad adecuados para asegurar los estados límite últimos y de servicio de este tipo de elementos de cimentación geotérmicos.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amatya, B. L.; Soga, K.; Bourne-Webb, P. J.; Amis, T.; Laloui, L. (2012). *Thermo-mechanical behaviour of energy piles*. Géotechnique, 62(6), 503-519.
- Amis, A.; Bourne-Webb, P.; Amatya, B.; Soga, K.; Davidson, C. (2008). *The effects of heating and cooling energy piles under working load at Lambeth College*. Proc. 33rd Ann. and 11th Int. DFI Conf., New York, 10 pp.
- Bouazza, A.; Singh, R.M.; Wang, B.; Barry-Macaulay, D.; Haberfield, C.; Chapman, G.; Baycan, S.; Carden, Y. (2011). *Harnessing on site renewable energy through pile foundations*. Australian Geomech. J. , 46(4), 79-90, dic 2011.
- Bourne-Webb, P.J. 2013. *Observed response of energy geostructures*. *Energy geostructures: innovation in underground engineering*. Editado por L. Laloui y A. Di Donna. ISTE Ltd., and John Wiley and Sons, Hoboken. pp. 45–67.
- 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(3): 237–248.
- Bourne-Webb P.J.; Amatya, B.; Soga, K. (2013). *A framework for understanding energy pile behaviour*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering 166(2): 170–177, <http://dx.doi.org/10.1680/geng.10.00098>.
- Bourne-Webb, P.J.; Bodas Freitas, T.M. (2020) *Thermally activated piles and pile groups under monotonic and cyclic thermal loading – A review*. Renewable Energy 147: 1040 2572–2581.
- Brandl, H. (2006). *Energy foundations and other Thermo-Active Ground Structures*. Geotechnique 56(2), 81-122.

- Casagrande, B.; Fernando Saboya, F.; Tibana, S.; McCartney, J.S. (2020). *Mechanical response of a thermal micro-pile installed in stratified sedimentary soil*. E3S Web of Conferences 205, 05007 (2020), ICEGT 2020.
- CEDEX (2014). *Caracterización termo-mecánica y nuevas técnicas de diseño de pilotes termoactivos*. PROYECTO PITERM (2011-2014). Informe Técnico del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Madrid, España.
- CFMS/SYNTEC Ingénierie (2016) *Recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre des géostructures thermiques*. Revue Française de Géotechnique 149(1): 1-120, <https://doi.org/10.1051/geotech/2017012>.
- De Groot, M. (2017) *Comportamiento termodinámico de pilotes prefabricados*. Ph.D. thesis, Universidad Politécnica de Valencia, Spain.
- De Santiago, C., Pardo de Santayana, F., de Groot, M., Ucheguía, Badenes, B., Magraner, T., J., Arcos, J. L. and Martín, F. (2016) *Thermo-mechanical behavior of a thermo-active precast pile*. Bulgarian Chemical Communications, Volume 48, Special Issue E; pp. 41-54.
- Faizal, M.; Bouazza, A.; McCartney, J.S.; Haberfield, C. (2018). *Axial and radial thermal responses of a field-scale energy pile under monotonic and cyclic temperature changes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, oct. 2018, vol. 144, n° 10, ASCE.
- Faizal, M.; Bouazza, A.; McCartney, J.S.; Haberfield, C. (2019). *Effects of cyclic temperature variations on thermal response of an energy pile under a residential building*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, oct. 2019, vol. 145, n° 10, ASCE.
- Gawecka, K.A.; Taborda, D.M.G.; Potts, D.M.; Cui, W.; Zdravkovic, L.; Haji Kasri, M.S. (2017). *Numerical modelling of thermo-active piles in London Clay*. Geotechnical Engineering, Volume 170 Issue GE3, ICE, jun. 2017.
- Gangqiang, K.; Zhou, Y.; Wu, D.; Yin, G.; Pu, H. (2020). *Field test on thermal response characteristics of an energy pile in underground row piles*. E3S Web of Conferences 205, 05011 (2020), ICEGT 2020.
- Goode Ill, J. C.; McCartney, J. S. (2015). *Centrifuge Modeling of End-Restraint Effects in Energy Foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ago. 2015, vol. 141, n° 8, ASCE.
- GSHPA Association (2012) Thermal pile design, installation and material standards. Issue 1.0, 1st October 2012.
- Katzenbach, R.; Clauss, F.; Waberseck, T.; Wagner, I. (2008). *Coupled Numerical Simulation of Geothermal Energy Systems*. 12th International Conference of Inter-national Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Katzenbach, R.; Clauss, F.; Waberseck, T. (2011). *Sustainable energy supply and storage with enhanced geothermal energy systems*. Topical Issues of subsoil Usage, S. Petersburg, Rusia.
- Laloui, L. (2008). Heat exchanger geostructures. Static behaviour under temperature variations. Energetic geostructures. Workshop, London.
- Laloui, L. (2011). *In-situ testing of heat exchanger pile*. Proc., GeoFrontiers 2011, J. Han and D. E. Alzamora, eds., ASCE, Reston, VA, 410-419.
- Laloui, L.; Moreni, M.; Vulliet, L. (2003). *Comportement d'un pieu bifonction, fondation et échangeur de chaleur*. Can. Geotech. J. 40, 388-402.

- Laloui, L.; Nuth, M.; Vulliet, L. (2006). *Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile*. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics 30(8), 401-413.
- Laloui, L.; di Donna, A. (2011). *Understanding the behaviour of energy geostructures*. Proceedings of Institution of Civil Engineers. Civil Engineering 164, 184-191.
- Loveridge, F.; McCartney, J. S.; Narsilio, G. A.; Marcelo Sanchez, M. (2020). *Energy geostructures: A review of analysis approaches, in situ testing and model scale experiments*. Geomechanics for Energy and the Environment, 22 (2020) 1001730.
- Luo, J.; Zhang, Q.; Zhao, H.; Gui, S.; Xiang, W.; Rohn, J.; Soga, K. (2019). *Thermal and Thermomechanical Performance of Energy Piles with Double U-Loop and Spiral Loop Heat Exchangers*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, dic. 2019, vol. 145, nº 12, ASCE.
- McCartney, J. S.; Rosenberg, J.E. (2011). *Impact of heat exchange on side shear in thermoactive foundations*. Proc. , Geo-Frontiers 2011 (GSP 211), J. Han and D. E. Alzamora, eds., ASCE, Reston, VA, 488-498.
- McCartney, J. S.; Murphy, K. D. (2012). *Strain distributions in full-scale energy foundations*. (DFI Young Professor Paper Competition 2012), DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute, 6:2, 26-38, DOI: 10.1179/dfi.2012.008.
- McCartney, J.S.; Murphy, K.D. (2017). *Investigation of potential dragdown/uplift effects on energy piles*. Geomechanics for Energy and the Environment. <http://dx.doi.org/10.1016/j.gete.2017.03.001>.
- Mimouni, T.; Laloui, L. (2015). *Behaviour of a group of energy piles*. Can. Geotech. J. 52: 1913–1929, may. 2015.
- Ministerio de Vivienda (2006). Documento Básico–Seguridad Estructural-Cimientos del Código Técnico de la Edificación (Documento Básico SE-C, 2006), Spain.
- Murphy, K.D.; McCartney, J.S.; Karen S. Henry, K.S. (2015). *Evaluation of thermo-mechanical and thermal behavior of full-scale energy foundations*. Acta Geotechnica (2015) 10:179–195, DOI 10.1007/s11440-013-0298-4.
- Ng, C. W. W.; Shi, C.; Gunawan, A.; Laloui, L. (2014). *Centrifuge modelling of energy piles subjected to heating and cooling cycles in clay*. Géotechnique Letters 4, 310–316, oct. 2014.
- Ng, C. W. W.; Gunawan, A.; Shi, C.; Ma, Q.J.; Liu, H.L. (2016). *Centrifuge modelling of displacement and replacement energy piles constructed in saturated sand: a comparative study*. Géotechnique Letters 6, 34–38, mar. 2016.
- Olgun, C. G.; Ozdogr, T.Y.; Arson, C. F. (2014). *Thermo-mechanical radial expansion of heat exchanger piles and possible effects on contact pressures at pile–soil interface*. Géotechnique Letters, jul. 2014.
- Pardo de Santayana, F., de Santiago, C., de Groot, M., and Arcos, J. L. (2016) *Comportamiento de un pilote prefabricado experimental bajo ensayos de aplicación de cargas estáticas*. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, SEMSIG. ISBN :978-84-945282-2-2, La Coruña, Spain; pp. 461-470.
- Pardo de Santayana, F.; de Santiago, C.; de Groot, M.; Ucheguía, J.; Arcos, J. L.; Badenes, B. (2020). *Effect of thermal loads on pre-cast concrete thermopile in Valencia, Spain*. Environmental Geotechnics 7(3) 208-222.

- Ravera, E.; Sutman, M.; Laloui, L. (2020). *Analysis of the interaction factor method for energy pile groups with slab*. Computers and Geotechnics, 119 (2020) 103294.
- Rotta Loria, A. F.; Gunawanb, A.; Shi, C.; Laloui, L. (2015). *Numerical modelling of energy piles in saturated sand subjected to thermo-mechanical loads*. Geomechanics for Energy and the Environment 1 (2015) 1-15.
- Rotta Loria, A. F.; Laloui, L. (2016). *The interaction factor method for energy pile groups*. Comput. Geotech. 80, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.07.002>.
- Rotta Loria, A. F.; Laloui, L. (2017). *The equivalent pier method for energy pile groups*. Géotechnique 2017; 67(8):691–702.
- Rui, Y.; Yin, M. (2017). *Investigations of pile-soil interaction under thermo-mechanical loading*. Canadian Geotechnical Journal, nov. 2017.
- Soga, K. (2011). *Soil-structure interactions for thermal piles/walls; Fundamentals; Design considerations; Future research needs*. GSHPA Workshop, November 2011.
- Suryatriyastuti, M.E.; Mroueh, H.; Burlon, S. (2014). *A load transfer approach for studying the cyclic behavior of thermo-active piles*. Computers and Geotechnics, 55 (enero):378–91.
- Stewart, M.A.; McCartney, J. S. (2014). *Centrifuge Modeling of Soil-Structure Interaction in Energy Foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, abr. 2014, vol. 140, n° 4, ASCE.
- Sutman, M. (2016). *Thermo-Mechanical Behavior of Energy Piles: Full-Scale Field Testing and Numerical Modeling*. Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, VA, EE.UU., ago. 2016.
- Sutman, M.; Tracy Brettmann, T.; Guney Olgun, C. (2019a). *Full-scale in-situ tests on energy piles: Head and base-restraining effects on the structural behaviour of three energy piles*. Geomechanics for Energy and the Environment, 18 (2019), pp. 56-68.
- Sutman, M.; Olgun, G.; Laloui, L. (2019b). *Cyclic load-transfer approach for the analysis of energy piles*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019; 145(1):04018101.
- Wang, B.; Bouazza, A.; Singh, R.M.; Haberfield, C.; Barry-Macaulay, D.; Baycan, S. (2015). *Posttemperature Effects on Shaft Capacity of a Full-Scale Geothermal Energy Pile*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, abr. 2015, vol. 141, n° 4, ASCE.

VELOCIDADE DE CARREGAMENTO NA ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Strain rates effects in the prediction of geotechnical parameters

Fernando Schnaid^a, Ian Schumann Marques Martins^b, Bruno Guimarães Delgado^c, Edgar Odebrecht^d

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

^b Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

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

^d Universidade do Estado de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

RESUMO – A influência da velocidade de carregamento no comportamento de geo-materiais e, por decorrência, na estimativa de seus parâmetros constitutivos se constitui em um dos desafios da engenharia geotécnica. Durante eventos dinâmicos ou carregamentos rápidos, como terremotos, o solo exhibe comportamento distinto daquele observado ao longo da vida útil da estrutura, gerando pressões elevadas e tensões cisalhantes mobilizadas pela parcela de escoamento viscoso. No outro lado do espectro, baixas taxas de deformações produzem drenagem parcial durante o cisalhamento e, nestes casos, a resistência mobilizada não corresponde a um comportamento não-drenado. Este artigo discute o comportamento de solos quando submetidos a uma ampla gama de taxas de deformação, discutindo efeito das condições de drenagem necessárias para a transição entre uma resposta drenada a velocidades de deformação baixas, para uma resposta não-drenada ou viscosa especialmente em ensaios realizados a altas taxas de deformação. O artigo reúne pesquisas desenvolvidas no Brasil e em Portugal, enfatizando suas contribuições à prática de projetos geotécnicos.

ABSTRACT – Strain rate effects and their influence in the prediction of geotechnical parameters is one of the main geotechnical engineering challenges. During seismic events or rapid loading, such as earthquakes, the soil exhibits a distinct behavior of what is observed during the structure's life cycle, generating high excess pore pressures and high shear stresses mobilized by the viscous soil response. On the other side of the spectrum, low strain rates generate partial drainage during shear and, under this condition, the mobilized shear resistance does not correspond to the undrained shear strength. This paper discusses the behavior of soils when submitted wide range of strain rates, evaluating drainage conditions associated to the transition between drained response at low strain rates, to undrained viscous response in tests performed at high strain rates. Research efforts developed both in Brazil and Portugal are reviewed and their contribution to geotechnical design emphasized.

Palavras Chave – Velocidade de carregamento, Ensaios monotônicos, Ensaios dinâmicos

Keywords – Strain rate, Monotonic tests, Dynamic tests

1 – INTRODUÇÃO

O comportamento tensão-deformação-resistência de geomateriais é condicionado pela velocidade do carregamento, dividindo os carregamentos em drenados e não-drenados, fato sobejamente conhecido em mecânica dos solos. Entretanto, sejam os carregamentos drenados ou

E-mails: fernando@ufrgs.br (F. Schnaid), ian@coc.ufrj.br (I. Martins), bruno.delgado@vale.com (B. Delgado), edgar@geoforma.com.br (E. Odebrecht)

não-drenados, existe um outro aspecto, ligado à velocidade de carregamento, que influencia o comportamento dos solos, particularmente os solos de alta plasticidade. Este aspecto, denominado na língua inglesa de “strain rate effects” não é abordado explicitamente na mecânica dos solos teórica e, em geral, os efeitos a ele associados não seguem o princípio das tensões efetivas.

O termo “strain rate effects” poderia ser traduzido para o idioma português como “efeitos da velocidade da deformação”. Estes efeitos dizem respeito à influência da velocidade da deformação específica (usualmente na direção axial dos corpos de prova nos ensaios de laboratório), dada por $\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$ e da velocidade da distorção, dada por: $\dot{\gamma} = d\gamma/dt = [d(\epsilon_1 - \epsilon_3)]/dt$.

Embora a velocidade de carregamento e as velocidades das deformações específica e da distorcional estejam intimamente ligadas, o uso do termo velocidade de carregamento neste texto será usado para se referir ao fato do carregamento ser drenado ou não-drenado, a não ser quando explicitamente referido como associado a outro conceito. O termo geral “velocidade da deformação” será usado quando do estudo da influência da velocidade da deformação específica e da velocidade da distorção nos carregamentos, sejam eles drenados ou não-drenados. Esta diferenciação entre velocidade do carregamento e velocidade da deformação se faz necessária porque as obras reais têm um cronograma em que as cargas são aplicadas ao longo do tempo (o que se convencionou chamar de carga controlada). Por outro lado, muitos dos ensaios de campo e laboratório são executados controlando-se as velocidades da deformação (deformação controlada).

O conceito de velocidade do carregamento dividindo as solicitações em drenadas ou não-drenadas, encontra-se perfeitamente bem entendido e abordado no âmbito da mecânica dos solos. Entretanto, o mesmo não se dá com o entendimento dos efeitos das velocidades da deformação. Na prática de projeto, estes efeitos não são considerados ou são avaliados de forma empírica, sem o respaldo teórico desejável, introduzindo incertezas na previsão de desempenho de estruturas e obras de terra, especialmente quando da ocorrência de depósitos argilosos e siltosos saturados.

Velocidades de deformação podem variar em várias ordens de grandeza quando comparam-se ensaios de campo e ensaios de laboratório às solicitações mobilizadas em obras de engenharias submetidas a carregamento monotônico e cíclico/dinâmico. Por exemplo, a velocidade de penetração do cone (20mm/s) é da ordem de 360 vezes a rotação de uma palheta (0,10/s ou 6°/min). Ensaios de palheta, por sua vez, impõem velocidades da distorção tipicamente 104 vezes superiores às aplicadas em ensaios de laboratório (1%/hora), segundo Randolph e Hope (2004).

A tentativa de estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u como função da velocidade da distorção ($\dot{\gamma}$) conduziu à expressão:

$$S_u = S_{u,ref} \left[1 + \mu \log \left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_{ref}} \right) \right] \quad (1)$$

sendo $S_{u,ref}$ a velocidade correspondente a uma velocidade de deformação específica $\dot{\epsilon}$ de 1%/h (nos ensaios triaxiais CIU de laboratório $\dot{\gamma} = \frac{3}{2}\dot{\epsilon}$). Considerando-se $\mu = 0,1$ (10% de incremento de resistência por ciclo em escala log), a majoração da resistência seria da ordem de 50% em ensaios de campo quando comparada a ensaios de laboratório. Porém este aumento é raramente considerado, pois em argilas a resistência pode ser minorada por efeitos de amolgamento e amolecimento (softening).

Em contrapartida carregamentos lentos, provocando baixas velocidades de deformação, podem gerar drenagem parcial durante o ensaio, com aumento de tensões efetivas e correspondente aumento de resistência mobilizada. Há, mesmo nos casos francamente drenados, um efeito da velocidade de deformação que ainda não está completamente entendido. Um exemplo ilustrativo deste efeito está no clássico artigo de Leroueil et al. (1985) mostrando que no ensaio edométrico a posição da curva de compressão, expressa em termos de índice de vazios (e) versus tensão vertical efetiva (σ'_v) depende da velocidade de deformação ($\dot{\epsilon} = d\epsilon/dt$). Apesar desta observação, a influência da velocidade de deformação no comportamento francamente drenado está fora do escopo deste artigo.

Não há padronização no tratamento dos efeitos da velocidade de deformação na prática de engenharia, o que motiva estudos científicos e avanços tecnológicos associados ao tema. Dada sua abrangência, apenas alguns aspectos serão considerados neste artigo, selecionados para ilustrar conceitos e evidências experimentais que demonstram a relevância do tema e suas aplicações.

2 – EFEITOS DA VELOCIDADE DA DEFORMAÇÃO – UMA TENTATIVA DE ABORDAGEM EM SOLICITAÇÕES NÃO-DRENADAS

Alguns conceitos básicos da física, aplicados à Mecânica dos Solos, são enunciados neste item, para dar suporte às evidências experimentais discutidas neste artigo.

2.1 – O Fenômeno da Viscosidade

Muitas vezes ao se abordar os efeitos da velocidade da deformação sobre a resistência não-drenada dos solos plásticos, recorre-se ao uso do termo viscosidade sem que, no entanto, se defina o que se entende por viscosidade de um solo. O termo é, portanto, no âmbito da mecânica dos solos, usado de forma genérica.

O conceito de resistência viscosa surgiu com a lei da viscosidade de Newton: *A tensão tangencial entre as camadas vizinhas de um fluido num escoamento laminar é proporcional à razão dv/dy com a qual a velocidade v varia transversalmente à direção do fluxo y* (Figura 1).

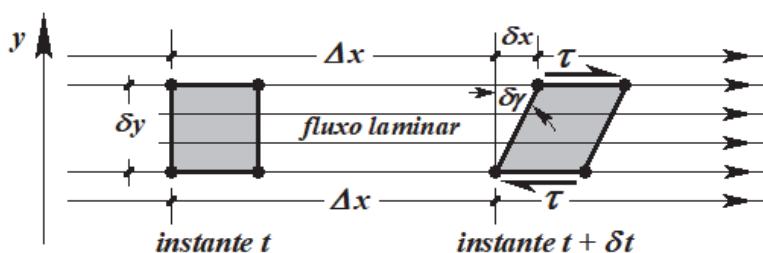


Fig. 1 – Lei da viscosidade de Newton.

Traduzida matematicamente, a lei da viscosidade de Newton se escreve:

$$\tau = \lim_{\delta t \rightarrow 0} \mu \frac{\delta x}{\delta y \cdot \delta t} = \lim_{\delta t \rightarrow 0} \mu \left(\frac{\delta x}{\delta y} \right) / \delta t = \mu \frac{dy}{dt} \quad (2)$$

O coeficiente μ é denominado de coeficiente de viscosidade ou simplesmente viscosidade enquanto $dy/dt = \dot{\gamma}$ é denominada de velocidade da distorção. Todo fluido que obedecer à equação (2) é dito ser um fluido newtoniano.

2.2 – O Efeito da Água Adsorvida no Comportamento das Argilas Segundo Terzaghi (1941) e Taylor (1942)

De acordo com Terzaghi (1941) as partículas de argila estão envoltas por uma camada de água adsorvida viscosa. Na vizinhança da superfície dos grãos, a água adsorvida se encontra no estado sólido e fortemente aderida à superfície dos grãos. À medida que se afasta da superfície dos grãos, a viscosidade da água adsorvida vai diminuindo até que, a partir de uma distância “ d ”, a água se torna água livre (Figura 2).

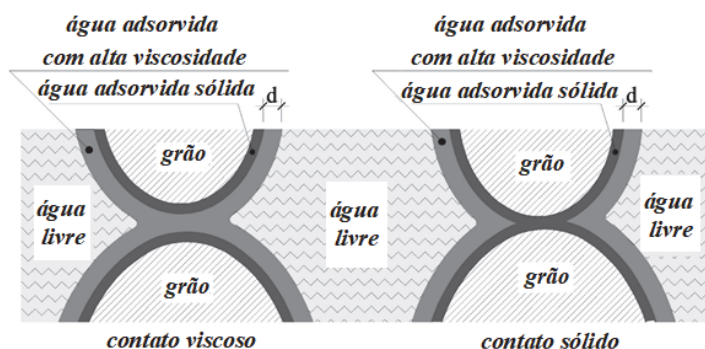


Fig. 2 – Tipos de contatos entre grãos de argila (adaptado de Terzaghi, 1941).

Ainda de acordo com Terzaghi (1941), os contatos entre grãos de argila se fazem através da água adsorvida e podem se dar através da água adsorvida sólida (contatos sólidos) ou da água adsorvida viscosa. Ambos os tipos de contato transmitem tensões efetivas.

Taylor (1948) apresentou uma expressão para a resistência ao cisalhamento de solos (S) levando em conta o efeito da velocidade da deformação cisalhante ($\partial \varepsilon_s / \partial t$), que para solos normalmente adensados pode ser escrita como:

$$S = \sigma'_{ff} \left[\tan \phi + f \left(\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} \right) \right] \quad (3)$$

onde σ'_{ff} é a tensão efetiva normal ao plano de ruptura na ruptura e ε_s a deformação cisalhante no plano de ruptura na ruptura.

Finalizando este item, é importante “escutar” a concepção de Taylor sobre o efeito da velocidade da deformação. Para evitar perda de fidelidade ao original, transcreve-se o seguinte:

“The effect of speed of shear on the strength is believed to be caused by the viscous or plastic characteristics of material in the adsorption zones in the vicinity of points of contact or near contact of clay particles.

The following hypothetical explanation of plastic resistance and of time relationships was first presented (Taylor, 1942) for one-dimensional compressions, but it may be extended to the action of clays in shear. If a drained clay sample is maintained under any given system of constant applied direct and shearing stresses that do not cause failure, it gradually approaches an ultimate shape and an ultimate void ratio at which there is static equilibrium. Ages may be required to reach this state of equilibrium, but when it is reached the applied stresses are equal to static internal resistances and they have values that are free of plastic resistance and all other time effects. During the approach to equilibrium, however, the applied stresses are made up in part of the stresses required to overcome the plastic resistance. The plastic resistance is usually considered to depend mainly on the speed of strain although possibly it depends also on such factors as changes in type or degree of adsorption. As the clay specimen approaches the static case, the strains continuously decrease in speed and the plastic resistance decreases in magnitude; however, the speed becomes almost imperceptibly small when the plastic resistance is still quite large and the strains and the void ratio still have a considerable change to undergo before they reach the static case. Secondary compression, as it occurs in consolidation tests, is a good illustration of this condition. From these concepts it appears that a clay that has reached static equilibrium in nature after the lapse of many centuries and is suddenly subjected to stress increase of relatively small magnitude may be expected

immediately to exert a plastic resistance that is equal to the stress increase, and it is possible that the speed of distortion required for the exerting of this amount of plastic resistance may be too small to be noticeable. In such a case the plastic resistance cannot be distinguished from a bond, and the occurrence of bonds of this type is possible both when the shearing stresses are small and when they are relatively large.”

2.3 – Cisalhamento em Solo Argiloso Saturado – Uma Hipótese de Trabalho

A exemplo do que foi considerado por Terzaghi (1941) e por Taylor (1948), admitir-se-á um solo saturado e sem cimentação, composto por grãos sólidos envoltos por água adsorvida viscosa. A medida em que se afasta da superfície do grão, a água adsorvida vai se tornando menos viscosa até que, a partir de uma distância “ d ”, a água se torna água livre.

Considerando um plano imaginário genérico $P-P$, que secciona a massa de solo e que passa por contatos do tipo sólido e do tipo viscoso (Figura 3), Martins (1992) escrevendo a equação de equilíbrio na direção da força tangencial T agindo sobre a área A , chegou à seguinte expressão para a tensão cisalhante τ atuando no plano $P-P$:

$$\tau = \sigma' \tan \phi_{mob} + \eta(e) \cdot f \left(\frac{d\varepsilon_s}{dt} \right) \quad (4)$$

onde σ' é a tensão normal efetiva atuante no plano $P-P$, ϕ_{mob} é o ângulo de atrito mobilizado no plano $P-P$, $\eta(e)$ é o coeficiente de viscosidade médio da água adsorvida no plano $P-P$ ao longo de toda a área A , ε_s a deformação cisalhante no plano $P-P$ e t o tempo.

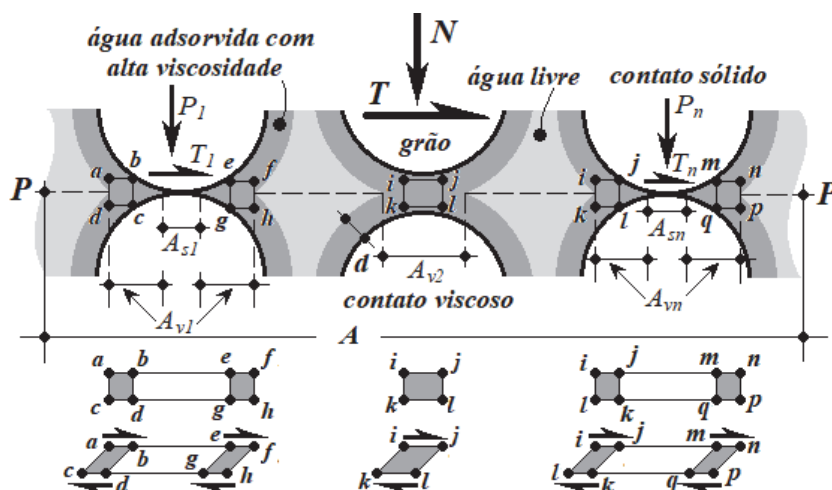


Fig. 3 – Equilíbrio de um elemento de solo na direção tangencial a um plano $P-P$.

A expressão (4) foi deduzida admitindo-se uma resistência viscosa mobilizada na água adsorvida, tanto nos contatos viscosos, como na distorção do elemento $ijkl$, como nos contatos sólidos, na distorção do toro circular de seção quadrada $abcd-efgh$, ambos mostrados na Figura 3.

Um aspecto interessante da expressão (4) é o de que a tensão cisalhante τ é resistida por uma parcela de atrito (τ_f):

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi_{mob} \quad (5)$$

e por uma parcela viscosa (τ_v):

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\varepsilon_s}{dt} \quad (6)$$

Observa-se então que a expressão (4) cobre o comportamento dos solos argilosos quando o índice de vazios (e) (ou a umidade w) suficientemente elevado para fazer com que o solo esteja no domínio líquido (com umidade acima do limite de liquidez). Neste caso, o índice de vazios (e) e a umidade (w) seriam tão elevados que a tensão efetiva σ' seria nula e o solo não apresentaria resistência ao cisalhamento por atrito estando no domínio da mecânica dos fluidos.

A expressão (4), que pode ser vista como uma generalização da expressão (3), admite que a parcela viscosa segue a lei de Newton da viscosidade. Uma consequência imediata é a de que a tensão cisalhante τ mobilizada em qualquer plano é dependente da velocidade da deformação cisalhante ($d\varepsilon_s/dt$) naquele plano. Assim, fica claro que a resistência ao cisalhamento é diretamente dependente da velocidade da deformação cisalhante.

2.4 – O Círculo de Mohr - a Elipse de Atrito e a Elipse de Viscosidade

Para melhor entendimento físico da expressão (4), a análise feita aqui restringir-se-á aos estados de tensão e deformação com simetria axial e sollicitações não-drenadas, caso dos ensaios triaxiais CIU convencionais, por exemplo. Nesses casos, enunciados por Martins (1992), as deformações específicas $\varepsilon_1 = \varepsilon_z$ e $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_h$, sendo ε_z e ε_h as deformações específicas vertical e horizontal respectivamente. Assim, o estado de deformações em qualquer plano pode ser escrito como:

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cos 2\alpha \quad (7)$$

e

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \sin 2\alpha \quad (8)$$

onde ε_l e ε_s são respectivamente as deformações específicas longitudinal e transversal (cisalhante) de um elemento cujo eixo faz um ângulo α com a direção de ε_1 . As equações (7) e (8) são as equações paramétricas de um círculo de centro em $\left[\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \right), 0 \right]$ e raio $\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2}$, o círculo de Mohr das deformações.

Para determinar a parcela viscosa (τ_v) dada pela expressão (6) escreve-se, para uma direção α fixa:

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\varepsilon_s}{dt} = \frac{1}{2} \eta(e) \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} \sin 2\alpha \quad (9)$$

Em um ensaio triaxial CIU, como $\varepsilon_v = 0$, $\varepsilon_3 = -\frac{1}{2}\varepsilon_1$ e, portanto, $\varepsilon_1 - \varepsilon_3 = \frac{3}{2}\varepsilon_1$. Assim, num ensaio triaxial CIU realizado com $\frac{d\varepsilon_1}{dt} = \text{constante}$, como $e = \text{constante}$, $\tau_v = \text{constante}$, desde que o plano seja fixado (α fixo). Isto posto, pode-se definir o estado de viscosidade mobilizada pelas expressões:

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (10)$$

e

$$\tau_v = \frac{1}{2}\eta(e)\frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} \operatorname{sen} 2\alpha = \frac{3}{4}\eta(e)\frac{d\varepsilon_1}{dt} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (11)$$

As equações (10) e (11) são as equações paramétricas de uma elipse de centro em $\left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0\right]$, eixo maior igual a $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e eixo menor igual a $\eta(e)\frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt}$. Esta elipse será chamada de elipse de viscosidade ou elipse de Taylor (em homenagem a Taylor). A elipse de Taylor é mostrada na Figura 4. Chamando de $\mathbb{V}$ o valor do semi-eixo menor da elipse, a parcela viscosa da tensão cisalhante se escreve:

$$\tau_v = \mathbb{V} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (12)$$

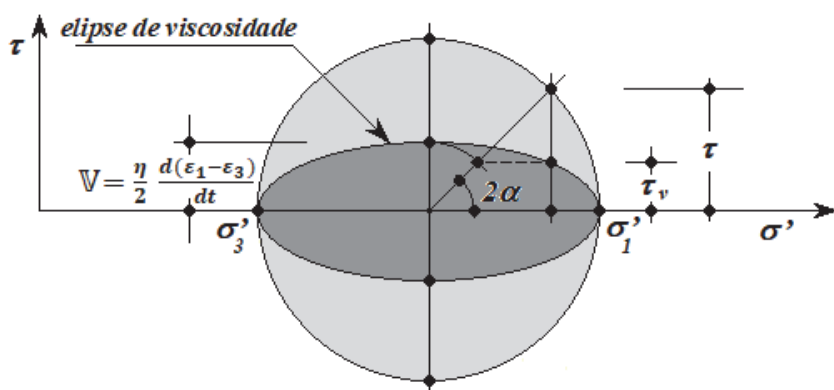


Fig. 4 – Elipse de viscosidade (ou elipse de Taylor).

De acordo com as expressões (4), (5) e (6), a tensão cisalhante é composta por uma parcela de atrito (τ_f) e uma parcela viscosa (τ_v), a parcela de atrito é dada por

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (\text{idem, 10})$$

e

$$\tau_f = \tau - \tau_v = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \mathbb{V} \right) \operatorname{sen} 2\alpha \quad (13)$$

As expressões (10) e (13) são as equações paramétricas de uma elipse de centro em $\left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0\right]$, eixo maior igual a $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e eixo menor igual a $(\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2\mathbb{V}$. A esta elipse dá-se o nome de elipse de atrito ou elipse de Coulomb (ver Figura 5).

É interessante observar que a soma das ordenadas das elipses de viscosidade e de atrito dá as ordenadas do círculo de Mohr. Além disso, como é somente o círculo de Mohr que satisfaz às condições de equilíbrio estático, as elipses da viscosidade e de atrito não podem isoladamente representar um estado de tensão. Caso as tensões cisalhantes de atrito sejam nulas, a elipse de

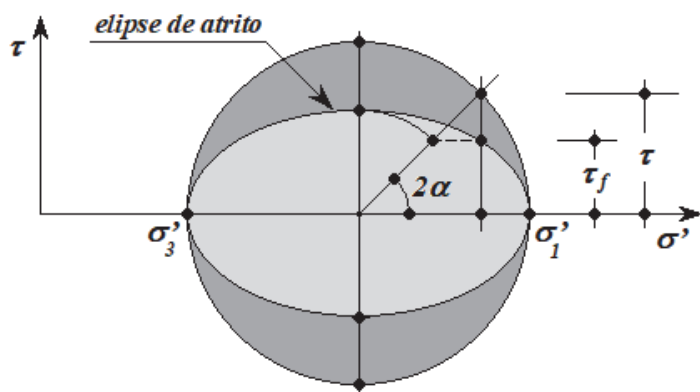


Fig. 5 – Elipse de atrito (ou elipse de Coulomb).

viscosidade coincide com o círculo de Mohr. De forma análoga, quando as tensões cisalhantes por viscosidade forem nulas, a elipse de atrito degenera no círculo de Mohr.

2.5 – Um Critério de Ruptura Levando em Conta a Velocidade da Deformação

Quando se executa um ensaio CIU em solo saturado, o índice de vazios é mantido constante. Como convencionalmente um ensaio CIU é feito com velocidade $\dot{\epsilon} = \text{constante}$, fixado um plano, qualquer que seja ele, o valor de $\dot{\epsilon}_s = d\epsilon_s/dt$ também será constante no plano considerado. Isto posto, a conclusão imediata é a de que, num ensaio não-drenado, a parcela viscosa da tensão cisalhante permanece constante ao longo de todo o ensaio.

Outra conclusão imediata é a de que, como a parcela viscosa da tensão cisalhante depende da velocidade de deformação $\dot{\epsilon}_s$, tão logo o motor da prensa seja acionado num ensaio CIU, a resistência viscosa é instantaneamente mobilizada com seu valor pleno (com deformação $\epsilon = 0$) e permanece constante até o final do ensaio. Isto significa que, no caso de solos normalmente adensados, por exemplo, o caminho (trajetória) de tensões efetivas (TTE) num plano $s' \times t'$ dá um salto a 45° para a direita (AB na Figura 6) e depois muda de direção caminhando para a esquerda como ilustrado nas Figuras 6, 7 e 8.

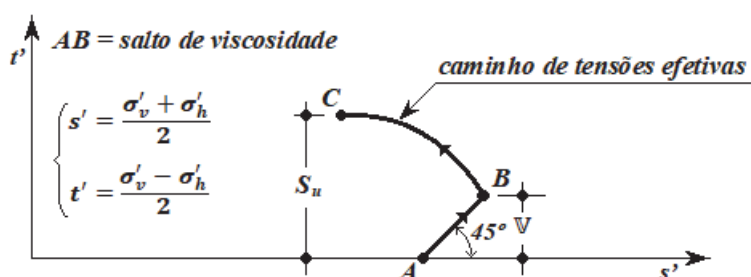


Fig. 6 – O caminho (trajetória) de tensões efetivas e o salto de viscosidade.

As Figuras 7 e 8, que mostram as trajetórias de tensões efetivas para um colúvio da Cidade de Ouro Preto - MG (Fonseca, 2000) e para a Argila do Caju - RJ (Lyra, 1988), ilustram também uma outra característica, qual seja, a de que os saltos de viscosidade, representados pelos segmentos A_1B_1 , A_2B_2 e A_3B_3 das Figuras 7 e 8 são proporcionais às tensões confinantes de adensamento.

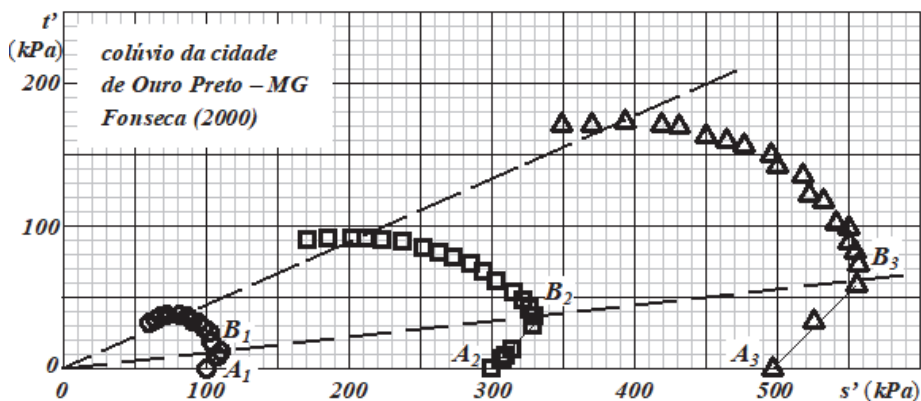


Fig. 7 – TTEs e os seus respectivos saltos de viscosidade (Fonseca, 2000).

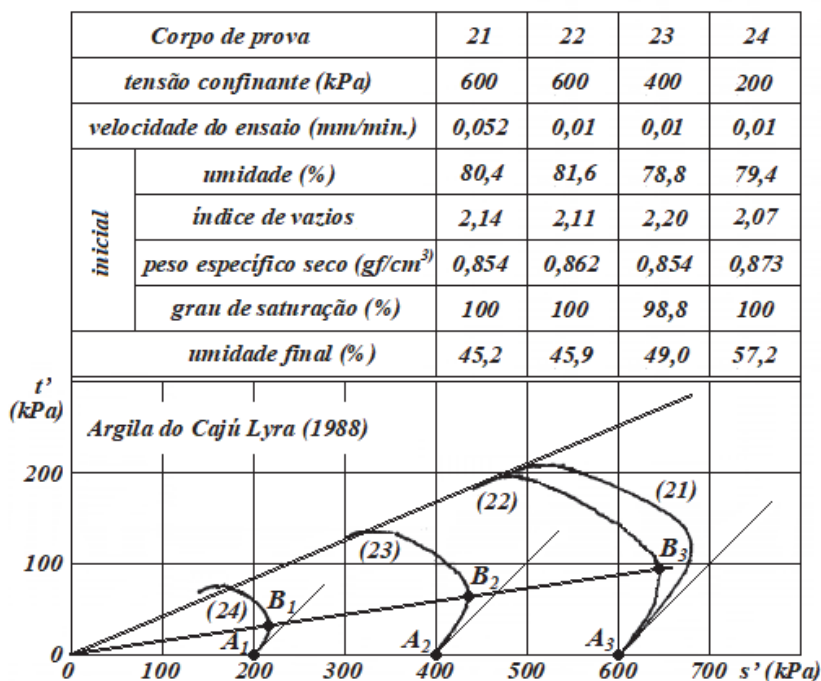


Fig. 8 – TTEs, seus respectivos saltos de viscosidade e aumento da resistência não-drenada com o aumento de ϵ Lyra (1988)

Finalmente, deve-se observar que se num ensaio triaxial CIU, realizado com $\dot{\epsilon} = \text{constante}$, a resistência viscosa é mobilizada instantaneamente, no início do ensaio (com $\epsilon = 0$) e permanece constante ao longo de todo o ensaio, têm-se duas consequências imediatas:

- I. As deformações cisalhantes estão associadas à parcela de atrito (τ_f) da tensão cisalhante.
- II. A ruptura se dá quando a parcela da tensão cisalhante correspondente ao atrito (τ_f) atinge o seu limite, a resistência por atrito.

Assim a resistência não-drenada, além da parcela de atrito, é composta de uma parcela viscosa dependente da velocidade de deformação. Quanto maior a velocidade, maior a resistência não-drenada, como mostrado pelos ensaios (21) e (22) da Figura 8.

A condição (II) acima, correspondente à ruptura, é traduzida pelo tangenciamento da elipse de atrito à envoltória de resistência como mostrado na Figura 9. Isto significa que a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, dada pelo ângulo de atrito efetivo ϕ' , é afetada pela velocidade e, como tal, não pode ser vista como uma propriedade do solo.

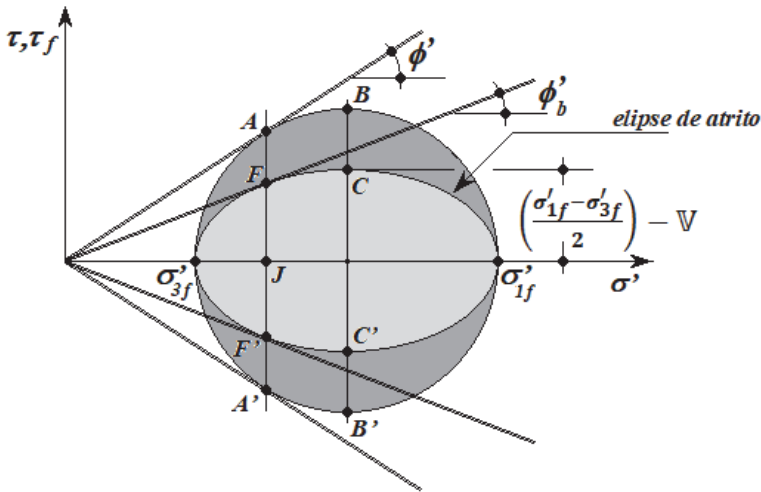


Fig. 9 – Critério de ruptura levando em conta a velocidade de deformação via parcela viscosa da tensão cisalhante.

3 – EFEITOS DE DRENAGEM EM BAIXAS VELOCIDADES DE DEFORMAÇÃO

A interpretação de ensaios de campo é possível a partir de conceitos clássicos da mecânica dos solos, da idealização de mecanismos de interação entre a sonda e o solo circundante e da identificação das condições de contorno associadas ao ensaio. Em solos arenosos as condições de drenagem são determinadas pelo alto coeficiente de adensamento, e o ensaio é controlado pelas forças friccionais mobilizadas durante o cisalhamento. Em contrapartida, em solos argilosos o cisalhamento ocorre em condições não-drenadas, sendo necessário avaliar a geração de poro pressões cuja magnitude é função da história de tensões da argila. A literatura técnica, em geral, contém uma compilação abrangente de métodos de interpretação de resultados obtidos em solos arenosos e argilosos, porém a influência da velocidade de ensaio e possíveis efeitos de drenagem parcial só passaram a ser discutidos recentemente.

Estes efeitos de drenagem parcial devem ser avaliados em materiais de permeabilidade intermediária, transicionais entre areias e argilas, cuja permeabilidade varia entre $10^{-5} < k < 10^{-8}$ m/s. Em ensaios de campo, os efeitos são identificados a partir da combinação entre velocidade de ensaio (v), diâmetro da sonda (d) e características de adensamento do material, expressa através de grupos adimensionais definidos genericamente como *Velocidade Normalizada*:

$$V_h = vd/c_h \quad \text{ou} \quad V_v = vd/c_v \quad (14)$$

$$\bar{V}_h = \frac{v t_{50}}{d^4 \sqrt{I_r}} \quad (15)$$

$$V_h = v/k \quad (16)$$

sendo V_h a velocidade normalizada obtida a partir do piezocone com o coeficiente de adensamento horizontal c_h , V_v a velocidade normalizada obtida a partir do ensaio de adensamento com o coeficiente de adensamento vertical c_v e k o coeficiente de condutividade hidráulica. Conforme discutido por Schnaid (2021), estes conceitos governam a geração de poro pressão em um meio poroelástico linear (Coussy, 2004; Dormieux et al., 2006), tendo sido utilizados por Randolph e Hope (2004) para introduzir a definição de velocidade normalizada usada na interpretação de ensaios CPTU (Eq. 15). Uma abordagem alternativa definida na Eq. (16) decorre da ideia heurística de que um valor característico para V_h pode ser obtido em solos de permeabilidade intermediária simplesmente expressando o fator de velocidade como função de t_{50} , correspondente a 50% do tempo de dissipação medido diretamente em ensaios de piezocone (Schnaid et al., 2019). Uma expressão simplificada para dimensões fixas da sonda pode ser usada para qualquer ensaio de campo (Eq. 17). Todas estas formas de normalização representam as mesmas variáveis e devem ser utilizadas na comparação entre resultados de ensaios em diferentes materiais.

Em termos de aplicação em problemas de engenharia, a velocidade normalizada pode ser adotada com dois objetivos distintos: (a) selecionar velocidades de ensaio que, mesmo não padronizadas, possam garantir condições de cisalhamento totalmente drenadas ou totalmente não-drenadas ou (b) corrigir os resultados de ensaios para os eventuais erros induzidos pela dissipação de poro pressões nas etapas de cisalhamento. A primeira abordagem decorre de uma recomendação prática de realizar ensaios a diferentes velocidades, selecionando aquelas adequadas para evitar a drenagem parcial. A segunda abordagem funciona como uma alternativa para corrigir os resultados registrados em ensaios padronizados.

4 – CARREGAMENTO QUASI-ESTÁTICO

Os ensaios de campo apresentam como vantagem a determinação de parâmetros geotécnicos na condição em que os solos se encontram *in situ*, não sendo necessária a coleta de amostras indeformadas ou ensaios em amostras reconstituída. Estes ensaios são especialmente importantes em solos de baixa consistência onde as dificuldades de obtenção de amostras indeformadas de qualidade são reconhecidas.

Os ensaios de campo mais utilizados nas investigações geotécnicas com vistas à estimativa de parâmetros para subsidiar projetos de engenharia são o piezocone (CPTu), Pallheta (FVT), dilatômetro (DMT) e pressiómetro (MPT). Estes ensaios possuem normas e procedimentos executivos consagrados, estabelecidos para dois grandes grupos de solos: argilas e areias. Entretanto para solos de permeabilidade intermediários os procedimentos e métodos de interpretação podem conduzir a resultados inconsistentes.

Como consequência foram propostas, nos últimos anos, mudanças e adequações nos procedimentos de ensaios. Entre as mudanças mais significativas no que se referem aos equipamentos destacam-se a substituição da ponta cônica do cone por uma barra (*T-bar*) (Stewart e Randolph, 1991) ou por uma esfera (*Ball*) (Kelleher e Randolph, 2005) e o desenvolvimento do DMT Medusa (Marchetti et al., 2019, Schnaid et al., 2019) que permite o controle e monitoramento da expansão da membrana do DMT. Medidas de excesso de poro pressão também foram incorporadas na lâmina do DMT (Sosnoski, 2016; Schnaid et al., 2016).

No que se refere aos procedimentos executivos, mudanças na velocidade de ensaio estão sendo implementadas, tanto superiores como inferiores, às velocidades padronizadas de 20 mm/s do piezocone e de 6°/min de rotação do ensaio de pallheta, além de mudanças no tempo das leituras A e B do ensaio DMT.

Algumas destas inovações em equipamentos, procedimentos executivos e métodos de interpretação são discutidos neste trabalho.

4.1 – Piezocone

Nas últimas duas décadas, as universidades brasileiras desenvolveram uma linha de pesquisa direcionada ao estudo do comportamento de rejeitos de mineração (Bdein, 2006; Kahold, 2013; Sosnoski, 2016; Schnaid e Odebrecht, 2015; Schnaid et al., 2016; Schnaid, 2019). Nestas pesquisas verificou-se que o piezocone, quando executado com a velocidade de cravação normativa de 20 mm/s permite drenagem parcial do excesso de poro pressão gerado durante a cravação do cone no solo. Essa dissipação promove um ganho de resistência e resulta em resistência ao cisalhamento superior ao valor efetivamente não-drenado S_u .

Um exemplo deste comportamento é mostrado na Figura 10, para ensaios de piezocone realizados em rejeito de mineração de ouro com distintas velocidades de cravação da sonda. A figura apresenta o valor de q_t medido na velocidade padrão de 20 mm/s e a velocidades variadas durante a cravação da sonda. Tomando-se como exemplo as profundidades entre -3,6m e -3,7m, se observa

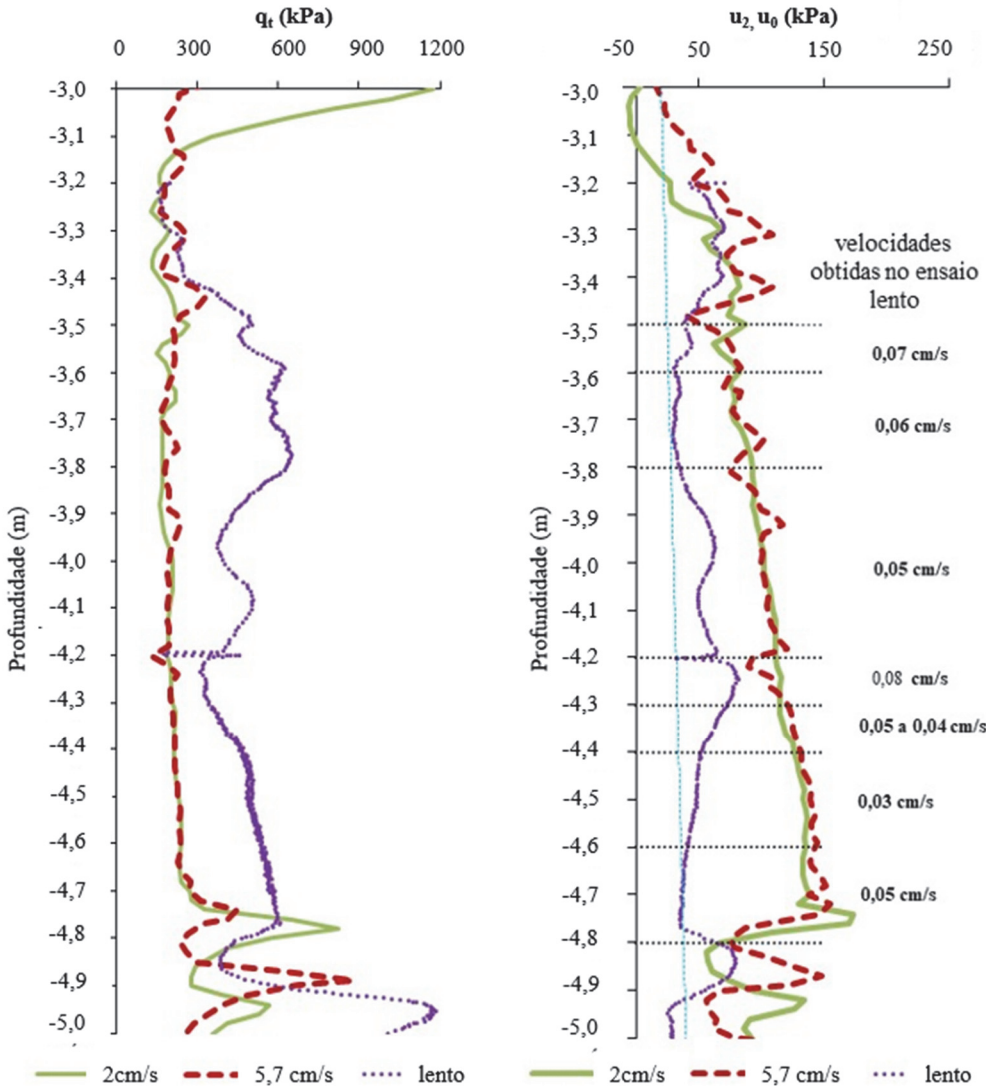


Fig. 10 - Influência da variação da velocidade de cravação do piezocone

que a resistência à cravação q_t medida para baixas velocidades é mais que o dobro ($q_t=600$ kPa) do que àquela medida à velocidade padrão ($q_t=200$ kPa).

A literatura apresenta uma variedade de artigos publicados para aferir os efeitos de drenagem parcial em ensaios de piezocone, cujas principais conclusões são resumidas na Figura 11 (Schnaid, 2021, Dienstmann et al 2018a e 2018b). A figura representa a variação da resistência normalizada do cone q_{tD}/q_{tUD} em função do ângulo de atrito interno ϕ' , seguindo abordagem originalmente proposta por Senneset et al. (1982) calibrada com dados da literatura. O modelo indica que a razão q_{tD}/q_{tUD} aumenta com o aumento do ângulo de atrito, para valores superiores a 10 no intervalo $\phi' \in [20^\circ, 50^\circ]$. Esta variação pode ser expressa como:

$$\frac{q_{tD}}{q_{tUD}} = 1.57e^{0,04\phi'} \tag{17}$$

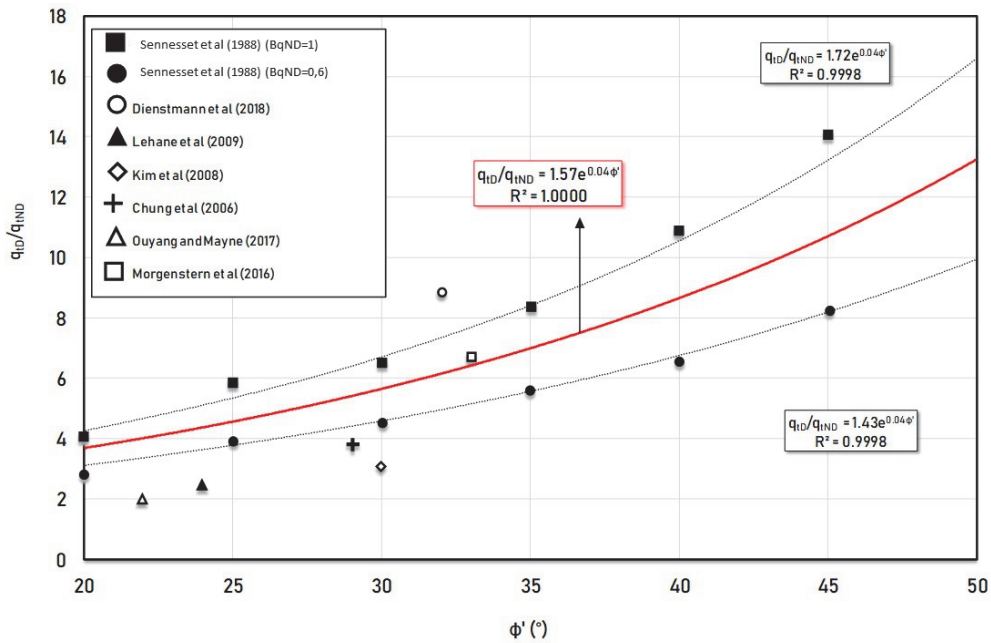


Fig. 11 – Razão entre a resistência a penetração drenada e não-drenada expressa em função do ângulo de atrito (modificada de Senne set et al., 1982).

4.2 – DMT Medusa

O Dilatômetro é um instrumento robusto e estável, que incorpora inovações técnicas importantes como o módulo sísmico SDMT e mais recentemente o DMT Medusa (Marchetti et al, 2019). Estes avanços no equipamento permitiram aprimorar o entendimento dos mecanismos associados ao ensaio, além de servir de base a mudanças de procedimentos em solos de permeabilidade intermediária, como siltes, ampliando a aplicabilidade das correlações inicialmente desenvolvidas para argilas e areias.

Trabalhos recentes publicados por Schnaid e Odebrecht (2015), Sosnoski (2016) e Schnaid et al. (2018), baseados em um protótipo de pesquisa que incorpora um transdutor de poro pressão ao dilatômetro, demonstraram que em siltes as leituras de (*lift-off*) A e de poro pressão u variam

monotonicamente no intervalo de 30s, conforme ilustrado na Figura 12a. Não havendo estabilização nas leituras, não é possível adotá-las como referência nas correlações com parâmetros geotécnicos.

Em contrapartida verifica-se, na Figura 12b que em argilas a leitura de *A* corresponde à condição drenada em areias ($ID > 3$) e não-drenada em argilas ($ID < 0,6$). Contudo, em solos de comportamento intermediário ($0,6 < ID < 3$) variações significativas são esperadas no tempo necessário para os registros das leituras de *A* e *B* do DMT.

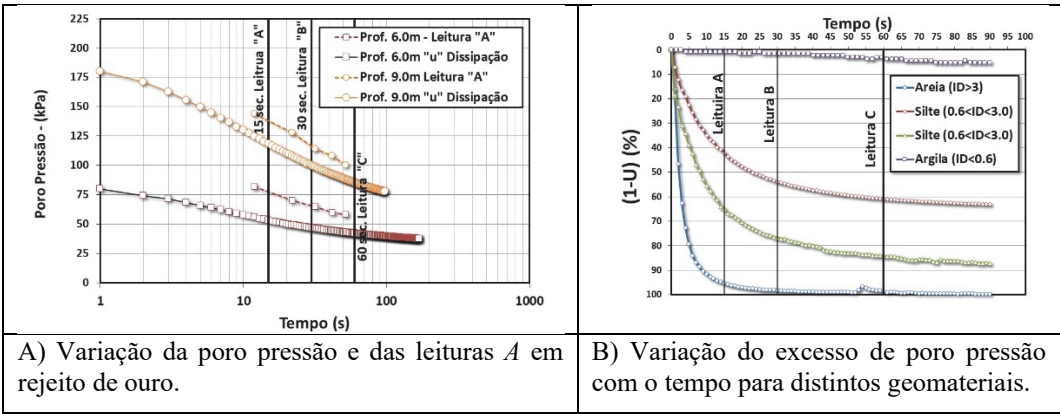


Fig. 12 – Dissipação da poro pressão durante as leituras *A* e *B* do DMT (Schnaid e Odebrecht, 2015).

A variação das leituras do DMT impõe a necessidade de alterar o procedimento de ensaio, efetuando leituras repetidas de *A* antes da expansão da membrana para *B*. Para contornar as dificuldades impostas pela drenagem em solos siltsos foi desenvolvido o DMT Medusa que permite o controle e monitoramento contínuo da pressão de expansão da membrana. Ensaios inéditos realizados no Brasil no Campo Experimental de Araquari são apresentados na sequência para explicar e exemplificar as mudanças no equipamento e no procedimento no ensaio (Figura 13). A leitura *A* é continuamente monitorada até a sua completa estabilização, que corresponde a uma condição drenada, quando então é feita a expansão para a leitura *B*.

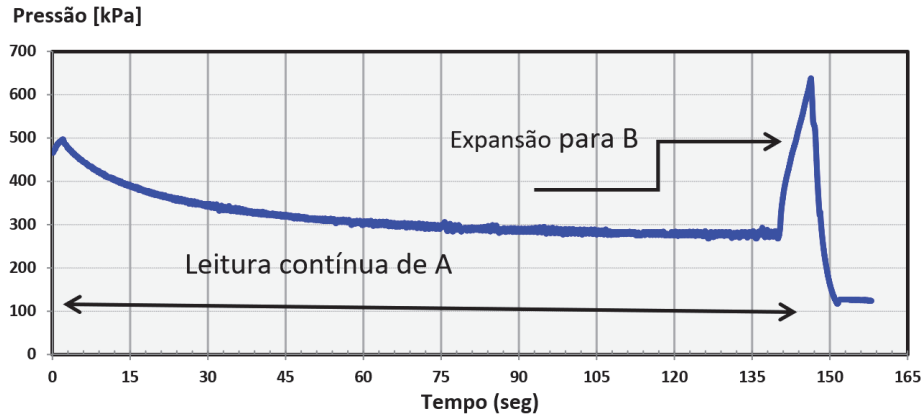


Fig. 13 – Leituras do DMT Medusa no campo experimental de Araquari (Schnaid et al. 2020).

O resultado da metodologia proposta é mostrado na Figura 14 para o perfil da camada siltosa de Araquari em dois furos adjacentes. A linha azul corresponde aos resultados do DMT convencional,

onde as leituras de A e B são efetuadas a 15 e 30 segundos respectivamente, após o final da cravação da lâmina no terreno, enquanto a linha laranja identifica os resultados obtidos com o DMT Medusa utilizando o procedimento em que se aguarda a completa dissipação do excesso de poro pressão gerado durante a inserção da lâmina no solo, com leituras contínuas da membrana na posição A . Interessante observar, por exemplo, que na profundidade de -18,00m as leituras A permanecem constantes ao longo do tempo, indicando condição drenada na qual os 2 ensaios fornecem os mesmos resultados. Ou seja, os valores de I_D , K_D , E_D e ϕ' são idênticos à profundidade de -18,0m, independente do procedimento do ensaio.

Em contrapartida, para na profundidade de -15,8m a leitura de A diminui continuamente em função da dissipação do excesso de poro pressão (Figura 13) gerado pela cravação e como consequência os valores de I_D , K_D , E_D e ϕ' obtidos pelo DMT convencional são distintos do Medusa. Neste caso, o procedimento do ensaio influencia na interpretação dos resultados, que passa de um comportamento característico de solo silte-argiloso para um solo areno-siltoso, drenado. Com a redução de A tem-se a redução de P_0 , redução do parâmetro intermediário K_D e de todos os parâmetros derivados, especialmente o ângulo de atrito. O valor do parâmetro intermediário E_D apresenta um pequeno aumento já que depende da diferença de P_0 e P_1 que, com a redução de A , apresenta ligeiro aumento.

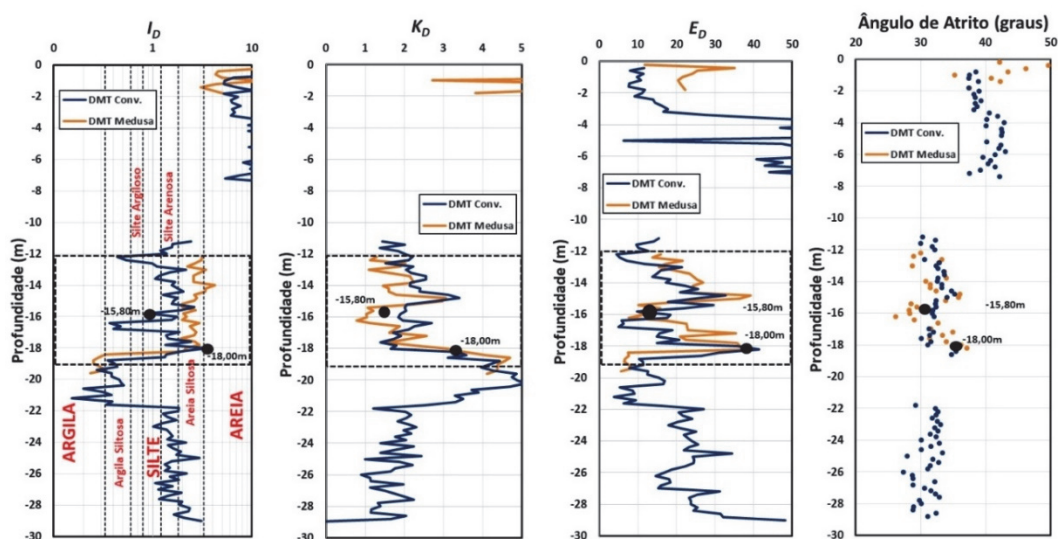


Fig. 14 – Perfil geotécnico obtido como do DMT convencional e o DMT Medusa do Campo Experimental de Araquari.

4.3 – Palheta

O ensaio de palheta é provavelmente o método de investigação *in situ* mais utilizado para estimar a resistência não-drenada de solos argilosos. Contudo, sua aplicação em solos de permeabilidade intermediária apresenta incertezas. Caso ocorra drenagem parcial, a resistência obtida será superior à resistência ao cisalhamento não-drenada S_u .

O equipamento e procedimento de ensaio não foi alterado substancialmente nas últimas décadas, embora alguns avanços importantes tenham sido observados na interpretação de resultados executados a distintas velocidades de rotação da palheta. Exemplos deste tipo de comportamento são ilustrados na Figura 15, na qual são mostrados os resultados de três ensaios de palheta realizados em rejeito de zinco a distintas velocidades, onde é possível verificar que na medida em que a

velocidade de rotação da palheta aumenta o valor do torque diminui como decorrência da drenagem que ocorre durante o ensaio.

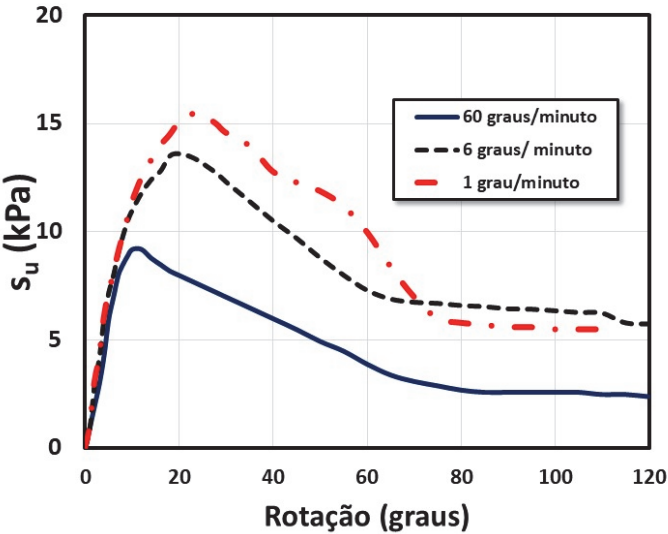


Fig. 15 – Torque versus rotação da palheta em rejeito de zinco (Hlenka, 2012).

Em contrapartida, para ensaios não-drenados em misturas de caulim e bentonita, Biscontin e Pestana (2001) observaram que o torque aumenta com o aumento da velocidade de rotação da palheta, o que é atribuído a efeitos viscosos da argila.

O trabalho pioneiro de Blight (1968) não só reconheceu os efeitos relacionados à velocidade de cisalhamento, indicando que o torque aumentava com a redução da velocidade de rotação da palheta, mas também normaliza os resultados de ensaios com a velocidade normalizada. Blight (1968) introduziu o conceito de curva de drenagem em função do grau de drenagem (U) e de um fator tempo adimensional (T) para identificar quando o ensaio ocorre sob condições drenadas, parcialmente drenada ou não-drenadas. Observações idênticas foram posteriormente relatadas por Torstensson (1977).

A Figura 16 apresenta uma compilação de vários ensaios de palheta realizados em uma ampla faixa de velocidades normalizadas e em distintos materiais, que resume as variações de comportamento observadas no ensaio (Hlenka, 2012). Nesta figura a resistência mobiliada reduz com o aumento da velocidade na faixa de velocidades normalizadas variando entre 0,01 e 100, na qual o ensaio é realizado em condições parcialmente drenadas. Para velocidades normalizadas acima de 100 o ensaio passa a ser não-drenado e, nestas condições, a resistência aumenta com a velocidade de ensaio devido a efeitos viscosos.

A Figura 17 apresenta um protótipo de controle do ensaio de Palheta, desenvolvido pela Geoforma Engenharia, cuja mesa de torque é munida de um motor servo-controlado eletronicamente que permite variações na velocidade de ensaio). A figura apresenta um equipamento desenvolvido pela empresa *A. P. van den Berg* que permite variações de velocidade de rotação da palheta entre 0,1 a 12 graus por segundo.

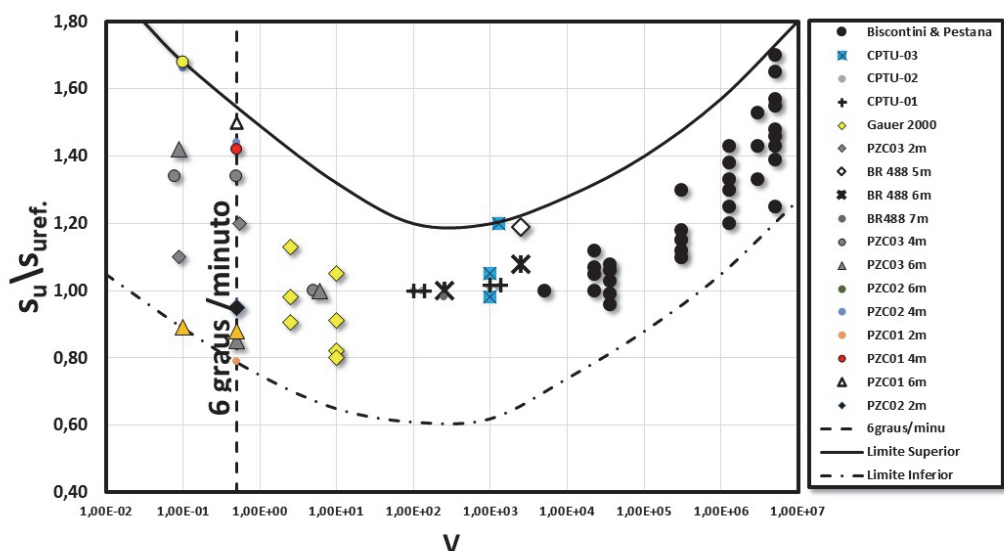


Fig. 16 – Compilação de ensaios da palheta em distintos materiais e distintas velocidades (Hlenka, 2012).



Fig. 17 – Equipamentos de vane atuando com motor servo-controlado permitindo distintas velocidades de rotação da palheta (Cortesia A. P. van den Berg)

Efeitos de drenagem parcial podem ser melhor entendidos – e eventualmente corrigidos – a partir de estudos analíticos baseados em modelo poroelástico não linear para simular a rotação de um cilindro rígido, de comprimento infinito, em materiais de permeabilidade intermediária (Forcelini et al., 2019). O modelo captura os resultados dos ensaios, define as variáveis que controlam os efeitos de drenagem parcial e demonstra que a razão entre o torque drenado e não-drenado varia tipicamente entre 1,75 e 2,5 para materiais de alta compressibilidade (Figura 18).

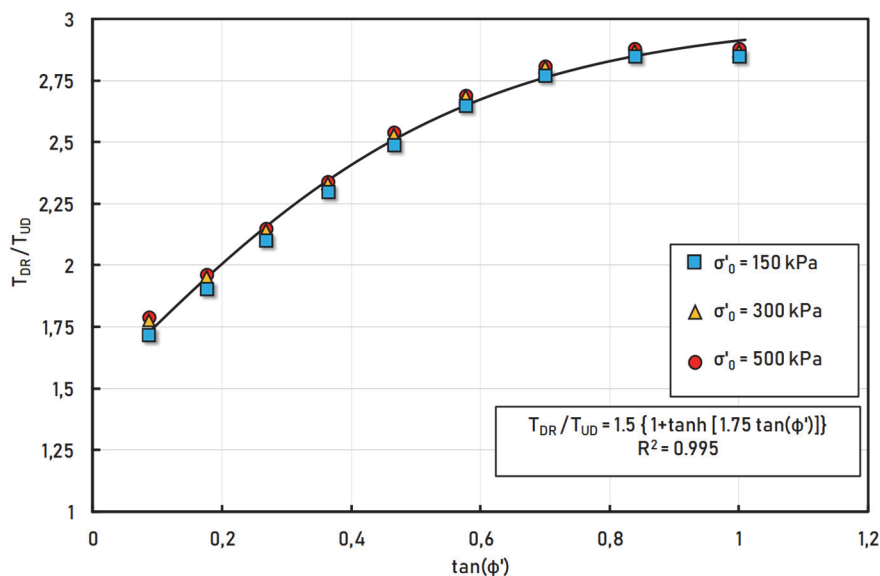


Fig. 18 – Razão entre torque drenado e não-drenado expresso com função do ângulo de atrito (Forcelini et al., 2019).

5 – CARREGAMENTO DINÂMICO

Algumas estruturas geotécnicas, estão sujeitas, de forma permanente ou eventual, a carregamentos dinâmicos que induzem Trajetórias de Tensões Totais (TTT) cíclicas que podem condicionar no solo ou em outros geomateriais de constituição particulada associados a estas estruturas, o desenvolvimento de Trajetórias de Tensões Efetivas (TTE), drenadas ou não-drenadas, conducentes a modos de falha como a ruptura total da estrutura ou a sua perda gradual de serventia segundo critérios de deformabilidade. Embora os termos carregamento cíclico, repetido ou dinâmico não sejam conceitualmente idênticos, estando os carregamentos dinâmicos normalmente associados a elevados níveis de frequência, confundem-se na prática. Carregamentos sísmicos, fundações de máquinas, plataformas offshore, rodovias e ferrovias são alguns exemplos de estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos dinâmicos. Dessa forma, os ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros geotécnicos sob ciclagem podem ser obtidos variando-se o nível de frequência de maneira a simular as respostas a diferentes velocidades de carregamento consoante as condições in situ que se deseja simular.

5.1 – Rupturas não-drenadas condicionadas por carregamentos cíclicos

Uma das principais preocupações no que tange a carregamentos dinâmicos é a possibilidade desses carregamentos induzirem TTEs não-drenadas, que podem condicionar, dada a velocidade elevada de aplicação, perdas bruscas de resistência devido ao incremento repentino de poro pressão nos interstícios dos geomateriais, como no caso de estruturas de contenção de rejeitos de mineração quando construídas com o próprio rejeito disposto hidraulicamente, com modo de falha por liquefação (Gens, 2019).

A disposição hidráulica, via de regra, não proporciona densificação suficiente para que o material possa apresentar um comportamento dilatante em condições drenadas, estando o material num estado fofo e contrátil. Um estado de densificação adequado condicionaria o desenvolvimento de excessos de poro pressão negativos no caso de um eventual carregamento não-drenado, como o

que pode ser induzido por um sismo, por exemplo, que não comprometeria a estabilidade e segurança da estrutura.

Evidências experimentais (Hanzawa et al., 1979; Ishihara, 1993) mostraram que sob carregamento não-drenado, geomateriais fofos, caracterizados por parâmetro de estado positivo, apresentam um comportamento francamente frágil com perda brusca de resistência após atingir o pico na geração de excessos positivos de poro pressão, e sob diferentes níveis de adensamento, quando liquefeitos, definem uma Linha de Colapso a partir da qual a liquefação pode ocorrer conforme indicado na Figura 19 (Yang, 2002).

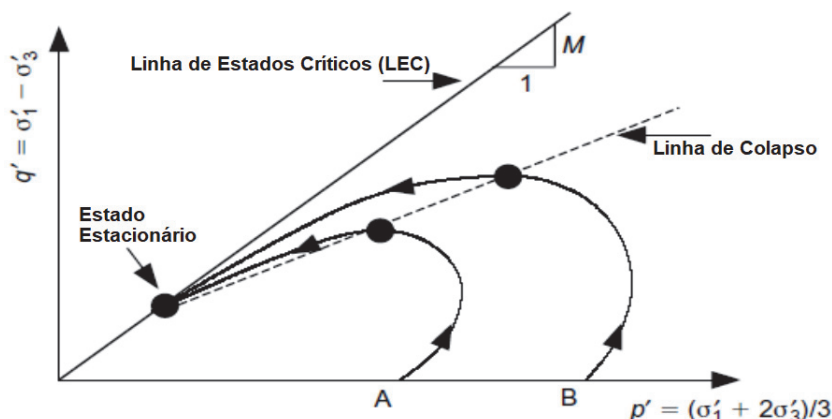


Fig. 19 – TTEs e o conceito de Linha de Colapso, mostrando esquematicamente a envoltória de pico de resistência em ensaios não-drenados que apresentam liquefação (Yang, 2002).

Evidências experimentais adicionais (Vaid e Chern, 1983; Alarcon-Guzman et al., 1988) sugerem que a TTE pode deslocar-se para a Linha de Colapso, sem necessariamente mobilizar a resistência de pico do material caso seja aplicado um carregamento cíclico, proporcionando uma espécie de “atalho” ou “encurtamento” da TTE em condições não-drenadas. Na Figura 20 observa-se que o material se encontra no estado de tensão inicial A e pode atingir a Linha de Colapso em D, ao invés de em B como seria esperado para o caso de um carregamento monotônico (Kramer, 1996).

Ensaio de laboratório visam simular a condição de carregamento dinâmico a que essas estruturas estariam submetidas em campo, objetivando avaliar os possíveis efeitos decorrentes de tais carregamentos nas TTEs em variados estados de tensão iniciais.

Os primeiros estudos de laboratório para avaliar a resposta de solos aos carregamentos dinâmicos impostos por ondas sísmicas, foram desenvolvidos por meio de equipamentos de colunas ressonantes a baixas tensões de confinamento (Iida, 1938), sendo tal aparato aperfeiçoado posteriormente por pesquisadores diversos (Hardin e Richart, 1963; Hardin e Black, 1966; Drnevich e Richart, 1970). Estes últimos estudos confirmaram a alta influência da tensão de confinamento e do índice de vazios inicial e comprovaram a resposta histerética dos ciclos de tensão-deformação, permitindo avaliar a variação do amortecimento durante o carregamento cíclico/dinâmico do solo. Porém, estes estudos pioneiros foram conduzidos no domínio de pequenas deformações (menores que 10^{-4}) uma vez que a técnica de coluna ressonante não poderia ser aplicada para obter propriedades dinâmicas em níveis de deformação maiores, para as quais se desenvolvem deformações plásticas mais acentuadas no solo (Kokusho, 1980).

A partir da década de 1980 passou-se a utilizar com mais frequência os ensaios triaxiais cíclicos/dinâmicos, tanto de carregamento axial como, também, torsional (Kokusho, 1980). Inicialmente, os ensaios triaxiais, apesar de frequentes na engenharia geotécnica, eram desconsiderados, principalmente devido ao fato de que as interfaces no topo e base dos corpos de

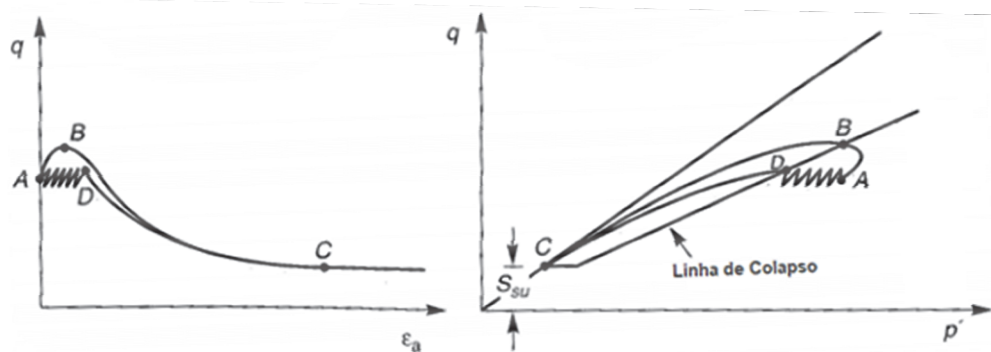


Fig. 20 – Início do processo de liquefação devido a carregamentos cíclicos e monotônicos (Kramer, 1996).

prova acabavam interferindo nas leituras, notadamente no domínio das pequenas deformações. Apesar disso, aspectos econômicos, de versatilidade e facilidade operacional, impulsionaram o uso do ensaio triaxial, viabilizado, principalmente, em função da introdução de novas técnicas de instrumentação diretamente fixadas nos corpos de prova, em particular no terço central de sua altura, bem como de células de carga internas à câmara triaxial (Kokusho, 1980; Gomes Correia, 1985; Viana da Fonseca et al., 2011).

Hoje é possível simular carregamentos axiais cíclicos de compressão e extensão bem como carregamentos cíclicos radiais em corpos de prova triaxiais, que podem, eventualmente, incluir deformações de torsão, que são particularmente importantes, por garantirem solicitações puramente distorcionais. Além disso, a possibilidade de programar distintas trajetórias de tensão por meio da aplicação independente das tensões principais em câmaras Bishop-Wesley do tipo *stress path*, por exemplo, tornaram o ensaio triaxial cíclico o aparato experimental mais utilizado para avaliação do comportamento mecânico em condições cíclicas de geomateriais particulados, nomeadamente solos e rejeitos de mineração.

Uma crítica que ainda persiste relativamente aos ensaios triaxiais cíclicos é a falta de representatividade em termos de distribuição de tensões quando o solo é solicitado cíclicamente/dinamicamente por ondas de cisalhamento horizontais, principalmente pelo fato de nesses ensaios não se conseguir simular a contínua rotação dos planos de tensão principais. Dessa forma, foi introduzido um aparato para realização de ensaios de cisalhamento simples cíclicos (CDSS, da sigla em inglês para *Cyclic Direct Simple Shear*), ou simplesmente DSS cíclico (Kjellman, 1951; Roscoe, 1953). Diferentemente do ensaio triaxial com controle das tensões principais, no ensaio DSS cíclico controlam-se as condições de deformação enquanto a direção e a magnitude das tensões principais não são conhecidas. Isso possibilita uma simulação mais precisa das reais condições de carregamento cíclico.

A exemplo do procedimento realizado nos ensaios triaxiais, o ensaio DSS cíclico também é dividido em duas fases, nomeadamente a fase de adensamento do corpo de prova e, uma segunda fase, de cisalhamento cíclico. Na fase de cisalhamento mantêm-se constantes o volume e as dimensões da área da seção transversal dos corpos de prova, possibilitando, no entanto, as deformações distorcionais impostas pelo atuador de carga horizontal cíclico em controle de deformação. Melhorias posteriores propostas pelo *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI) introduziram anéis metálicos em espiral, revestindo os corpos de prova cilíndricos envolvidos previamente por uma membrana de borracha, para supostamente evitar qualquer mudança no diâmetro da amostra durante o cisalhamento, permitindo, no entanto, deformações verticais durante a fase de adensamento (Bjerrum e Landva, 1966).

Um outro equipamento que garante uma maior versatilidade de trajetórias de tensão e deformação, seja sob carregamento monotônico seja sob carregamento cíclico/dinâmico, é o equipamento HCT (da sigla em inglês para *Hollow Cylinder Testing*) (Hight et al., 1983). Este equipamento utiliza um aparato similar ao ensaio triaxial tradicional, empregando, porém, câmaras de parede dupla que permitem ensaiar corpos de prova do tipo cilindros ocos.

O equipamento HCT possibilita a aplicação de pressão interna e torque (para controlar a tensão de cisalhamento no plano horizontal), além do controle da carga vertical, permitindo o controle independente das três tensões principais, além da inclinação dos planos de tensão maior e menor (Uthayakumar e Vaid, 1998; Logeswaran, 2010). O ensaio possibilita uma melhor caracterização do comportamento mecânico de solos e rejeitos de mineração, na medida em que considera, além da possibilidade de rotação dos planos de tensão principais, a anisotropia de tensão nas diferentes direções, permitindo definir com mais precisão os parâmetros de modelos constitutivos mais sofisticados (Yang, 2013). Para maiores informações sobre os princípios do ensaio e os detalhes do equipamento HCT recomenda-se a leitura do trabalho de Santos (2015).

5.2 – Estado Limite de Serviço por Carregamentos Cíclicos

Existe ainda, a possibilidade de geomateriais associados a determinadas estruturas geotécnicas não atingirem a ruptura, mas apresentarem propriedade elásticas e plásticas que resultam em deslocamentos excessivos. Este é o caso típico de estruturas de pavimentos rodoviários e vias férreas, para as quais hoje é amplamente reconhecido que o projeto é controlado por critérios de deformabilidade (Indraratna et al., 2011; Medina e Motta, 2015).

Os geomateriais normalmente empregados em estruturas de pavimentos e vias férreas são cuidadosamente compactados de maneira a proporcionar adequados níveis de resistência, permeabilidade e deformabilidade elástica e plástica. No entanto, ainda que solicitados por carregamentos drenados em estados de tensão inferiores aos conducentes à ruptura, eles podem não apresentar rigidez compatível e/ou acumular níveis indesejáveis de plastificação, degradando de forma acelerada a estrutura, inviabilizando o seu uso e implicando em altos custos adicionais com manutenção e correção geométrica (Delgado, 2019).

Na Figura 21 apresenta-se o comportamento típico de geomateriais quando carregados cíclicamente nestes tipos de estruturas. A Figura 21a mostra, segundo Lekarp et al. (2000), apenas um ciclo de aplicação de carga e na Figura 21b é mostrado, segundo Selig e Waters (1994), o comportamento típico de geomateriais quando solicitados em vários ciclos de aplicação de carga, sendo que para vários ciclos o material tende, gradualmente, a acumular deformação plástica, densificando e enrijecendo. É desejável que estes níveis de plastificação situem-se em limites aceitáveis e eventualmente apresentem tendência de estabilização a longo prazo, fenômeno conhecido como *shakedown*, passando a responder às solicitações cíclicas de forma quase que puramente elástica (Werkmeister et al., 2001).

Para isso é desejável quantificar tanto as propriedades elásticas, sob variadas trajetórias de tensão cíclicas, quanto as propriedades plásticas de longo prazo (deformação permanente) em trajetórias de tensão cíclicas compatíveis às que estes materiais estarão submetidos em campo, no sentido de limitar os estados de tensão conducentes a níveis de plastificação em estruturas geotécnicas associadas a infraestruturas de transporte, sendo o trabalho de Hveem (1955) um dos pioneiros no estabelecimento de um módulo dinâmico de deformabilidade para análise e dimensionamento dessas estruturas, o qual ele denominou de Módulo de Resiliência (MR), em contraponto aos módulos de deformabilidade obtidos para carregamentos monotônicos. Hveem ainda desenvolveu um equipamento de ensaio para a determinação do módulo de resiliência, o qual ele denominado de “resiliômetro”.

O resiliômetro de Hveem acabava por não representar adequadamente os estados de tensão cíclicos verificados por ocasião da aplicação do carregamento oriundo do tráfego, tendo sido proposto por Seed e Fead (1959) o uso de um equipamento triaxial adaptado à partir do equipamento

triaxial convencionalmente utilizado para ensaios monotônicos, que passou por sucessivos melhoramentos viabilizados pelas técnicas de instrumentação e medições de tensão, já anteriormente referidas, no sentido de obter-se maior precisão dos resultados no domínio das pequenas deformações observadas nessas estruturas. A diferença básica, comparativamente aos ensaios triaxiais convencionais, reside no fato dos corpos de prova serem preparados no grau de compactação e teor de umidade esperados para as condições em serviço, realizando os ensaios, normalmente, em condições drenadas, logo sem medida de variação volumétrica por meio da variação do volume de água dos corpos de prova e sim, quando necessário, por meio de instrumentações radiais específicas acrescidas às já tradicionais instrumentações axiais.

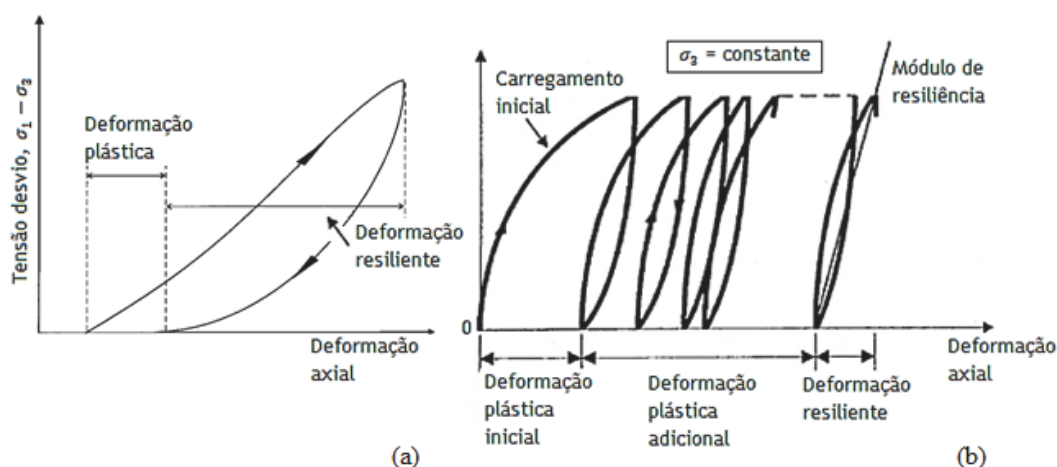


Fig. 21 – Comportamento tensão-deformação de geomateriais: (a) em um único ciclo de aplicação de carga (Lekarp et al., 2000) e (b) em vários ciclos de aplicação do carregamento cíclico (Selig e Waters, 1994).

Os geomateriais quando aplicados em camadas de infraestrutura de transporte (pavimentos e vias férreas) estão sujeitos a níveis de tensão variáveis, no espaço e no tempo, devido a alterações nos valores e nas direções das tensões atuantes numa dada faceta horizontal e vertical de um elemento do material, podendo ocasionar o efeito de rotação dos planos de tensão principais (Gidel et al., 2001). Este efeito é de difícil reprodução em laboratório e pode provocar no campo o aumento das taxas de deformação distorcional e volumétrica durante o carregamento cíclico, quando comparadas com as que ocorrem quando o carregamento se dá sem rotação de tensões (Wong e Arthur, 1986).

Considera-se que face a dificuldade em se reproduzir em laboratório esse efeito de rotação das tensões principais, é válido por simplificação, a realização de ensaios na situação de carregamento vertical cíclico e com tensão de confinamento constante ou cíclica, mas sem inversão das tensões principais. A hipótese simplificadora de realizar ensaios com tensão confinante constante tem sido considerada aceitável visto que na medida em que os materiais densificam com a passagem do tráfego, existe uma acentuada tendência de redução na variação da tensão horizontal induzida (Selig e Waters, 1994).

Na Figura 22, são apresentados a título de exemplo, resultados comparativos de ensaios triaxiais cíclicos para lastro de vias férreas em dois materiais distintos (Delgado, 2019), quer em variados estados de tensão cíclicos para obtenção do MR em função da tensão de confinamento (variável de maior influência no comportamento de geomateriais granulares e isentos de coesão) (Figura 22a), quer para um único estado de tensão cíclico compatível com os níveis de solicitação impostos na condição de serviço, no exemplo em questão utilizando uma razão de tensão $\sigma_{1,cic}/\sigma_3 = 6$ (via férrea

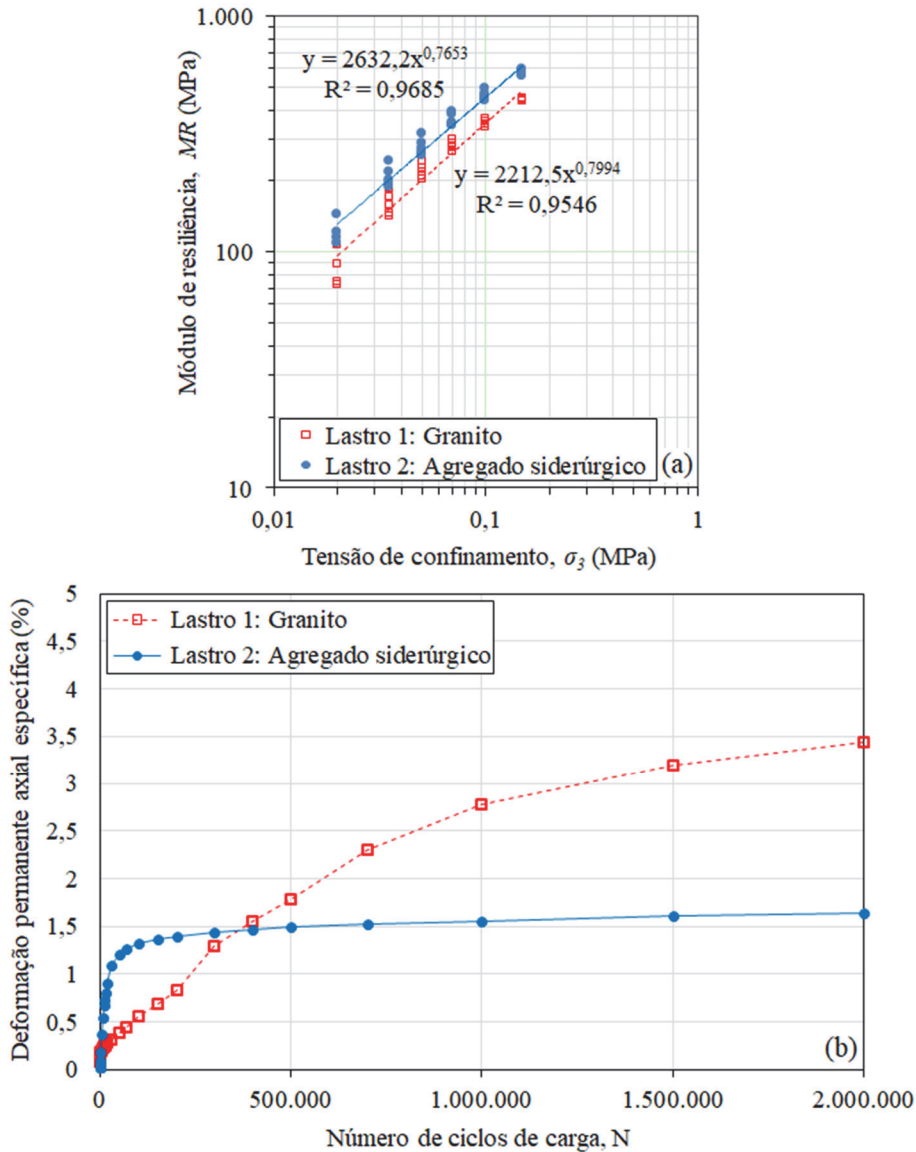


Fig. 22 – Comparação da deformabilidade de dois materiais para lastro de vias férreas: (a) comportamento elástico (Módulo de Resiliência) e (b) comportamento plástico de longo prazo (Deformação Permanente) (Delgado, 2019).

do tipo *heavy haul* para altos níveis de carga), submetido a um nível muito elevado de ciclos visando avaliar o comportamento plástico do material no longo prazo, nesse caso para dois milhões de ciclos (Figura 22b).

Ressalta-se que antes da realização dos ensaios de MR é desejável proceder-se uma fase de condicionamento dos corpos de prova, segundo critérios normativos de cada país, onde são aplicados alguns ciclos de carga num dado caminho de tensão cíclica visando minimizar os efeitos da acumulação plástica durante o ensaio, sendo considerado satisfatório nesse processo níveis de deformação permanente inferiores a 0,2% com deformações elásticas da ordem de 10^{-5} a 10^{-4} . Para

os ensaios de deformação permanente, não são considerados protocolos de condicionamento visto que todas as deformações interessam, sendo, no entanto, os corpos de prova previamente compactados.

Analisando a Figura 22a percebe-se que um dos materiais para lastro apresenta Módulos de Resiliência superiores sob variados níveis de tensão cíclica. Analisando, por sua vez, a Figura 22b fica evidente que, para o nível de tensão cíclica operacional esperada, um dos materiais apresenta uma tendência de estabilização das deformações permanentes no longo prazo na medida em que a curva tende a tornar-se paralela ao eixo das abcissas (fenômeno *Shakedown*), ao passo que o outro material continua deformando-se sob relevantes taxas de incremento de plastificação.

Objetivando uma melhor representatividade em termos de distribuição de tensão e disposição dos planos de tensão principais durante a ciclagem, e considerando, ainda, as grandes dimensões dos corpos de prova geralmente envolvidos nesses estudos (principalmente para camadas granulares, onde se empregam agregados pétreos com partículas pedregulhosas), diversas iniciativas têm sido realizadas no sentido de melhor reproduzir em laboratório os mecanismos de aplicação de carga, lançando mão de: i) ensaios triaxiais ditos verdadeiros, em corpos de prova prismáticos, onde as três tensões principais atuam de forma independente (Indraratna et al., 2011); ii) modelos físicos de grandes dimensões (Simões, 2015; Sussine et al., 2014); ou iii) simuladores de tráfego em escala real (Núñez, 1997; Silva, 2001).

Os ensaios triaxiais em arranjos prismáticos, embora mais representativos das condições de campo, ainda não conseguem simular satisfatoriamente a rotação dos planos de tensão principais. Os simuladores de tráfego em pistas experimentais apresentam, sem dúvida, uma maior fidelidade aos aspectos de aplicação de carga, no entanto não são de uso trivial e fogem a abordagem ora proposta de caracterização laboratorial.

Dentre os modelos físicos utilizados em laboratório, destaca-se o modelo do Laboratório de Geotecnia do *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas* (CEDEX), do governo da Espanha. Esse modelo físico desenvolvido para avaliação experimental de vias férreas, nomeadamente em condições dinâmicas associadas a alta velocidade (que, conforme já referido, afeta significativamente o comportamento mecânico de geomateriais), é um modelo de grande porte (escala real) que simula através de atuadores sincronizados a aplicação do carregamento cíclico imposto pelos comboios, visando estudar os efeitos da alta velocidade sobre os diversos componentes da via férrea e posteriormente calibrar modelos numéricos tridimensionais para previsão de comportamento. Cada atuador do modelo físico do CEDEX pode aplicar um carregamento de até 250 kN com frequências de até 50 Hz (Carrillo et al., 2013). Este modelo do CEDEX é possivelmente um dos modelos físicos mais fiéis às condições de campo atualmente disponíveis a nível mundial para avaliação do comportamento dinâmico de geomateriais em infraestruturas de transporte.

5.3 – Piezo-Ball e Piezo-T-Bar com ensaios cíclicos

Solicitações cíclicas são também avaliadas a partir de ensaios de campo, sendo as adaptações do piezocone, onde a ponteira cônica foi substituída por uma esfera ou por uma barra, denominados respectivamente de *Ball* e *T-Bar* (Stewart e Randolph, 1991; Kelleher e Randolph, 2005), um dos exemplos mais representativos. As mudanças no equipamento foram decorrência da modelagem matemática que melhor descreve o fluxo de solo no entorno destas duas figuras sólidas, permitindo um cálculo mais preciso no valor de N_{kt} , reduzindo sua faixa de variação, eliminando-se a necessidade de ensaios adicionais para calibração dos valores de S_u estimados a partir destes ensaios.

Estes equipamentos inicialmente concebidos para investigação geotécnica *offshore* passaram a ser utilizados em outros materiais, como em rejeitos de mineração, especialmente para estimativa da resistência não-drenada última, também denominada de resistência residual ou liquefeita. Para esta finalidade foi introduzido o procedimento de ciclos de cravação, monitorando-se a redução da resistência do solo até ao seu valor último durante os ciclos (Figura 23).

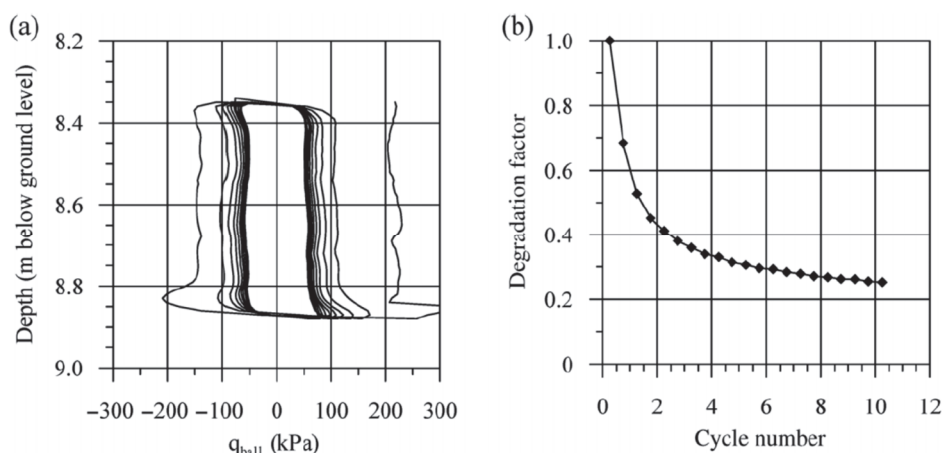


Fig. 23 – Degradação da resistência do solo em função do número de ciclos de carregamento e descarregamento (Lunne et al., 2011).

Contudo há a necessidade de definir frequências e amplitudes dos ciclos adaptados a diferentes geomateriais, cujo desempenho depende dos padrões de geração de poro pressões. Por este motivo foram introduzidos em posições estratégicas da bola ou da barra, que passaram a ser denominados de Piezo-Ball e Piezo-T-Bar. Exemplos de equipamentos em desenvolvimento no Brasil são mostrados na Figura 24, onde elementos filtrantes estão posicionados na parte inferior da bola e na geratriz inferior da barra (Odebrecht et al., 2021), e estão sendo usados para ensaios em argilas e rejeitos siltsos de mineração.

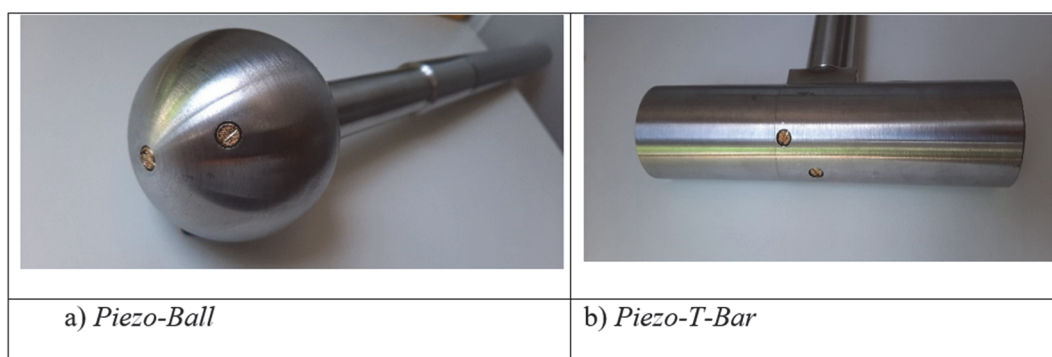


Fig. 24 – Piezo-Ball e Piezo-T-Bar.

6 – CONCLUSÕES

O presente trabalho discutiu alguns aspectos associados aos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos, abordando tanto ensaios de laboratório como ensaios de campo. Avanços consideráveis são observados na identificação dos fenômenos físicos associados à velocidade de carregamento, acompanhados de desenvolvimentos teórico-experimentais destinados a dar suporte a modelos constitutivos associados. Do ponto de vista teórico, a resistência ao cisalhamento de solos saturados é composta de duas parcelas, uma de resistência friccional e outra de resistência por viscosidade, que depende da velocidade de deformação cisalhante. Soma-se a este modelo, os efeitos de drenagem parcial durante o

cisalhamento a baixas taxas de deformação, que podem ser identificados a partir da normalização dos ensaios em função da velocidade de carregamento, área de influência e características de adensamento do material.

Ensaio de laboratório demonstram o aumento da resistência ao cisalhamento não-drenada com o aumento da taxa de deformação específica (entre ~0,1%/h até ~10%/h) em argilas saturadas, normalmente adensadas. Ensaio cíclicos em argila e siltes são usados na rotina de projeto para avaliação da degradação da resistência ao cisalhamento com a progressão dos ciclos de carregamento. Para os ensaios de campo há métodos propostos para interpretação de ensaios de piezocone, palheta e dilatômetro que visam identificar e quantificar os efeitos de velocidade, em especial a influência da drenagem parcial em solos de permeabilidade intermediária entre argilas e areias.

Embora os fenômenos associados à velocidade de carregamento ainda seja uma área de pesquisa e desenvolvimento, a avaliação destes efeitos é usual em projetos *offshore* da indústria de óleo e gás, projetos ferroviários associados a trens de alta velocidade, avaliação da resistência pós-pico de solos granulares susceptíveis à liquefação, entre outras aplicações.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcon-Guzman, A.; Leonards, G.A.; Chameau, J.L. (1988). *Undrained monotonic and cyclic strength of sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE vol.114, n. 10, pp. 1089–1110.
- Biscontin, G.; Pestana, J. M. (2001). *Influence of peripheral velocity on velocity on shear strength of an artificial clay*. ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. 24, n. 4, pp. 423-429.
- Bjerrum, L; Landva, A. (1966). *Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay*. Géotechnique, vol. 16, n. 1, pp. 1-20.
- Blight, G. E. (1968) *A note on field vane testing of silty soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 5, n. 3, pp. 142-149.
- Carrillo, F.P.; Mirasol, V.C.; De La Oliva, J.L.G. (2013). *Estudos e instalações de ensaio no CEDEX no âmbito da geotecnia ferroviária*. Apresentação feita na Ordem dos Engenheiros de Portugal em 6 de dezembro de 2013. Laboratorio de Geotecnia – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas: España.
- Chung, S.F.; Randolph, M.F.; Schneider, J.A. (2006). *Effect of Penetration Rate on Penetrometer Resistance in Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 132, n. 9, pp. 1188-1196.
- Coussy, O. (2004). *Poromechanics*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.
- Delgado, B.G. (2019). *Geomecânica de um agragado siderúrgico inerte como material alternativo para lastro de vias férreas do tipo heavy haul*. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
- Dienstmann, G.; de Almeida, F. S.; Fayolle, A.; Schnaid, F.; Maghous, S. (2018a). *A simplified approach to transient flow effects induced by rigid cylinder rotation in a porous medium*. Computers and Geotechnics, vol. 97, pp. 134-154.
- Dienstmann, G.; Schnaid, F.; Maghous, S.; Dejong, J. (2018b). *Piezcone penetration rate effects in transient gold tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 144, n. 2.
- Dormieux, L.; Kondo, D.; Ulm, F.J. (2006). *Microporomechanics*. John Wiley & Sons, Chichester, UK.

- Drnevich, V.P.; Richart, F.E. (1970). *Dynamic prestraining of dry sand*. Proceedings of ASCE, vol. 96, SM2, pp. 453–469.
- Fonseca, A. P. (2000). *Compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos de uma voçoroca em Ouro Preto-MG*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 396 p.
- Forcelini, M.; Maghous, S.; Dienstmann, G.; Schnaid, F. (2019). *Simplified model for interpretation of undrained shear strength from field vane tests in transient soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 146, n. 6, pp. 04020043.
- Gens, A. (2019). *Hydraulic fills with special focus on liquefaction*. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Keynote Lecture: Reykjavik.
- Gidel, G.; Hornych, P.; Chauvin, J.J.; Breysse, D.; Denis, A. (2001). *Nouvelle approche pour l'étude de déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargement répétés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 233: Paris, France. pp. 5-21.
- Gomes Correia, A. (1985). *Contribution a l'étude mécanique des sols soumis a des chargements cycliques*. Thèse de Docteur-Ingénieur, École National des Ponts et Chaussées: Paris, France.
- Hanzawa, L.F.; Itoh, Y.; Suzuki, K. (1979). *Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf*. Soils and Foundations, vol. 19, n. 4, pp. 1–15.
- Hardin, B.O.; Black, W.L. (1966). *Sand stiffness under various triaxial stresses*. Proceedings of ASCE, Vol. 92, SM2, pp. 27–42.
- Hardin, B.O.; Richart, F.E. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Proceedings of ASCE, vol. 89, SM1, pp. 33–65.
- Hlenka, L. (2012) *Estudo dos efeitos da velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos em resíduos de mineração de zinco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Hveem, F.N. (1955). *Pavement deflection and fatigue failures*. Bulletin N. 114, HRB (Transportation Research Board): Washington, DC, USA. pp. 43–87.
- Iida, K. (1938). *The velocity of elastic waves in sand*. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, vol. 16, pp. 131-144.
- Indraratna, B.; Ssalim, W.; Rujikiatkamjorn, C. (2011). *Advanced rail geotechnology – ballasted track*. Taylor & Francis Group: London, UK.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique, vol. 43, n. 3, pp. 351–415.
- Kahold, P.A. (2013) *Interpretação de ensaio de campo em solos compermeabilidade intermediária*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Kelleher, P.J.; Randolph, M.F. (2005). *Seabed geotechnical characterisation with a ball penetrometer deployed from the portable remotely operated drill*. In Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth. pp. 365–371.
- Kim, K.; Prezzi, M.; Salgado, R.; Lee, W. (2008) *Effect of penetration rate on cone penetration resistance in satu-rated clayey soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 134, n. 8, pp. 1142-1153.

- Kjellman, W. (1951). *Testing the shear strenght of clay in Sweden*. Géotechnique, vol. 2, n.3, pp. 225-232.
- Kokusho, T. (1980). *Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*. Soils and Foundations, vol. 20, n. 2, pp. 45–60.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, Ed. Prentice Hall: New Jersey, USA.
- Lehane, B. M.; O'Loughlin, C. D.; Gaudin, C.; Randolph, M. F. (2009). *Rate effects on penetrometer resistance in kaolin*. Géotechnique, vol. 59, n. 1, pp. 41-52
- Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000). *State of the art I: resilient response of unbound aggregates*. Journal of Transportation Engineering, ASCE, vol. 126, n. 1, pp. 66-75.
- Leroueil, S.; Kabbaj, M.; Tavenas, F.; Bouchard (1985). *Stress-stain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays*, Géotechnique, vol. 35, n. 2, pp. 159-180.
- Logeswaran, P. (2010). *Behaviour of sands under generalized loading and drainage conditions*. PhD Thesis, Carleton University: Ottawa, Canada.
- Lunne, T.; Anderson, K. H.; Low, H. E.; Randolph, M. F.; Sjursen, M. (2011). *Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deepwater soft clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 48, pp.543-556.
- Lyra, E.N.S. (1988). *Sistema automático de aquisição de dados para um ensaio triaxial*. Dissertação de mestrado COPPE-UFRJ, 202 p – Rio de Janeiro.
- Marchetti, D; Monaco, P.; Amoroso, S.; Minarelli, L. (2019). *In situ tests by Medusa DMT*. Proceedings of the XVII ESCSMGE, Reykjavik.
- Martins, I.S.M. (1992) *Fundamentos de um modelo de comportamento de solos argilosos saturados*. Tese de doutorado COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.
- Medina, J.; Motta, L.M.G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*. Ed. Interciência, 3ª edição: Rio de Janeiro, Brasil.
- Morgenstern, N. R.; S. G. Vick; C. B. Viotti; B. D. Watts. (2016). *Fundão tailings dam review panel: Report in the immediate causes of the failure of the Fundão Dam*. New York: Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP.
- Núñez, W.P. (1997). *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basalto alterado*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, Brasil.
- Ouyang, Z.; Mayne, P. W. (2017). *Spherical cavity expansion nexus between CPTu and DMT in soft-firm clays*. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, South Korea.
- Randolph, M.F.; Hope, S. (2004). *Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures*. Proc. Int. Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Osaka.
- Roscoe, K.H. (1953). *An apparatus for the application of simple shear to soil sample*. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Zurich, Switzerland. pp. 186-191.
- Santos, L.M.A. (2015). *Caracterização do comportamento mecânico da areia de Coimbra sob ações generalizadas*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra: Coimbra, Portugal.

- Schnaid, F. (2021). *The Ninth James K. Mitchell Lecture: On the Geomechanics and Geocharacterization of Tailings*. Int. Conf. On Site Charact., Budapest, in press.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2015). *Challenges in the interpretation of the DMT in tailings*. The 3rd Int. Conf. on the Flat Dilatometer DMT-15, Rome, pp. 13-24.
- Schnaid, F.; Belloli, M. V. A.; Odebrecht, E.; Marchetti, D. (2018). *Interpretation of the DMT in Silts*. Geotechnical Testing Journal, vol. 41, n. 5, pp.868-876.
- Schnaid, F.; Dienstmann, G.; Odebrecht, O.; Maghous, S. (2020). *A simplified approach to normalisation of piezocone penetration rate effects*. Géotechnique, vol. 70, n. 7, pp. 630-635.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E.; Sosnoski, J.; Robertson, P. K. (2016). *Effects of test procedure on flat dilatometer test (DMT) results in intermediate soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 53, n. 8, pp.1270-1280.
- Seed, H.B.; Fead, J.W.N. (1959). *Apparatus for repeated load tests of soils*. ASTM Special Technical Publication, n. 254: USA. pp. 78–87.
- Selig, E.T.; Waters, J.M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford Services: London, UK.
- Senneset, K.; Janbu, N.; Sranø, G. (1982). *Strength and deformations parameters from cone penetration tests*. Proc. ESOPT-II, Amsterdam, 1982, Vol. 2, pp. 863-870.
- Senneset, K.; Sandven, R.; Lune, T.; By, T.; Amundsen, O. (1988) Piezocone teste in silty soils. Penetration Testing, ISOPT-1, Vol. 2 Balkema, Rotterdam.
- Silva, P.D.E.A. (2001). *Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (Whitetopping) na pista circular do Instituto de Pesquisas Rodoviárias*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro: Rio de Janeiro, Brasil.
- Simões, D.P.F. (2015). *Caracterização de materiais de subestrutura de via-férrea com aplicação de cargas cíclicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto, Portugal.
- Sosnoski, J (2016) *Interpretação de ensaios de CPTu e DMT em solos com permeabilidade intermediária*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Stewart, D.P.; Randolph, M.F. (1991) *A new site investigation tool for the centrifuge*. Proc. International Conference on Centrifuge Modelling - Centrifuge 91, Boulder, v. 91, pp. 531-538.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays*. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial No.82, 147;
- Taylor, D.W. (1948) *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons., New York, 700p., pp. 208-405.
- Terzaghi, K. (1941) *Undisturbed clay samples and undisturbed clays*, Contributions to soil Mechanics, pp. 45-65.
- Torstensson, B.A. (1977) *Time-dependent effects in the field vane test*. Int. Symp. Soft Clay, Bangkok, pp. 387-397.
- Uthayakumar, M.; Vaid, Y.P. (1998). *Static liquefaction of sands under multiaxial loading*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, n. 2, pp. 273-283.

- Vaid, Y.P.; Chern, J.C. (1983). *Effect of static shear on resistance of liquefaction*. Soils and Foundations, vol. 23, n. 1, pp. 47–60.
- Viana da Fonseca, A.J.P.; Coop, M.R.; Fahey, M.; Consoli, N.C. (2011). *The interpretation of conventional and non-conventional laboratory tests for challenging geotechnical problems*. Proceedings of the 5th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials: Seoul, Korea. pp. 84-119.
- Werkmeister, S.; Dawson, A.R.; Wellner, F. (2001). *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. TRB (Transportation Research Record), N. 01-0152.
- Wong, R.K.S.; Arthur, J.R.F. (1986). *Sand shear by stresses with cyclic variations in direction*. Géotechnique, vol. 36, n. 2, pp. 215-226.
- Yang, J. (2002). *Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand*. Géotechnique, vol. 52, n. 10, pp. 757-760.
- Yang, L. (2013). *Experimental study of soil anisotropy using hollow cylinder testing*. PhD thesis, University of Nottingham: Nottingham, UK.

SEGURANÇA DE BARRAGENS DE REJEITOS NO BRASIL: AVALIAÇÃO DOS ACIDENTES RECENTES

Safety of Tailings Dams in Brazil: Assessment of Recent Accidents

Joaquim Pimenta de Ávila^a, Marta Sawaya^b, Alberto S. F. Sayão^c, Leonardo A. Ferreira^d

^a Consultor Geotécnico, Brasil.

^b Consultora Geotécnica, Brasil.

^c Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil.

^d PUC-Rio, Ministério do Desenvolvimento Regional, Brasil.

RESUMO – As rupturas recentes de barragens de rejeitos no Brasil têm causado graves impactos ambientais, mortes e perdas financeiras. Este artigo apresenta uma breve descrição da evolução das atividades de mineração no Brasil e dos principais acidentes ocorridos nas últimas 4 décadas. As falhas são apontadas, com o intuito de sugerir os itens que demandam a atenção de técnicos, empresários e governantes. Alterações da gestão e operação dos rejeitos são necessárias para uma melhoria das condições de segurança das barragens de mineração.

ABSTRACT – Recent failures of tailings dams in Brazil have caused serious environmental impacts, deaths and financial losses. This article presents a brief description of the evolution of mining activities in Brazil and the main accidents in the last 4 decades. The management flaws are pointed out, in order to suggest the main points requiring more attention from technicians, administrators and legislators. Changes in the management and operation of tailings are needed for improving the safety conditions of mining dams.

Palavras Chave – segurança de barragens, rejeitos, causas e consequências de rupturas.

Keywords – dam safety, tailings, failures, causes and consequences of failures.

1 – INTRODUÇÃO

O objetivo do presente trabalho é apresentar uma síntese atual da segurança de barragens de rejeitos no Brasil. Como introdução, apresenta-se um resumo histórico e estatísticas dos acidentes nas últimas três décadas, com uma descrição concisa de várias rupturas de barragens de rejeitos no Brasil, desde os anos 1980, com o rompimento da barragem de Fernandinho, que inaugurou uma série de acidentes com graves impactos econômicos, sociais e ambientais.

2 – HISTÓRICO DA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

As atividades de mineração tiveram início no Brasil há mais de 300 anos. Registros históricos indicam que, no início dos anos 1690, o sertanista Antônio Rodrigues Arzão, paulista de Taubaté, descobriu ouro nas cercanias da cidade de Sabará, em Minas Gerais, em uma de suas expedições à procura de esmeraldas e minerais valiosos. As atividades de garimpo e mineração deram início à produção de rejeitos provenientes da exploração e beneficiamento dos minérios. No início, o volume

E-mails: joaquim.pimenta@pimentadeavila.com.br (J. Ávila), martasawaya@yahoo.com.br (M. Sawaya), sayao@puc-rio.br (A. Sayão), leonardo.ferreira@mdr.gov.br (L. Ferreira)

de rejeitos era reduzido e não causava impactos ambientais significativos. No entanto, a introdução das máquinas a vapor e o processamento dos minerais de maior valor econômico, causaram um aumento expressivo dos volumes de rejeitos. Em relação ao Brasil, alguns marcos temporais definem a disposição de rejeitos de mineração, conforme está resumido a seguir. No século XVIII, o desenvolvimento tecnológico facilitou a exploração em áreas com menor teor de minério, o que promoveu o aumento da produção de rejeitos. Entre 1720 e 1820, várias permissões foram concedidas pelo governo imperial para exploração da propriedade mineral de Passagem, na Vila de Mariana, a sudeste de Belo Horizonte, em Minas Gerais. Em 1819, a mina e concessões vizinhas foram adquiridas pelo Barão de Eschwege, que criou a primeira companhia mineradora de capital privado do país, com o nome de Sociedade Mineralógica da Passagem, e instalou um engenho com nove pilões e moinhos para pedras - então inéditos no Brasil. A Mina da Passagem está localizada na Vila de Passagem, entre Ouro Preto e Mariana. No século XX, os pequenos distritos minerários começariam a crescer, atraindo indústrias de apoio e desenvolvendo as sociedades locais. Com esse crescimento, surgiram conflitos pelo uso da terra e da água, por interesses agrícolas. Os rejeitos acumulados no solo obstruíam os poços de irrigação, e contaminavam as áreas a jusante. Com o tempo, os produtores rurais começariam a associar a redução da colheita à disposição de rejeitos nas áreas próximas. Os conflitos relacionados ao uso da terra e da água também surgiriam em outros países, resultando na aprovação de leis sobre o gerenciamento de resíduos da mineração. Na década de 1920, a disposição descontrolada dos rejeitos seria finalmente eliminada nos países ocidentais. Os impactos negativos incentivaram a busca de alternativas mais adequadas. Surgia, assim, a necessidade de encaminhar os rejeitos para locais convenientes. Seriam, então, iniciadas as operações de despejo controlado dos rejeitos em barramentos, distantes da área de produção. A partir de 1930, as indústrias de mineração investiriam na construção das primeiras barragens de contenção de rejeitos, com o intuito de mitigar os impactos ambientais da mineração. As primeiras barragens seriam projetadas em posição transversal aos cursos d'água e ignoravam a possibilidade de inundações. Assim, sob chuvas intensas, poucas barragens permaneciam estáveis. Além disso, critérios técnicos e equipamentos de terraplanagem não eram usados na construção das barragens, que raramente envolviam engenheiros no projeto ou na construção. Um pequeno dique era inicialmente preenchido com rejeitos depositados hidraulicamente, sendo depois ampliado por pequenas bermas. Na década de 1940, a disponibilidade de equipamentos de grande porte viabilizou a construção de barragens de contenção de rejeitos com as novas técnicas de compactação. Surgiram, então, as primeiras barragens de rejeitos construídas com o método convencional, similar às barragens para reservar água, o que resultava em maior segurança. Mesmo assim, as barragens com rejeitos depositados hidraulicamente continuavam a ser frequentes (Ávila, 2011).

A primeira grande barragem para armazenamento de rejeitos do Brasil seria construída no Vale do Queiroz, em Nova Lima (Região Metropolitana de Belo Horizonte), na antiga Mineração Morro Velho (hoje denominada Anglo Gold Ashanti). A. Em 1954, a Barragem do Queiroz já acumulava 2,5 milhões de m³ de rejeitos da mineração. O desenvolvimento da tecnologia para construção de barragens de rejeitos seguia de forma empírica, em função das práticas e equipamentos de construção então disponíveis. Apesar do progresso tecnológico, as barragens de mineração continuavam pouco confiáveis, pois a filosofia corrente não exigia rigor na aplicação das técnicas da engenharia para barragens de rejeitos. Em muitas minas, prevaleciam técnicas e conceitos rudimentares. Não eram raras a construção e a operação de barragens de rejeitos com equipamentos usados na lavra, sob orientação de engenheiros de minas, não geotécnicos, especializados em tecnologias de lavra. Com o avanço da mineração, surgiam barragens cada vez mais altas e com maior capacidade de armazenamento, aumentando os riscos de acidentes. Ao mesmo tempo que os acidentes com barragens provocavam tragédias cada vez piores, eles também passaram a catalisar o advento de legislações mais rigorosas e novas tecnologias da engenharia de barragens. A cada catástrofe, a sociedade tornava-se mais intolerante aos riscos e os dispositivos legais passavam a induzir progressos tecnológicos. Bradlow et al. (2002) sugerem que há uma relação direta entre acidentes com barragens, pressão da sociedade, exigências legais e avanços tecnológicos. A seguir,

é apresentado um resumo desta relação entre acidentes com rejeitos e os avanços da legislação e da tecnologia. Na década de 1950, os princípios fundamentais da Geotecnia já eram compreendidos e utilizados em barragens para acumulação de água, mas não eram ainda aplicados às barragens para contenção de rejeitos. Em 1965, um forte terremoto em Valdivia, no Chile, causou a ruptura de muitas barragens de rejeitos e mobilizou a atenção das autoridades do país e do setor de mineração mundial. O caso mais conhecido é a ruptura da barragem El Cobre, com mais de 200 mortes. A partir dessa época, o Chile criou regulamentos para a mineração e o meio técnico passaria estudar as causas dos acidentes. Na década de 1970, aspectos técnicos como liquefação e estabilidade da fundação já eram considerados pelos projetistas. Na década de 1980, os aspectos ambientais cresceriam em importância e a atenção passaria para a estabilidade física e econômica das barragens, com a consideração do potencial de dano ambiental e dos mecanismos de contaminação:

- I. Nos anos 2000, as rupturas das barragens da Mineração Rio Verde, na localidade de Macacos, e da indústria de papel de Cataguases, em Minas Gerais, motivaram uma nova legislação estadual sobre a disposição de rejeitos em barragens, e um programa pioneiro de gestão de barragens.
- II. Em 2007 a ruptura da barragem de rejeitos de bauxita em Mirai voltaria a mobilizar a sociedade, para um projeto de lei federal, que tramitava no Congresso, e seria aprovada em 2010 (Lei 12.334).
- III. Atualmente, após as rupturas da Barragem de Mount Polley (no Canadá) e de Fundão (Mariana) e B1 (Brumadinho), o setor de mineração ganhou novo incentivo para rever os procedimentos de segurança de barragens e a desenvolver novas técnicas de disposição de rejeitos. Antes dos acidentes, as empresas mineradoras tinham bom conceito junto à sociedade no que se refere à gestão de rejeitos.

Os itens a seguir abordam os principais acidentes de barragens de rejeitos, com perdas de vidas humanas e severos impactos ambientais e econômicos. O Quadro 1 resume os acidentes recentes no Brasil.

Quadro 1 – Acidentes com barragens de rejeitos no Brasil nos últimos 35 anos.

ANO	BARRAGEM	DANOS
1986	Fernandinho	7 mortes.
2001	Rio Verde	5 mortes.
2003	Florestal Cataguases	Vazamento de lixívia negra, contaminação da água a jusante.
2006/ 2007	São Francisco	Vazamento de rejeito de bauxita, contaminação da água a jusante.
2014	Herculano	3 mortes.
2015	Fundão	19 mortes, contaminação da água a jusante.
2019	Córrego do Feijão	270 mortes, contaminação ambiental a jusante.

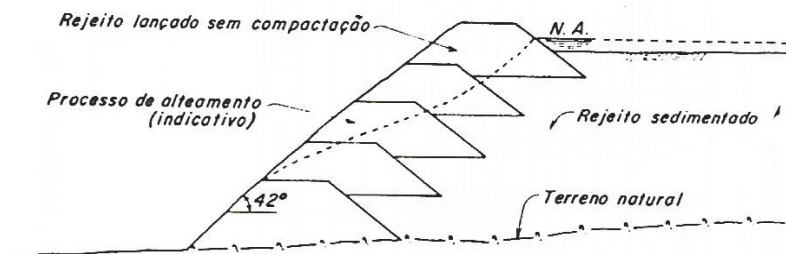


Fig. 2 – Seção transversal da Barragem, da Mina de Fernandinho antes da ruptura (Parra e Lasmar, 1987).

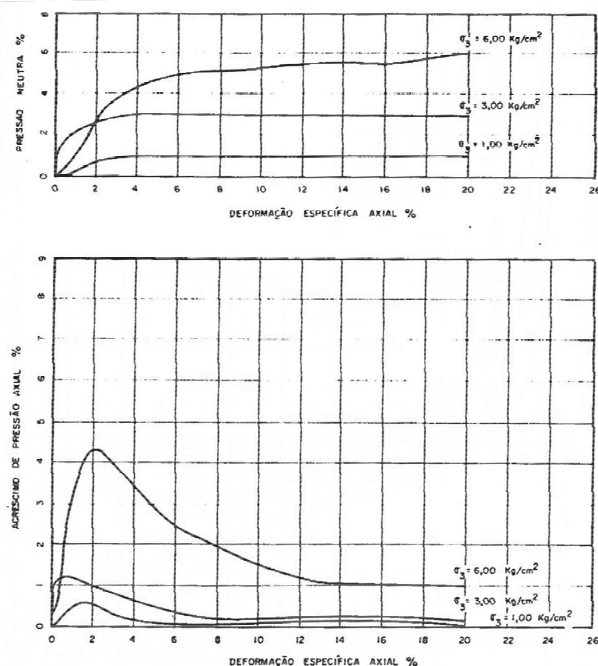


Fig. 3 – Resultados dos ensaios triaxiais com o rejeito lançado na barragem da Mina de Fernandinho (Parra e Lasmar, 1987).

Os rejeitos foram lançados em pontos afastados do maciço da barragem. Os alteamentos sucessivos foram apoiados sobre o rejeito fino, sedimentado no reservatório. Nos alteamentos, o rejeito foi lançado em camadas de grande espessura (1 a 2 metros), sem compactação. A partir das informações obtidas e observações de campo, não foi possível concluir a respeito da existência de um tapete drenante sob o talude de jusante da barragem. Por outro lado, o quartzito na fundação e nas ombreiras da barragem apresenta permeabilidade elevada. A partir do último alteamento, foi construído um dique dividindo o reservatório em dois setores, sendo um para o lançamento do rejeito, enquanto no outro setor se procedia o desassoreamento, (Figura 4). Este processo de desassoreamento nos dá uma indicação que o maciço da barragem e/ou a fundação possuía/possuíam uma permeabilidade elevada, suficiente para drenar o rejeito de um setor, abaixo do nível d'água do setor adjacente.

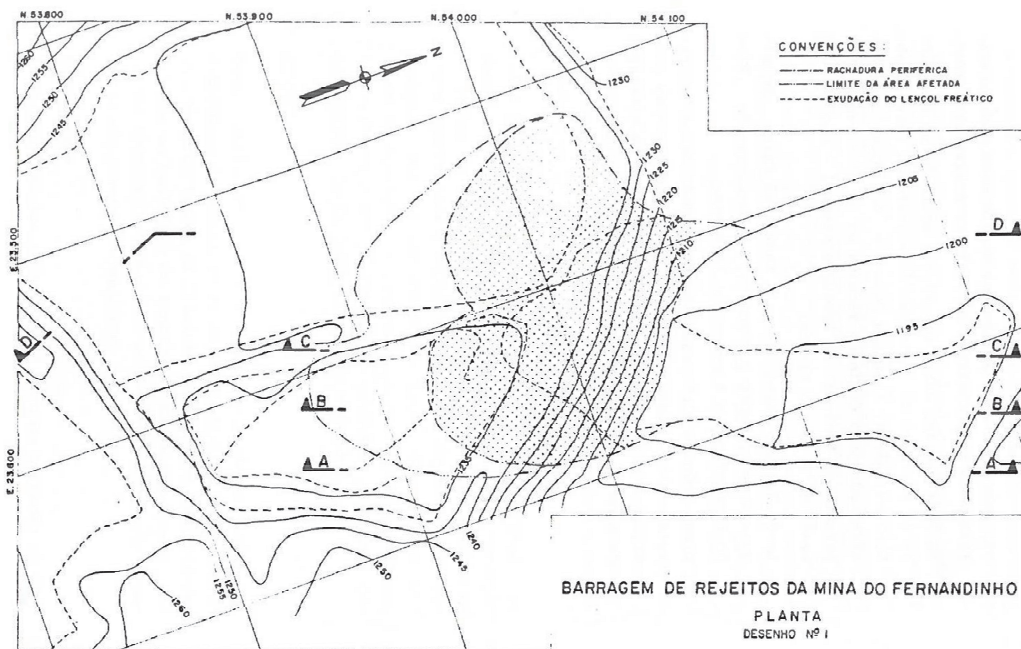


Fig. 4 – Planta da Barragem de Rejeitos da Mina do Fernandinho, com a divisão do reservatório (Parra e Lasmar, 1987).

Na ocasião do rompimento, a crista da barragem estava 2m acima do nível do rejeito contido no reservatório.

3.1.2 – Descrição da Ruptura

No dia 16 de maio de 1986, três caminhões e uma pá-carregadeira encontravam-se na crista da barragem. Um dos caminhões fora incumbido de reparar uma erosão próxima à ombreira direita, mas ficou atolado na barragem. Os outros equipamentos teriam sido enviados para tentar liberar o caminhão imobilizado. Segundo as testemunhas do acidente, a ruptura teria ocorrido em duas etapas. Inicialmente, ocorreu uma ruptura perto da ombreira direita, envolvendo as 4 máquinas e trabalhadores no trecho danificado. Depois, na segunda etapa, foi ouvido um forte estrondo, seguindo-se o colapso total, que daria origem a uma onda de lama com alta velocidade. Um trabalhador que estava na parte externa do laboratório de química, a 500 metros do pé de jusante da barragem, presenciou a primeira etapa do fenômeno e alertou os colegas no interior do laboratório. Todos conseguiram sair e correr dezenas de metros encosta acima, para um local seguro. Segundo os relatos, teriam transcorrido apenas alguns segundos entre o alerta e a passagem da lama, tempo suficiente para a fuga do pessoal antes da onda devastar o local, inclusive o laboratório de química. 10 a 15 minutos depois, e antes do trabalho de buscas e socorro, ocorreu o segundo episódio, envolvendo o material próximo à ombreira esquerda. Os sinais deixados pelo acidente confirmariam a rapidez do fenômeno e a alta velocidade do fluxo de lama, com alto grau de saturação. As irregularidades do terreno a jusante permaneceram vazias. Caso a lama apresentasse uma maior viscosidade, ou menor fluidez, as maiores cavidades poderiam capturar parte da massa em movimento, o que reduziria a energia de destruição do fluxo. Nas margens havia evidências de um grande desnível nas alturas alcançadas pela lama, devido à oscilação da massa nas mudanças bruscas

de direção impostas pela topografia irregular do terreno. A vegetação e o solo superficial foram removidos pela energia da massa em movimento, deixando um terreno de aspecto desértico. A declividade acentuada do talvegue, a jusante da barragem, foi importante para definir a extensão da área afetada. Próximo ao pé da barragem restaram porções de material, possivelmente da fase final, menos fluída. No corpo da barragem e no depósito a montante, restaria um anfiteatro de contorno irregular, delimitado por faces escarpadas, em alguns pontos, e suaves em outros, as quais seriam logo desgastadas pela erosão, em diversas direções. Nas faces desses taludes irregulares, podia-se notar a sequência dos alteamentos e a transição em degraus para as partes a montante, ainda não afetadas. O volume de material movimentado seria depois estimado em 350.000 m³. A Figura 5 mostra as etapas da ruptura da barragem da Mina de Fernandinho.

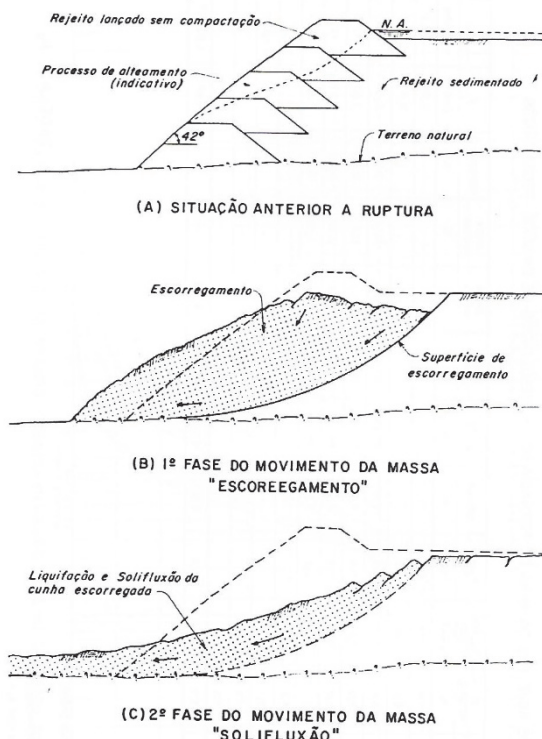


Fig. 5 – Etapas da ruptura da barragem de rejeitos da Mina de Fernandinho (Parra e Lasmar, 1987).

De acordo com os estudos da Comissão de Sindicância constituída pelo CREA-MG para analisar a ruptura da barragem de contenção de rejeitos da Mina de Fernandinho, 6 aspectos principais foram observados e merecem registro:

- O rompimento do maciço não ocorreu até a base da barragem, permanecendo um pequeno corpo que se encontrava mascarado pela cobertura de rejeito. Este fato mostra que a barragem, no trecho rompido, estava apoiada em terreno com resistência ao cisalhamento superior à do aterro;
- A paralisação dos alteamentos dois anos antes do acidente descarta duas das possíveis causas de acionamento do processo de ruptura: uma sobrecarga eventual no topo da massa ativa (envolvida no escorregamento) e um excesso de poropressão devido ao lançamento rápido das camadas superiores;

- c. O método de lançamento do rejeito (em pontos afastados do maciço) fazia os alteamentos serem apoiados em material fino. Em função do método de construção e de alteamento descrito, o maciço (barragem e rejeito adjacente) apresentava uma estrutura fofa, com densidade abaixo da crítica, ou seja, o material, quando submetido a um esforço cisalhante ou qualquer outra perturbação do equilíbrio dos grãos, apresentaria uma forte tendência à contração. O desenvolvimento de excessos positivos de poropressão durante a fase de cisalhamento nos ensaios de triaxiais CU executados com o rejeito na densidade de campo corroboram esta tendência. A condição de densidade do rejeito associada à sua característica granulométrica de areia fina e seu alto grau de saturação tornaram o maciço susceptível à liquefação espontânea (Pereira, 2005);
- d. O setor de reservatório onde ocorreu a ruptura apresentava uma lâmina d'água de 1 metro, podendo ter contribuído para a elevação da poropressão.

3.1.3 – Causas do Acidente

A comissão de investigação concluiu que a ruptura ocorreu porque o talude de jusante da barragem apresentava inclinação e altura incompatíveis com a resistência ao cisalhamento do material e com as poropressões desenvolvidas no maciço. As principais conclusões foram:

- a. No momento do acidente não havia detonações ou chuva. O único agente externo no momento da ruptura era a presença de quatro equipamentos em atividade perto da crista da barragem.
- b. O talude de jusante do trecho rompido da barragem tinha uma inclinação média igual ao ângulo de atrito efetivo do rejeito lançado na barragem, condição correspondente a um coeficiente de segurança próximo de 1,0, quanto ao escorregamento.

Como a barragem se mantinha estável por cerca de dois anos com a altura e inclinação finais, é improvável que estes itens possam ter causado a ruptura. Ademais, não há indícios de ter havido alteração significativa da resistência ao cisalhamento nestes dois últimos anos. Portanto, o nível d'água no depósito de rejeitos era a única condição que poderia ter sido alterada antes da ruptura. Como não houve chuva no período da ruptura, foi admitida como provável uma falha no sistema de drenagem na fundação da barragem, o qual teria sofrido uma redução de sua eficiência devido a uma obstrução ou colmatagem gradativa pelos finos dos rejeitos. A ascensão da linha freática seria então o fator que teria causado a ruptura da barragem, como confirmado em análises simplificadas da estabilidade do talude. O provável gatilho que deflagrou o escorregamento deve ter sido a presença dos equipamentos em operação no topo da barragem, cujo talude já estaria em condição crítica de equilíbrio quanto à liquefação.

3.2 – Barragem da Cava C-1, Mineração Rio Verde (2001)

Este item apresenta um resumo sobre o rompimento da barragem de contenção de rejeitos da Cava C-1, da Mineração Rio Verde, em 2001, reportado por Oliveira (2001) para a FEAM (Fundação Estadual do Meio Ambiente de Minas Gerais).

3.2.1 – Dados da Barragem

A empresa então denominada Mineração Rio Verde Ltda, localizava-se no km 543 da Rodovia BR-040, no município de Nova Lima, MG, onde desenvolvia a lavra e o beneficiamento de ferro e manganês, em três áreas adjacentes, denominadas de Mina Norte, Mina Sul e Mina Técnica. Os trabalhos de lavra na área foram iniciados em 1917, de maneira rudimentar, por terceiros, que constituíam firmas individuais, prática comum naquela época. Em 1960, a Mineração Rio Verde começou a atuar, inicialmente na Mina Norte, e depois adquirindo a Mina Sul em 1977 e a Mina

Técnica em 1994. A cava C-1 localiza-se na Mina Norte, onde o minério foi lavrado até a mina ser exaurida em 1989. O uso da cava C-1 para disposição dos rejeitos constava do Plano de Recuperação de Áreas Degradadas, elaborado pela empresa Leme Engenharia, para o órgão ambiental em 1990. Para garantir a ancoragem segura e a estabilidade no conjunto de contenção, seria implantado um dique de arranque em enrocamento, na base do barramento de estéril. A declividade do talude seguiria o curso da estrada de terra existente, com a drenagem das águas pluviais conduzida para o Córrego Taquaras. O barramento de estéril evoluiria para englobar o talude da antiga cava e manter os taludes com altura de 10 m, e bermas com largura de 5 m. O alteamento ficaria apenas um nível de bancada acima do existente. O volume de recepção de material indicado nos estudos era de 513.000 m³. A cota final do dique de alteamento prevista no projeto era de 1.297,0 m, porém os diques continuariam a ser alteados sem projeto específico até a ruptura, na cota 1.310,0 m. A Figura 6 mostra o reservatório e a Barragem C-1 antes do acidente.



Fig.6 – Mineração Rio Verde, vista aérea do reservatório e da barragem da Cava C-1, antes da ruptura

3.2.2 – Descrição da Ruptura

O rompimento da Barragem da Cava C-1 ocorreu às 16 h 45 min do dia 22 de junho de 2001, com o vazamento dos rejeitos de minério de ferro. O acidente que causou a morte de dois operários que trabalhavam nas obras de alteamento da barragem e o rompimento de uma adutora da COPASA, Companhia de Saneamento de Minas Gerais, uma ponte, além de obstruir a rodovia de ligação a São Sebastião das Águas Claras. O evento causou um grave acidente ambiental, com destruição da flora e a fauna na micro bacia do Córrego Taquaras. Devido ao rompimento da barragem, o reservatório, formado pela Cava C-1 e pelo barramento construído em sua borda mais baixa, perdeu o confinamento lateral, tendo a lama vazado para o vale do córrego Taquaras, situado a jusante. A ruptura ocorreu na seção de maior altura do barramento, em elevação acima do nível da estrada para São Sebastião das Águas Claras, envolvendo os diques de alteamento construídos para o fechamento da borda da Cava C-1. Estes diques foram implantados até uma elevação acima da indicada no projeto. Na Figura 7 mostra a área da Cava C-1 após a ruptura.

3.2.3 – Causas do Acidente

Segundo Ávila (2011), os aspectos mais relevantes para a ruptura da barragem foram relacionados à desconsideração das determinações do projeto, fundação do dique sobre rejeitos não drenado e susceptíveis a liquefação, bem como, deficiência de detalhamento de projeto executivo e



Fig. 7 – Mineração Rio Verde, vista aérea dos rejeitos após a ruptura

manual de operação. Verificou-se uma inclinação exagerada do talude externo dos diques, ausência de um sistema de drenagem interna no barramento, fora o arranjo desfavorável das tubulações de descarga, criando as condições de instabilidade que provocaram a ruptura. As ações para implantação do conjunto cava/barramento/reservatório de rejeitos foram desenvolvidas segundo uma sequência inadequada das atividades à luz do conhecimento geotécnico, isto é, elaboração do projeto, construção e monitoramento. Concluindo-se por meio da investigação pós-acidente, que esta sequência de atividades, uma vez aplicadas, poderiam ter evitado o acidente.

3.3 – Barragem da Florestal Cataguases, Indústria de Papel (2003)

3.3.1 – Dados da Barragem

A fábrica de papel Florestal Cataguases Ltda, situada à época no município de Cataguases, MG, era proprietária da Fazenda Bom Destino, onde se situavam duas barragens denominadas A e B, que recebiam efluente industrial do processo de fabricação de celulose, um resíduo líquido conhecido como lixívia ou “licor negro”. A fazenda localizava-se a 12 km da fábrica, e a lixívia transportada para os reservatórios em caminhões tanque. A Figura 8 mostra as Barragens A e B.

As duas barragens tinham apenas 5m de altura e foram construídas pelo método convencional, com aterro de solo homogêneo compactado, filtro chaminé para a drenagem interna, e fundação em solo residual de rocha granito-gnáissica. O maior reservatório ocupava uma área de 8,5 ha e o menor uma área de 5,5 ha. As Figuras 9 e 10 mostram respectivamente a Barragem B rompida e o respectivo filtro chaminé.

O resíduo armazenado nas Barragens A e B era composto por água, lignina e soda cáustica. Inicialmente, a fábrica de papel lançava os efluentes gerados no processo diretamente no Rio Pomba. Depois, o órgão de controle ambiental autorizou o armazenamento do “licor negro” nas Barragens A e B, até que a empresa adquirisse uma caldeira para queimar o resíduo. A lixívia armazenada nas Barragens A e B possuía um valor de DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) média de 8.200 mg/l, muito acima do máximo de 60 mg/l permitido pela legislação para descarte livre no meio ambiente.



Fig. 8 – Florestal Cataguases, localização das Barragens A e B. (Google Earth, 2003)



Fig. 9 – Florestal Cataguases. Imagem da seção da Barragem B, após a ruptura.



Fig. 10 – Florestal Cataguases. Detalhe da seção da Barragem B, sendo possível notar o solo homogêneo compactado com o filtro chaminé (drenagem interna).

3.3.2 – Descrição da Ruptura

Na madrugada de 29 de março de 2003, a Barragem B da Indústria de Papel Cataguases rompeu, liberando 1,4 bilhões de litros de lixívia nos cursos d'água a jusante, e atingindo cerca de 200 km do Rio Paraíba do Sul, até chegar ao mar, no Norte Fluminense. Este foi um dos mais graves acidentes ambientais do país, com grande repercussão, por ser o rio responsável pelo abastecimento de água para mais de 60 municípios e parte dos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro. O vazamento da lixívia causou ainda a mortandade de peixes, espécies vegetais e destruição de ecossistemas ribeirinhos e áreas de pastagem e cultivos.

3.3.3 – Causas da Ruptura

A barragem rompeu no contato do maciço com a ombreira direita. O projeto indicava que a durabilidade das barragens seria limitada e que a agressividade do fluido represado poderia alterar quimicamente os feldspatos do solo residual e provocar erosão interna no maciço. A Figura 11 mostra uma vista da porção remanescente da barragem.

Com a exposição do filtro vertical da barragem, foi possível observar que a areia que o



Fig. 11 – Florestal Cataguases. Vista de parte do maciço remanescente



Fig. 12 – Florestal Cataguases. Indícios da impregnação da lignina no filtro vertical

compunha encontrava-se colmatada por impregnação da lignina, como mostra a Figura 12. Desta forma, o mecanismo apontado como o provável gatilho da ruptura foi o *piping*, havendo erosão interna no maciço, provocada pela reação química entre o resíduo (licor negro) e o feldspato existente no aterro. De acordo com Ávila (2011), o rompimento seria diretamente relacionado ao abandono e à falta de manutenção do barramento.

3.4 – Barragem de São Francisco, Mineração Rio Pomba (2007)

3.4.1 – Dados da Barragem

A barragem São Francisco entrou em operação em 1995, sendo parte das instalações da Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda, situada na Fazenda São Francisco, distante 8 km da cidade de Mirai, MG. O reservatório recebia o efluente gerado no processo de lavagem de bauxita. A barragem foi construída transversalmente ao Córrego Bom Jardim, tributário do Rio Fubá, afluente da margem esquerda do Rio Muriaé, que desemboca no Rio Paraíba do Sul. A distância entre a barragem e a foz do Rio Muriaé no Paraíba do Sul é de 200 km. Até final de 2005, o barramento tinha 90 m de comprimento, 9 m de largura e altura superior a 30 m, tendo sido construído em três etapas de alteamento, Figura 13. Constituída de aterro compactado de solo argilo-arenoso, com sistema de drenagem interna composto por filtro chaminé de areia, combinado a um tapete drenante sub-horizontal, acima da superfície de fundação. No início de 2006, a barragem passou por novo alteamento de 2 m para jusante, com o intuito de aumentar a capacidade de armazenamento, conforme é mostrado na Figura 14.



Fig. 13 – Vista da Barragem São Francisco (CAOMA, 2005)

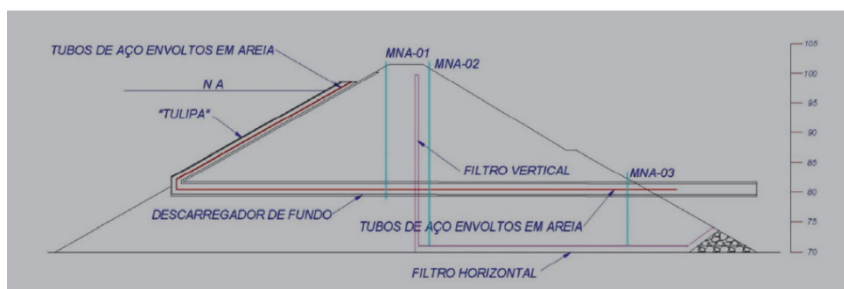


Fig. 14 – Seção típica da Barragem São Francisco (Ávila, 2011)

As figuras 15 e 16 mostram os taludes de montante e jusante da Barragem São Francisco, após o alteamento em 2006.



Fig. 15 – Vista do talude de montante da Barragem São Francisco, após o alteamento de 2m (CAOMA, 2006b)



Fig. 16 – Vista do talude de jusante da Barragem São Francisco, após o alteamento (CAOMA, 2006b)

O rejeito era lançado diretamente no reservatório, em forma de lama. Após um tempo de retenção na barragem, ocorria a decantação das partículas sólidas e a água livre era bombeada para reutilização no processo de beneficiamento. A capacidade de armazenamento do reservatório, até o final de 2005, era de aproximadamente 4 milhões de m³. A bacia de contribuição da barragem São Francisco abrangia uma área de drenagem de 17,6 km², constituindo uma razão bacia de contribuição/espelho d'água bastante desfavorável. O sistema extravasor para o controle do nível d'água no reservatório foi constituído por placas de concreto, que foram instaladas à medida que o nível do reservatório aumentava. O vertedouro, do tipo Tulipa, interligava-se a um canal de restituição que desembocava no Córrego Bom Jardim, visto na Figura 17.



Fig. 17 – Saída do vertedouro da Barragem São Francisco, liberando o efluente no córrego Bom Jardim (CAOMA, 2006a).

3.4.2 – Descrição da Ruptura

A Barragem São Francisco passou por dois momentos críticos, tendo a ruptura ocorrido em 10 de janeiro de 2007. O projeto indicava o barramento com um vertedouro tipo Tulipa, apoiado no talude de montante do maciço e conectado a uma galeria horizontal (Figura 18).



Fig. 18 – Barragem São Francisco. Detalhe da torre inclinada onde ocorria a tomada d’água do sistema extravasor (CAOMA, 2006b)

O vertedouro dispunha de duas células abertas para drenagem da água (Figura 19). A galeria de concreto que compunha a estrutura vertente, atravessava o corpo do aterro, em direção à ombreira esquerda, para lançar o efluente no pé do talude de jusante, em um canal de restituição ligado ao Córrego do Fubá, conforme ilustra a Figura 20.

No dia 01 de março de 2006, pouco tempo após ter sido executado o alteamento da barragem, ocorreu a abertura de uma brecha entre as placas de concreto submersas do vertedouro e o maciço da barragem, provocando a saída de lama pelo sistema extravasor e depois atingindo o Córrego Fubá. O vazamento de material continuou até o dia 3 de março, quando se conseguiu obstruir o

vazamento da lama. O volume total do vazamento foi de 135.000 m³, sendo 65.000 m³ de lama com 12% de argila, e 70.000 m³ de água limpa, retirada para baixar o nível do reservatório e reduzir as poropressões no local da brecha. Assim, 7.800 m³ de sólidos vazaram pelo vertedor da barragem. Os sólidos eram constituídos por sílica e óxidos de ferro e alumínio, materiais inertes, sem a presença de metais pesados.

Conforme consta no Laudo do Ministério Público Estadual de Minas Gerais (CAOMA, 2006b), além dos danos ambientais, foi afetada a qualidade da água destinada ao abastecimento público das cidades de Laje do Muriaé e Itaperuna, no Estado do Rio de Janeiro. Na Figura 21 é apresentada a situação do Rio Fubá, próximo ao bairro Indaiá, na cidade de Mirai, após o incidente de 2006.

O incidente registrado na Barragem São Francisco em 2006 resultou na adoção de medidas corretivas determinadas em um Termo de Ajustamento de Conduta (TAC) celebrado entre a Mineradora Rio Pomba e o Ministério Público Estadual. Dentre as medidas propostas, estava a construção de um reforço do maciço e a implantação de um novo vertedouro. As obras propostas no



Fig. 19 – Barragem São Francisco. Células, abertas do lado do reservatório, para drenagem da água (CAOMA, 2006b)



Fig. 20 – Vazamento da lama pela galeria do sistema extravasor da Barragem São Francisco (CAOMA, 2006b)



Fig. 21 – Situação da área a jusante da Barragem São Francisco após o vazamento de 2006 (CAOMA, 2006b)

TAC estavam quase finalizadas, quando na madrugada de 10 de janeiro de 2007, o maciço da Barragem São Francisco rompeu, provocando o vazamento de lama no córrego Bom Jardim, chegando ao rio Muriaé em poucas horas. De acordo com os depoimentos de pessoas que presenciaram o episódio, depois de algumas horas de chuva forte, por volta das 3 horas da manhã, o nível de água do reservatório foi elevando-se rapidamente até atingir a soleira do vertedouro de superfície recém-construído. No instante que o nível da água alcançava a soleira do vertedouro atingiu também uma região rebaixada da crista da barragem, no contato do maciço com a ombreira direita da barragem, promovendo o galgamento do maciço e por consequência sua ruptura.

3.4.3 – Causas do Acidente

A ruptura da Barragem São Francisco, da Mineradora Rio Pomba, em Mirai deu-se pelo volume e a energia cinética da água que galgou o maciço, em local adjacente ao vertedouro, que foi rebaixado na ocasião das obras executadas após o incidente de 2006. Com o galgamento do maciço na região da crista rebaixada, iniciou-se um rápido processo erosivo junto à ombreira direita do barramento, que culminou no colapso da estrutura. Segundo Pimenta de Ávila Consultoria Ltda (2007), o escoamento pelo leito da estrada de acesso pode ter ocorrido devido à ruptura da parede lateral do antigo vertedouro de emergência ou devido à existência do rebaixo da crista que servia de passagem de veículos sobre o barramento. A parede lateral do antigo vertedouro de emergência era em solo, e delgada no ponto de junção com a estrada de acesso. Já o rebaixo na crista teria sido acentuado devido à comunicação direta entre o reservatório e a estrada de acesso, durante um evento de cheia (Figura 22).

O vigilante que trabalhava no local na ocasião da ruptura relatou que, ao perceber a elevação do nível do reservatório, alertou a direção da empresa, que verificou a provável ruptura da barragem e logo acionou as autoridades locais. Assim, por ação ativa e conjunta de alarme, várias pessoas percorreram as ruas da cidade de Mirai na madrugada, orientando os moradores a saírem de suas casas e procurarem abrigo, o que evitou uma tragédia com mortos e feridos em decorrência da passagem da onda liberada pela ruptura do maciço. A lama invadiu as cercanias da Barragem de São Francisco, provocou a turbidez das águas e alagamentos nas cidades banhadas pelo Rio Muriaé em Minas Gerais e Rio de Janeiro. Em função disso, ocorreu mortandade de peixes e interrupção do abastecimento de água para as cidades de Mirai, Muriaé, e Patrocínio do Muriaé, em MG, e Laje do Muriaé, RJ. Imagens aéreas da destruição ocasionada pelo rompimento da barragem foram obtidas horas após o desastre, estão apresentadas na Figura 23.



Fig. 22 – Barragem São Francisco. Canal do antigo vertedouro de emergência, erodido pela água em janeiro de 2007



(a) Vista aérea da região atingida



(b) Detalhe das residências atingidas

Fig. 23 – Fotos da região atingida pela lama liberada na ruptura da Barragem São Francisco

3.5 – Barragem de Rejeitos B1 – Mineração Herculano (2014)

Este item apresenta um resumo do laudo apresentado por Pimenta de Ávila Consultoria (2015) para o Ministério Público de Minas Gerais (MPMG), sobre as causas da ruptura da barragem de contenção de rejeitos da Mina Retiro do Sapecado, pertencente ao Grupo Herculano, ocorrida em setembro de 2014.

3.5.1 – Dados da Barragem

A Barragem B1 pertence à Mineração Herculano Ltda., com a finalidade de armazenar rejeitos do beneficiamento de minério de ferro, na região rural do Município de Itabirito, em Minas Gerais.

Além da Barragem B1, a mina contava com as barragens B2, B3 e B4 (Figura 24).

A geologia na região das barragens pode ser caracterizada por rochas dolomíticas da Formação Fecho do Funil, predominantemente compostas por filitos, mármores e brechas, podendo ocorrer localmente porções manganésíferas e depósitos terciários de pacotes espessos de argila. Alguns destes litotipos seriam confirmados com os testemunhos das sondagens realizadas após o acidente com a Barragem B1. Em muitos pontos, a superfície do terreno mostra uma camada de solo coluvionar ou cobertura laterítica. Segundo o mapa geológico (Figura 25), indica as Barragens B1 e



Fig. 24 – Mineração Herculano. Imagem de satélite da região do empreendimento. (Google Earth, imagem de junho de 2014)

B4 sobre maciços de rochas carbonáticas (mármore e brecha dolomítica). Nos afloramentos cadastrados, os filitos, os diques máficos e os metarritmitos apresentam-se muito alterados e pouco resistentes, enquanto a brecha dolomítica é muito resistente e pouco alterada. Na estrada de acesso, ocorrem também afloramentos de dolomito muito resistentes.

As informações das investigações feitas após a ruptura (sondagens, inspeções e mapeamentos) indicam que o local da ruptura da Barragem B1 estava assentado sobre cobertura terciária, composta de solo argiloso muito consistente, pouco arenoso, avermelhado. A parte não rompida da barragem B1 está apoiada sobre o maciço composto por rochas carbonáticas (mármore e brecha dolomítica), metarritmitos e filito dolomítico. Quando a Herculano iniciou suas operações na Mina Retiro do Sapecado, a Barragem B1 já existia em baixa altura. Havia processos erosivos em seu maciço, tendo sido iniciada a construção dentro de uma voçoroca, que foi então preenchida com rejeitos. Os aterros de alteamento foram feitos com rejeito compactado. Registros da Herculano indicam que em 1995 ou 1996 houve um rompimento parcial da Barragem B1, sem outras informações. No ano seguinte, a Barragem seria reformada e teria um extravasor lateral de soleira livre, e drenos no contato com a fundação. Após o reinício da sua operação, em 1997, a Barragem B1 sofreria alteamentos sucessivos, em etapas de 2,5 m de altura, conforme informações verbais obtidas em reuniões com técnicos da Herculano. A Figura 26 mostra a geometria da Barragem B1 em 2007.

A partir de 2007 o lançamento de rejeito foi transferido para o dique construído lateralmente à estrutura da Barragem B1. O Dique da Barragem B1 sofreria alteamentos sucessivos até ficar nivelado com a barragem, em 2009. De 2008 a 2009, o talude de jusante da Barragem B1 seria escavado e recomposto, acima da Elevação 1270,0. Essas modificações no talude da barragem podem ser identificadas nos levantamentos topográficos realizados no período (Figura 27).

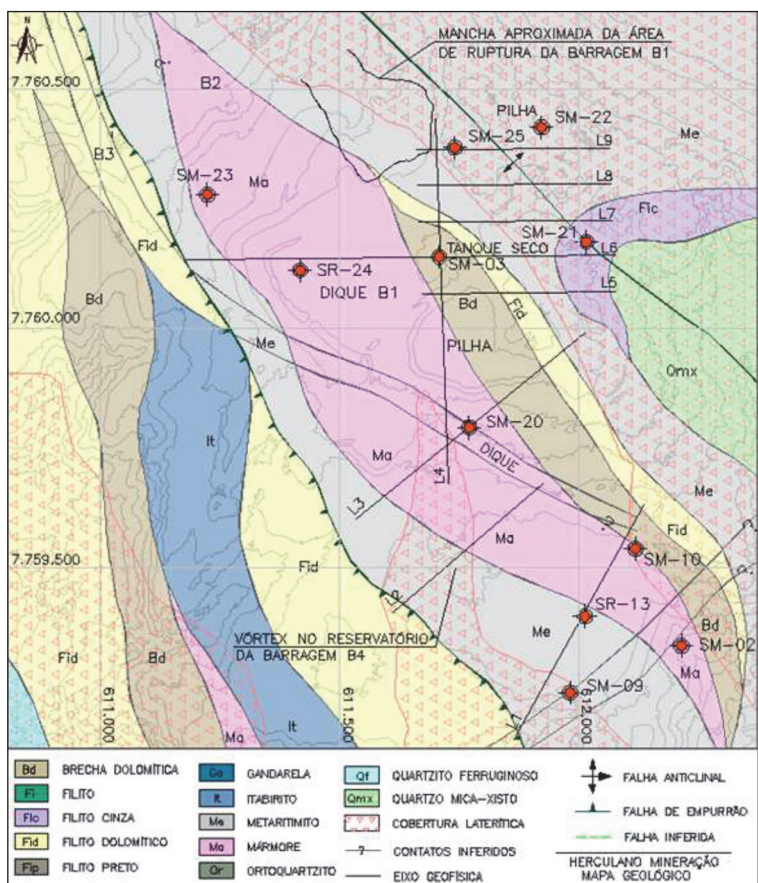


Fig. 25 – Mapa geológico da região rural de Itabirito, MG (Pimenta de Ávila Consultoria Ltda, 2015)

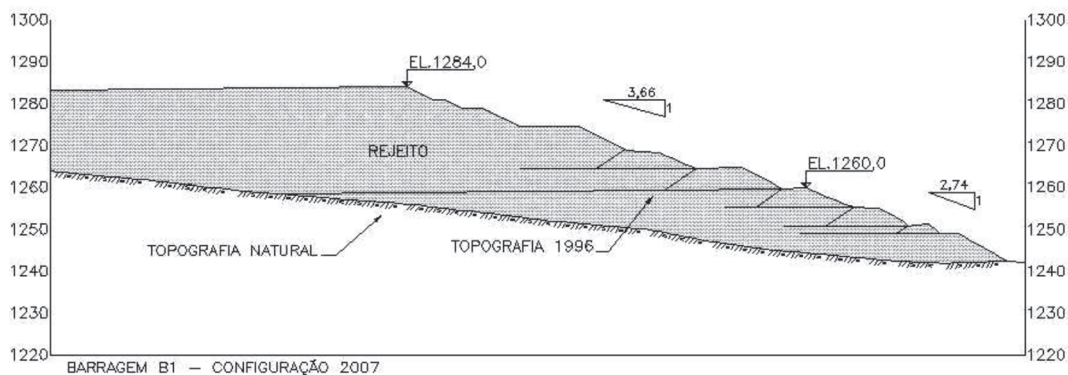


Fig. 26 – Mineração Herculano. Seção transversal da Barragem B1 em 2007

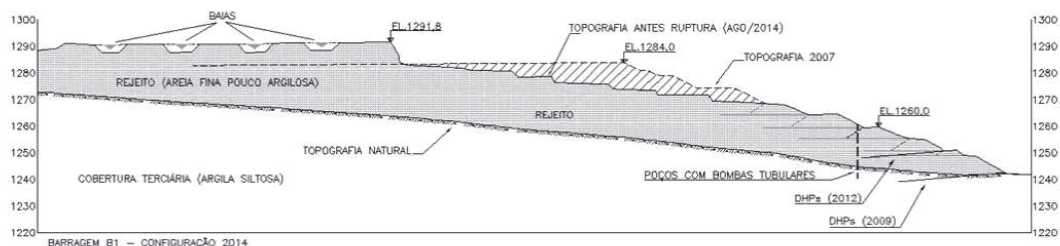


Fig. 27 – Mineração Herculano. Seção transversal da Barragem B1, mostrando as modificações da geometria até a ocasião da ruptura

Em 2009, foi constatada uma surgência de água a jusante da barragem. Para resolver o problema, foi instalada uma linha de drenos sub-horizontais na parte inferior da Barragem B1, no contato com a ombreira direita, região onde ocorreria a ruptura. O sistema de drenagem seria reforçado em 2012, com duas linhas de poços de 20 m de profundidade e 200 mm de diâmetro, com bombas tubulares instaladas na parte lateral direita da barragem (região onde ocorreu a ruptura). A Figura 28 mostra a configuração da Barragem B1 em 2009.



Fig. 28 – Mineração Herculano. Vista aérea da Barragem B1 em 2009

A partir de 2009 o do rejeito passaria a ser lançado no reservatório da Barragem B4, recém-construída. Em abril de 2014, o rejeito voltaria a ser lançado em baías de secagem na Barragem B1, com extravasamento da água excedente. O levantamento topográfico de agosto de 2014, característico das condições existentes antes da ruptura, indica a parte superior da barragem na Elev. 1291,8. A imagem de satélite (Google Earth) mostra a baía de deposição e secagem de rejeito, Figura 29.



Fig. 29 – Mineração Herculano. Imagem de satélite da Barragem B1. (Google Earth, em junho de 2014)

As baias de secagem tinham 3 m de profundidade e o processo de secagem durava de 1 a 3 dias, sendo depois o rejeito removido com retroescavadeira e caminhão. Assim, a baía ficava liberada para novo ciclo de deposição e secagem. A operação era contínua, com o uso alternado das duas baias, para o processo não ter interrupções. O teor de ferro do rejeito lançado na barragem por ciclonação ou espigotamento era de 60% até 2006. Depois, com as modificações no processo de beneficiamento, o teor de ferro passou para 40%. O resíduo disposto na barragem era considerado como Classe 3 (Inerte), segundo a Norma Brasileira 10.004/87.

3.5.2 – Descrição da Ruptura

A Barragem B1 da Herculano Mineração rompeu no dia 10 de setembro de 2014, pouco antes das 08h. A ruptura ocorreu de forma abrupta, envolvendo cerca de 300.000m³ de lama de rejeitos. Nos dias do acidente e nas vésperas, não houve registro de chuvas. O último registro de chuvas no local foi referente a uma semana antes da ruptura. Apesar disso, o material do talude rompido encontrava-se saturado no momento do acidente, conforme indicavam as fotos então disponíveis sobre o acidente. Havia muitos pontos de surgência de água no local da ruptura, os quais perduraram por alguns dias. Além disso, o material escorregado apresentava alta fluidez e exibia um o aspecto líquido ou pastoso como lama, que escorreu pela encosta e pelo vale a jusante, até o córrego João Dias. A lama assoreou ainda os reservatórios das barragens B2 e B3. A ruptura ocorreu em mais de uma etapa, segundo superfícies de deslizamento distintas. O acidente causou três mortes e envolveu dois caminhões, uma escavadeira e um automóvel, que estavam na porção superior do talude. Na porção superior do talude da Barragem B1, próximo às extremidades laterais da zona de ruptura, houve rotação do material rompido, preservando algumas estruturas após escorregamento. O fenômeno ocorrido pode ser comparado com o movimento de uma porta se abrindo, movimentando em torno de um eixo fixo, como se deslizesse em cima de uma superfície escorregadia, conforme pode ser observado na Figura 30. Deve-se registrar que, por vários dias, a brecha de ruptura continuou a evoluir e o maciço da barragem continuou instável nas proximidades da região rompida.

3.5.3 – Causas do Acidente

A seguir é apresentada uma síntese da análise sobre os modos de ruptura frequentes em barragens de rejeitos, considerados na avaliação do acidente com a Barragem B1. A hipótese de galgamento foi logo descartada, tendo em vista que o acidente ocorreu no final de um período sem chuvas, estando o reservatório sem volume de água suficiente para causar o transbordamento pela crista da barragem. A hipótese de *piping* foi também afastada, por não serem encontrados indícios de erosão interna no talude de jusante da barragem. A hipótese de um problema da fundação foi estudada, considerando a deficiência de estudos geotécnicos nas fases de projeto da Barragem B1 e a presença de rochas carbonáticas no local. A possibilidade de ocorrência de fenômenos cársticos envolvendo formação de cavernas e dolinas foi reforçada devido a um incidente ocorrido em abril de 2014, no reservatório da Barragem B4, nas proximidades da B1. Na ocasião, ocorreu uma infiltração brusca da água do reservatório da B4, formando um “vórtex”, por onde a água se esvaiu rapidamente. No local da ruptura, predomina, porém, uma espessa cobertura terciária sobreposta a metaritimitos não solúveis, material com características adequadas de resistência. A possibilidade de cavernas e túneis em rochas carbonáticas foi também descartada, após avaliação dos dados piezométricos e das condições geológicas e topográficas da área. Por fim, o lapso temporal significativo entre o incidente na B4 e a ruptura da B1 afasta a hipótese de vínculo entre as duas ocorrências. Não havia, portanto, evidências para afirmar que a ruptura da Barragem B1 teria sido devido a problemas na fundação. Como as outras hipóteses foram descartadas, restou proceder uma retroanálise para definir os mecanismos que teriam instabilizado o talude de jusante da barragem. As análises de estabilidade consideraram dois modelos, com base nas seções topográficas representativas do momento anterior à ruptura da barragem no local do escorregamento, utilizando seções com inclinações médias dos diques iguais a 17° ou 19°. Detalhes da metodologia e características geométricas e geotécnicas consideradas estão reportadas em Pimenta de Avila Consultoria Ltda (2015). As retroanálises de ruptura utilizaram o programa Slide (2013) da Rocscience Inc, sendo adotado o método tradicional de Morgenstern-Price (1965). São apresentados os resultados das análises de estabilidade em função da variação dos ângulos de atrito adotados para o rejeito e dos diferentes níveis d’água atribuídos ao modelo de análise. Para realização das análises de susceptibilidade à liquefação, foram inicialmente avaliados os ensaios de caracterização, realizados pela empresa Geolabor, em dezembro de 2014. Com estes resultados, foi possível concluir que as faixas granulométricas das amostras dos rejeitos depositados na Barragem B1 coincide com as faixas propostas de suscetibilidade à liquefação. Para a avaliar a hipótese de liquefação estática, foi utilizada a metodologia de Olson (2001), com base na razão de resistência obtida de correlações com valores de resistência à penetração, e no método de estabilidade USSA (*Undrained Strength Stability Analysis*). Nas análises de estabilidade, foi utilizado o programa Slide (2013) da Rocscience Inc. As razões de resistência foram atribuídas à camada de rejeitos utilizando a função “*Vertical Stress Ratio*”, que relaciona a resistência ao cisalhamento com as tensões verticais efetivas ao longo da camada suscetível à liquefação (Olson, 2001). As resistências ao cisalhamento dos materiais foram definidas a partir do modelo clássico de Mohr-Coulomb. No cálculo dos fatores de segurança foi utilizado o tradicional método Morgenstern-Price (1965). A Figura 30 apresenta o resultado das análises de estabilidade para as rupturas iniciais a montante (talude do aterro das baías) as quais foram o gatilho (agente deflagrador) do processo de liquefação.

Na Figura, foi apresentada apenas as rupturas iniciais, que atuam como gatilho da liquefação. As rupturas sucessivas não são aqui representadas, pois o que ocorre no processo de ruptura por liquefação é o deslocamento do material granular como um líquido viscoso. A liquefação do solo ocorre devido à substancial perda de resistência em regiões da massa, e não apenas ao longo de determinada superfície de ruptura. A análise numérica não reproduz a fluência do material por meio das rupturas progressivas, contudo, seus resultados mostram uma superfície pós-ruptura muito semelhante à observada em campo.

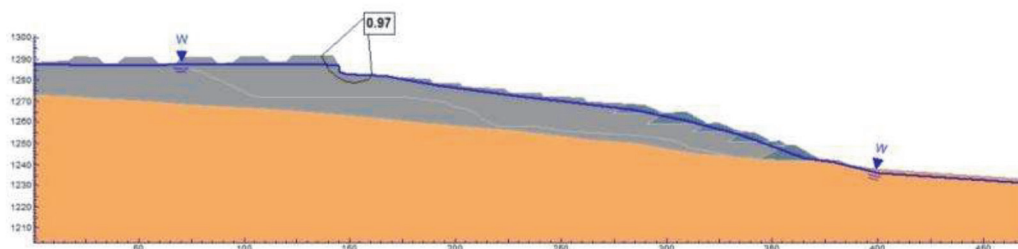


Fig. 30 – Mineração Herculano. Ruptura inicial a montante (talude do aterro das baias)

3.6 – Barragem do Fundão, Mineração Samarco (2015)

3.6.1 – Dados da Barragem

A barragem do Fundão está localizada no vale do Córrego do Fundão, nos domínios da Mina de Germano, da Samarco, no município de Mariana, MG. A barragem é parte do sistema de disposição de rejeitos da mineração de ferro, em continuidade à barragem do Germano, a qual estava com a capacidade de armazenamento de rejeitos quase esgotada. A operação iniciou-se em 2007, com o projeto e a construção do dique de partida e, em sequência, com alteamentos sucessivos, interrompidos pelo colapso da barragem principal, em novembro de 2015. Na ocasião da ruptura, a Barragem do Fundão tinha altura superior a 90 m, na cota 920,0 m. Esta ruptura, com grande repercussão mundial, seria tema inúmeras reportagens na mídia brasileira e internacional, e provocaria uma investigação técnica do acidente pela Samarco, proprietária da Mina do Germano. Para os estudos, a Samarco contratou uma junta de consultores, liderada pelo Professor Norbert Morgenstern, do Canadá. O relatório final foi apresentado no ano seguinte (Morgenstern et al., 2016) e é a versão oficial da Samarco para o episódio da ruptura da Barragem do Fundão. O relatório considera o projeto com duas zonas do reservatório, uma a jusante, represando os rejeitos arenosos (*sand tailings*), e outra a montante, com os rejeitos argilosos, na consistência de lama (*slimes*). Os dois tipos de rejeitos seriam separados de forma que os rejeitos arenosos, provenientes da flotação do minério de Itabirito, ficariam logo atrás do barramento alteado para montante, na em forma de uma pilha drenada. O volume da lama (*slimes*), era contido pelo maciço de rejeitos arenosos, como mostra esquematicamente a Figura 31.

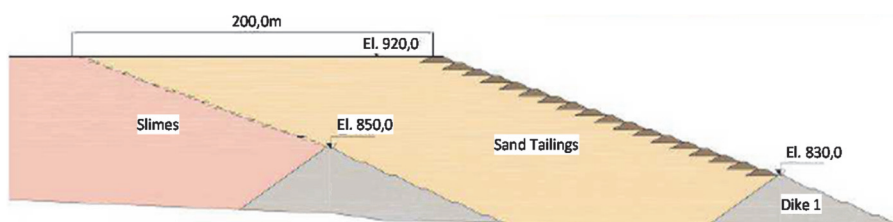


Fig. 31 – Barragem de Fundão. Seção esquemática do barramento e do represamento dos rejeitos (Morgenstern et al., 2016).

Como relatado por Morgenstern et al. (2016) houve contratemplos nos anos iniciais da operação do reservatório. Os defeitos de construção da barragem resultaram em modificações no projeto e algumas correções no sistema de drenagem interna, com o tamponamento (“plugagem”) das duas galerias de concreto inseridas no reservatório, sob a barragem, que se estendiam para montante. Ocorreram interferências entre as atividades de reparos e lançamento dos rejeitos. Não obstante, houve mudança no eixo da barragem acima da elevação 860,0 m, com alteração no projeto original

da barragem, na forma de um recuo para montante, o que levou o novo eixo da barragem a situar-se em área cuja fundação era afetada pela presença de lamas lançadas anteriormente. As Figuras 32 e 33 mostram, respectivamente, o projeto original com a barragem à meia altura e a alteração de eixo evidenciando o recuo.

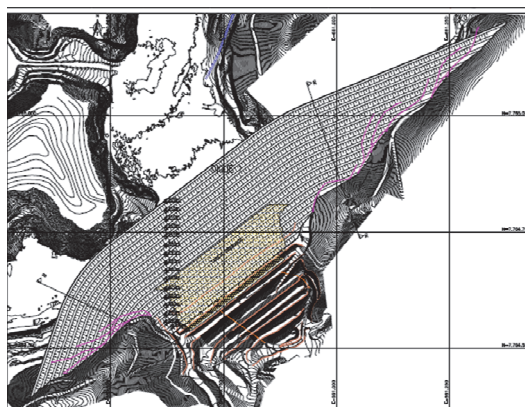


Fig. 32 – Vista em planta do projeto da Barragem de Fundão em 2011, ainda à meia altura.

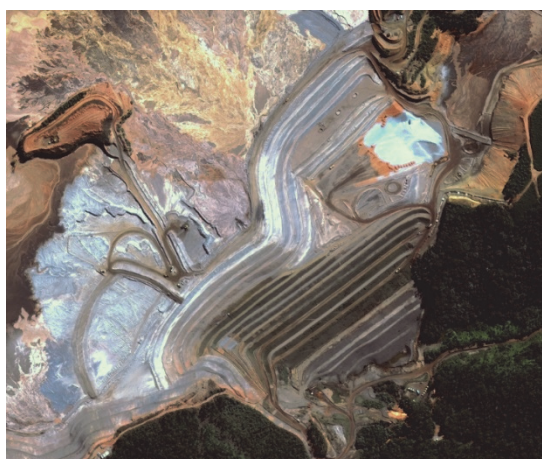


Fig. 33 – Barragem de Fundão. Vista da barragem com a alteração do eixo, feita após 2012.

Segundo o relato de Morgenstern et al. (2016) sobre uma série de trincas na área do recuo (Figura 34), indicando um princípio de ruptura, que seria estabilizada pela construção de uma berma e um tapete drenante construído a jusante do recuo, entre agosto de 2014 e novembro de 2015.

3.6.2 – Descrição da Ruptura

A ruptura da Barragem de Fundão foi relatada por Morgenstern et al. (2016), com base em relatos de testemunhas do acidente, e em evidências observadas após o colapso da estrutura. A Figura 35 mostra as posições de nove testemunhas da ruptura.

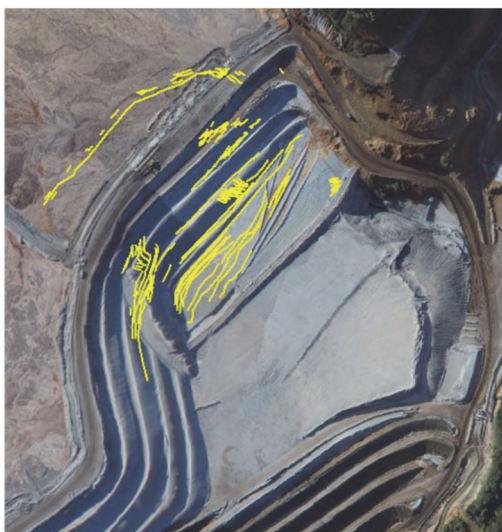


Fig. 34 – Barragem de Fundão. Trincas observadas em agosto de 2014 (Morgenstern et al., 2016).



Fig. 35 – Barragem de Fundão. Posições dos observadores que testemunharam a ruptura.

As testemunhas relataram suas observações nos 4 minutos posteriores à ruptura da Barragem de Fundão, ocorrida em 05 de novembro de 2015. Com base nestes relatos, Morgenstern et al. (2016) apresentaram o registro e a sequência cronológica do desastre, conforme resumido a a seguir:

- i. Os observadores das posições 4 e 6, situados no lado direito, observaram uma nuvem de poeira no lado esquerdo como primeira ocorrência relatada;
- ii. O observador na posição 4 observou ondas na porção central e trincas formadas no lado esquerdo do recuo com propagação para os dois lados;
- iii. O observador na posição 9 observou uma “cascata” de lama, descendo o talude, porém sem movimentos no dique de partida, na parte inferior;

- iv. Os observadores situados em 1 e 2 notaram o início da ruptura junto à ombreira esquerda, onde um jato de água suja saía do dreno;
- v. Os observadores em 2, 3 e 5 descreveram o movimento de subida das bermas inferiores na região do recuo;
- vi. Os observadores em 4, 5 e 6, relataram um movimento dos taludes do lado direito, para dentro do reservatório;
- vii. A correia transportadora situada a 1.300 m a jusante da barragem parou de funcionar 4 minutos depois do início da ruptura, o que indica uma velocidade de fluxo da lama (*mudflow*), de 11 m/s.

Para Leite et al. (2019), na ruptura da Barragem de Fundão, foram liberados 34 milhões de m³ de rejeitos de minério de ferro que percorreram diversos rios da Bacia do Rio Doce, desde o ponto do rompimento até a foz no município de Regência, no Espírito Santo, onde a lama invadiu o oceano Atlântico. O acidente provocou na morte de 18 pessoas e o desaparecimento de uma, além da destruição da localidade de Bento Rodrigues e da fauna aquática da Bacia do Rio Doce. O acidente comprometeria ainda o abastecimento de água da região afetada, com cerca de 3,2 milhões de habitantes. As Figuras 36 e 37 mostram imagens de Bento Rodrigues, antes e depois da ruptura.

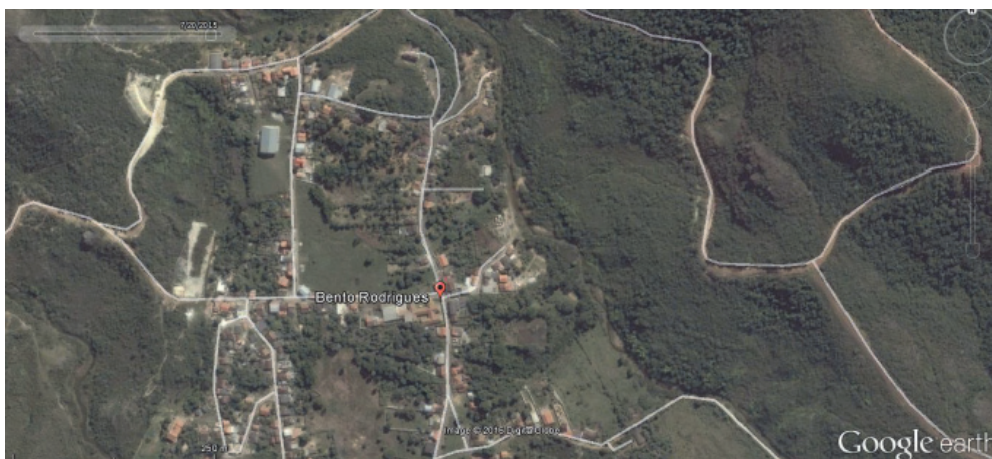


Fig. 36 – Bento Rodrigues em julho de 2015. (Google Earth, em julho de 2015)



Fig. 37 – Bento Rodrigues em dezembro de 2015. (Google Earth, em dezembro de 2015)

3.6.3 – Causas do Acidente

As causas da ruptura, foram detalhadamente investigadas por Morgenstern et al. (2016), incluindo as condições de saturação e suscetibilidade à liquefação dos rejeitos do Reservatório de Fundão, e os possíveis gatilhos para a liquefação, como sismos na ocasião e antes da ruptura, e o efeito da existência de lammas na fundação do recuo do dique. As análises foram bem detalhadas e o seu estudo pode ser examinado em detalhe no próprio relatório do painel de consultores. O presente artigo tem a intenção apenas de realçar os principais fatores apontados por Morgenstern et al. (2016), listados a seguir:

- a) A presença de lammas finas entremeadas nos rejeitos arenosos, que seriam supostamente drenantes, pelo conceito do projeto;
- b) Modificação da posição original dos diques de alteamento para montante, introduzindo o recuo do eixo e a fundação do dique em rejeitos arenosos com camadas de lammas, existentes nas posições a montante;
- c) A presença de lammas na fundação não apenas prejudicou a drenagem vertical da massa de rejeitos, mas facilitou deslocamentos horizontais do rejeito, com alteração do estado de tensões.

Assim, as principais conclusões elencadas por Morgenstern et al. (2016) referem-se à existência de lammas (*slimes*) sob os diques do recuo.

4 – CONCLUSÃO

A existência de mais de 800 barragens de rejeitos cadastradas no Brasil constitui um importante passivo socioambiental para o País. Recentemente, com os graves acidentes ocorridos em Mariana – MG (2015) e Brumadinho (2019), tornou-se essencial, para o setor de mineração, a adoção de procedimentos para reforçar a segurança de suas barragens. Morgenstern (2018), cita vários fatores que afetam a segurança das barragens, com indicação da ordem de importância.

O estudo das rupturas descritas de forma resumida no presente trabalho permite concluir que os seis fatores mais relevantes a serem avaliados para minimizar o risco de ruptura das barragens de rejeitos são:

- a) Deficiência de investigações geológicas e geotécnicas nas diversas etapas de projeto, quando são tomadas as principais decisões sobre as localizações do eixo da barragem e das estruturas adjacentes;
- b) Ausência de procedimentos de gestão do empreendimento;
- c) Ausência ou deficiência dos projetos de engenharia;
- d) Ausência ou deficiência de supervisão e assistência técnica durante a construção;
- e) Ausência de manuais e procedimentos de operação e manutenção;
- f) Ausência ou deficiência de inspeções e avaliações periódicas de segurança.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as valiosas sugestões oferecidas pelos professores Anna Laura Nunes, Luciano J. Moraes e Paulo C. Maia.

6 – REFERÊNCIAS

Ávila, J. P. (2011). *As Barragens de Rejeitos no Brasil: Sua Evolução nos Últimos Anos*. Parte I do livro Barragens de Rejeitos no Brasil, CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens, 310p.

- Bradlow, D. D.; Palmieri, A.; Salman, M. A. (2002). *Regulatory Frameworks for Dam Safety: A Comparative Study*. Law, justice and development series. Washington, DC: World Bank. World Bank. <https://openknowledge.worldbank.org/handle/10986/13826>.
- CAOMA (2005). Centro de Apoio Operacional das Promotorias de Justiça de Defesa do Meio Ambiente, Patrimônio Cultural, Urbanismo e Habitação de Minas Gerais. *Laudo de Vistoria. Ofício No. 140/04*, referência SGDP No 321.798, setembro.
- CAOMA (2006a). Centro de Apoio Operacional das Promotorias de Justiça de Defesa do Meio Ambiente, Patrimônio Cultural, Urbanismo e Habitação de Minas Gerais. *Laudo de Vistoria. Ofício No 120/05*, referência SGDP No 453.354, Mirai, fevereiro.
- CAOMA (2006b). Centro de Apoio Operacional, Promotorias de Justiça, Defesa do Meio Ambiente, Patrimônio Cultural, Urbanismo e Habitação de Minas Gerais. *Relatório de Atividades da Força Tarefa do MPMG sobre o vazamento de lama da barragem de rejeitos de lavagem de Bauxita. Ofício. No. 03/06*, referência SGDP No 507.433, Mirai, fevereiro.
- Lei nº 12.334 (2010). *Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000*. http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/112334.htm
- Leite, J. A. O.; Aguiar, C. G.; Bastos, K. S.; Luiz, V. R. (2019). *Estudo dos Impactos Socioambientais Causados pelo Rompimento da Barragem de Fundão em Mariana, MG*. Revista O Meio Ambiente Sustentável. Atena Editora. CDD 363.7, pp. 143-158.
- Morgenstern, N. R.; Price, V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, 15(1): 79–93.
- Morgenstern, N.; Vick, S. G.; Viotti, C. B.; Watts, B. D. (2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam, Samarco*, August 25, 2016. 88p.
- Morgenstern N. (2018). *Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy*. 6th Victor de Mello Lecture, Soil and Rocks. ABMS-SPG, 41 (2), pp. 107-129.
- Oliveira, R. J. (2001). *Rompimento da barragem de contenção de rejeitos da Cava C1, da Mineração Rio Verde, Relatório do Subgrupo de trabalho para avaliação das barragens de rejeitos e demais estruturas na região de Macacos, Nova Lima, Belo Horizonte*, elaborado pelos consultores da FEAM (Fundação Estadual do Meio Ambiente de Minas Gerais), sob a coordenação do eng. Rubens José de Oliveira, julho de 2001.
- Olson, S.M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, USA, 564p.
- Parra, P. C.; Lasmar, N. T. (1987). *Ruptura da Barragem de Rejeitos da Mina de Fernandinho*. Simpósio Sobre Barragens de Rejeitos e Deposição de Resíduos Industriais e de Mineração, ABMS. Rio de Janeiro, pp. 423-443.
- PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA. (2007). *Relatório sobre a ruptura da barragem de São Francisco, da Mineração Rio Pomba Cataguases, em Mirai, MG*. FE-100. RL-11318-00.

PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA (2015). *Laudo Técnico Sobre a Ruptura da Barragem B1 em 10/09/2014*. MP-200-LT-40204-00. Belo Horizonte, junho.

Pereira, E. L. (2005). *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. Dissertação de Mestrado, Dep.de Eng. Civil da Escola de Minas da UFOP. Univ. Federal de Ouro Preto.

SLIDE (2013). Version 6.026, Rocscience Inc., Int. 2013. (User's Manual).

VALORES REPRESENTATIVOS PARA SU USO EN LAS VERIFICACIONES DE ESTADOS LÍMITE EN EL MARCO DEL FUTURO EUROCÓDIGO 7

Representative values for use in the verification of limit states in the frame of the future Eurocode 7

Jose Estaire ^a, Timo Schweckendiek ^b

^a Laborarorio de Geotecnia-CEDEX, Madrid (España).

^b Deltares, unit Geo-engineering; Delft University of Technology

RESUMEN –El objetivo de este trabajo es explicar los conceptos detrás de los diferentes términos involucrados en la determinación de las propiedades del terreno en el marco de los Eurocódigos. El proceso comienza con todos los diferentes términos que aparecen en las fases de investigación y monitorización del terreno: valores históricos, valores estimados, valores de ensayo, valores monitorizados y valores derivados. Continúa con la determinación del “valor representativo” que es el valor que incide en la ocurrencia de los estados límite. Este valor se afecta por el factor parcial de materiales para obtener el “valor de proyecto” que será utilizado en la verificación de los diferentes estados límite último y de servicio de las estructuras geotécnicas utilizando el “Método de los Factores Parciales”. El futuro Eurocódigo 7 establece dos posibles formas de determinar dicho “valor representativo” de una propiedad del terreno: seleccionando el valor basándose en el juicio ingenieril y la experiencia comparable en casos similares, denominándose en este caso como “valor nominal”; o evaluar el valor por métodos estadísticos, denominándose en este caso “valor característico”. Además, el artículo ofrece un breve resumen del método estadístico para determinar el valor característico de una propiedad del terreno y un ejemplo del procedimiento a utilizar.

SYNOPSIS – The aim of this paper is to explain the concepts behind the different terms involved in the determination of ground properties in the frame of the Eurocodes. The process begins with all the different terms that appear in the ground investigation and monitoring phases: historical, assessed, test, monitored and derived values. It continues with the determination of the “representative value” that is the value that affects the occurrence of the limit state. This value is factored by the material factor to obtain the “design value” that will be used in the verification of the different ultimate and serviceability limit states of the geotechnical structures using the “Partial Factor Method”. The future Eurocode 7 establishes two possible ways to determine such “representative value” of a ground property: selecting the value by engineering judgment and comparable experience in similar cases, being in this case termed as “nominal value”; or evaluating the value by statistical methods, being in this case termed as “characteristic value”. Additionally, the paper gives a brief outline of the statistical method to determine the characteristic value of a ground property and an example to show how it can be used.

Palabras Clave – Valor representativo, Eurocódigo 7, Método de los Factores Parciales.

Keywords – Representative value, Eurocode 7, Partial Factor Method.

E-mails: jose.estaire@cedex.es (J. Estaire); Timo.Schweckendiek@deltares.nl (T. Schweckendiek)

ORCID: orcid.org/0000-0002-96066180

1 – INTRODUCCIÓN: TAREAS EN EL PROYECTO DE UNA ESTRUCTURA GEOTÉCNICA

El proyecto de una estructura geotécnica, según el futuro Eurocódigo 7 (EC7) desarrollado en la norma CEN prEN1997 (CEN, 2021), comprende cinco tareas principales, como se muestra en la Figura 1 (Estaire y Bond, 2020):

- *Procedimientos de fiabilidad*: consistente en una serie de clasificaciones relativas a la estructura y al terreno que se combinan entre sí para determinar la “Categoría Geotécnica” de la estructura geotécnica en estudio.
- *Modelización del terreno*: cuya principal función es la representación del terreno y del agua existente en el emplazamiento, en el denominado “Modelo del Terreno” (Ground model, en su acepción inglesa), y la obtención de los “valores derivados” de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas.
- *Verificaciones de proyecto*: cubre todos los procedimientos que se deben utilizar para verificar que no se exceden los estados límites en ninguna situación de proyecto (design situation, en su acepción inglesa) a la que pueda estar sometida la estructura durante su vida útil.
- *Implementación del proyecto*: en el proyecto se deben incluir algunos planes (Plan de Supervisión, Inspección, Auscultación y Mantenimiento) que deben cumplirse durante los trabajos de ejecución de la estructura geotécnica con el objetivo de conseguir que el diseño, la ejecución y el mantenimiento de cualquier estructura geotécnica sean parte de un proyecto, considerado como una entidad.
- *Realización de informes*: todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes:
 - Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR – Geotechnical Investigation Report, en su acepción inglesa),
 - Informe del Proyecto Geotécnico (GDR – Geotechnical Design Report, en su acepción inglesa) y
 - Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR – Geotechnical Construction Record, en su acepción inglesa).

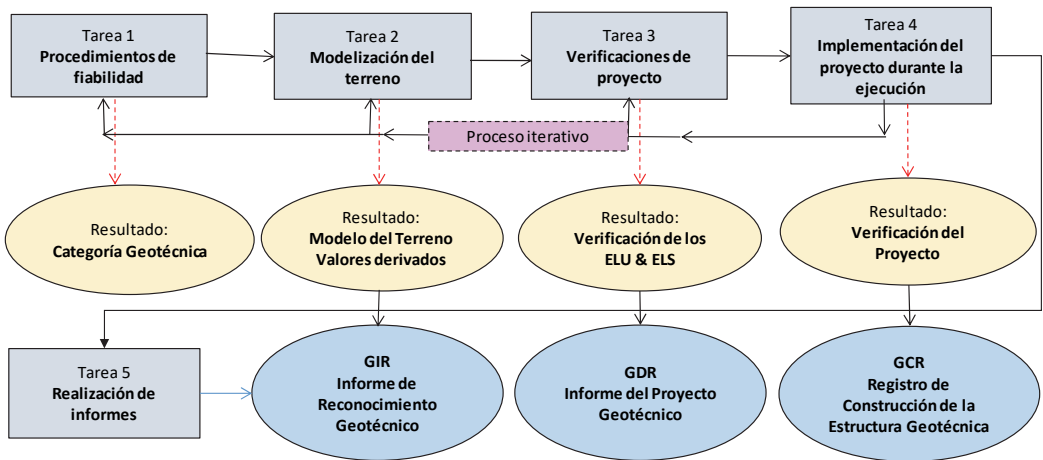


Fig. 1 – Tareas a realizar en el proyecto de una estructura geotécnica.

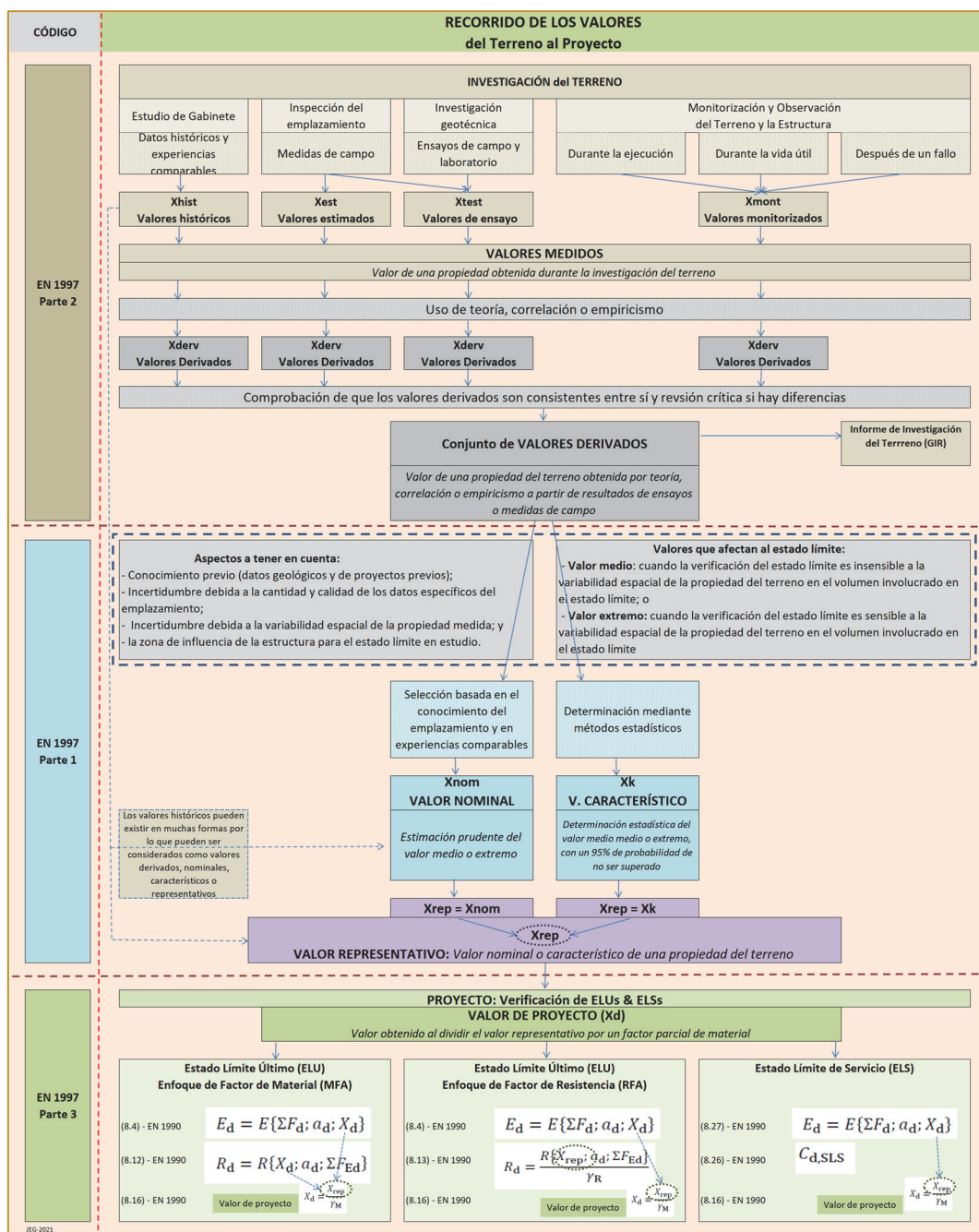


Fig. 2 – Camino a recorrer por un valor de una propiedad del terreno durante el proyecto de una estructura geotécnica.

Paralelamente a estas diferentes tareas, existe un conjunto de conceptos, conectados entre sí, relativos a los valores de las propiedades del terreno que aparecen en el proceso de proyecto que reciben los siguientes nombres:

Valores medidos => Valores derivados => Valor nominal // Valor característico =>
Valor representativo => Valor de proyecto

Este artículo muestra los vínculos y relaciones entre dichos nombres y conceptos que, de alguna manera, están encadenados a lo largo del proceso del proyecto. A este respecto, la Figura 2, explicada en las secciones posteriores, muestra el camino que debe recorrer un valor de una propiedad del terreno desde el momento en que se obtiene durante la investigación del terreno hasta el momento en que se utiliza en un modelo de cálculo para verificar un estado límite, ya sea último (ELU) o de servicio (ELS). Las definiciones de los diferentes términos también se incluyen en dicha figura.

2 – OBTENCIÓN DE LOS VALORES MEDIDOS Y DERIVADOS DURANTE LA INVESTIGACIÓN DEL TERRENO

2.1 – Tareas de la investigación del terreno y valores obtenidos

La Parte 2 del futuro Eurocódigo 7 (CEN, 2021) desarrolla la Investigación del Terreno (Ground Investigation, en su acepción inglesa) a realizar para el proyecto de una estructura geotécnica, que comprende las siguientes tareas: a) Estudios de gabinete (Desk Study, en su acepción inglesa); b) Inspección del emplazamiento; c) Realización de ensayos de campo y de laboratorio; y d) Monitorización geotécnica.

La Figura 3 muestra los diferentes tipos de valores que se pueden obtener durante las diferentes tareas que componen la Investigación del Terreno: “valores históricos”, “valores estimados”, “valores de ensayo” y “valores monitorizados”. Todos ellos constituyen los denominados “valores medidos”.

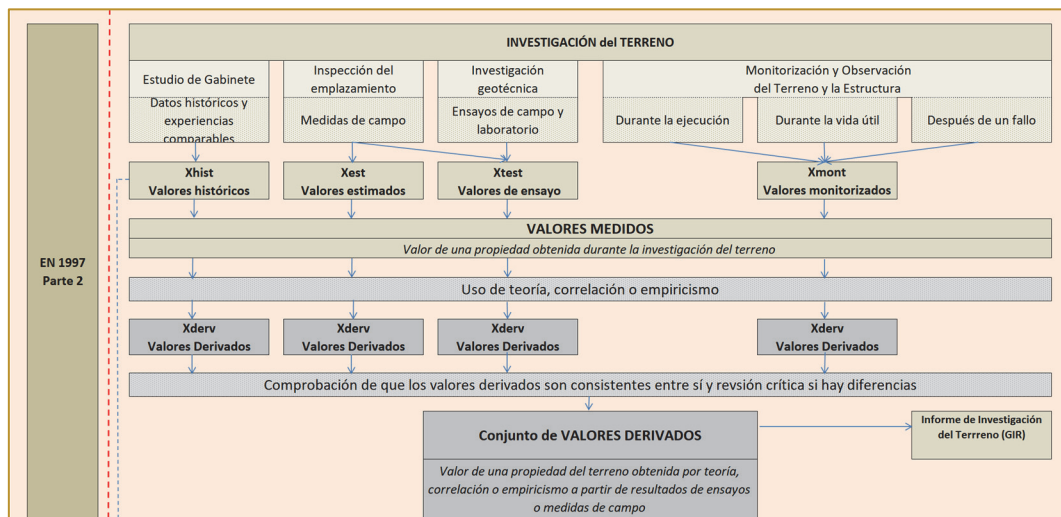


Fig. 3 – Obtención del conjunto de valores derivados durante la Investigación del Terreno

Adicionalmente a lo mostrado en la Figura 3, se pueden destacar las siguientes ideas:

- en el estudio de gabinete, los valores se obtienen mediante el análisis de la información previa y de los informes existentes sobre el emplazamiento específico, su entorno o sobre casos comparables; los valores de las propiedades del terreno así obtenidos se han denominado, en este texto, como "valores históricos";

- en la inspección del emplazamiento, se pueden realizar algunas mediciones de campo y se pueden evaluar algunos valores de otras propiedades. Un ejemplo muy claro de esta categoría son todos los valores utilizados en los esquemas de clasificación de la Ingeniería de Rocas que, además por otro lado, suelen ser más cualitativos que cuantitativos; en este texto, se han denominado como “valores estimados”.
- en los ensayos de campo o de laboratorio, los resultados de los ensayos se obtienen mediante mediciones que se realizan durante la ejecución de los propios ensayos; estos valores se han denominado como "valores de ensayo".
- en la monitorización geotécnica, los valores se obtienen mediante la monitorización u observación del terreno o la estructura, durante su ejecución, vida útil o incluso después de un fallo; estos valores se han denominado en este texto como "valores monitorizados".

En la Tabla 1 se recogen algunos ejemplos de diferentes valores obtenidos durante la Investigación del Terreno para distintas estructuras geotécnicas.

Tabla 1 – Valores obtenidos durante la Investigación del Terreno para distintas estructuras geotécnicas

Tipo de valor	Ejemplos / (Propiedades a determinar)		
	Terraplén sobre suelo blando	Cimentación superficial	Talud rocoso
	<i>Propiedades de la capa blanda: E y c_v</i>	<i>Propiedades del terreno de cimentación: c y ϕ</i>	<i>Propiedades de las discontinuidades: c, ϕ, β, buzamiento y dirección de buzamiento</i>
Valores históricos	Resultados de ensayos obtenidos en campañas de investigación previas	Resultados de ensayos obtenidos en campañas de investigación previas	Datos de roturas previas o inventario de taludes cercanos
Valores estimados	No aplicable	No aplicable	Valores para los esquemas de clasificación
Valores de ensayo	Resultados de ensayos edométricos (E_{oed} and c_v) o de ensayos CPTU (E and c_p)	Resultados de ensayos triaxiales o de corte directo o de ensayos presiométricos	Resultados de ensayos sobre juntas, tilt tests o PLT
Valores Monitorizados	Resultados de un terraplén de prueba	Resultado de alguna prueba de carga (siempre difícil de realizar)	Nivel piezométricos tomados durante la vida útil.

2.2 – Los valores derivados

Una vez que se dispone de todos los valores obtenidos en la Investigación del Terreno (los denominados “valores medidos” en la Figura 3) el siguiente paso es la interpretación de dichos valores para obtener los "valores derivados". A este respecto, el futuro EC7 define "valor derivado" como un "valor de una propiedad del terreno obtenido por teoría, correlación o empirismo a partir de resultados de ensayos o mediciones de campo".

Siguiendo la definición, normalmente la mayoría de los "valores derivados" se obtendrán de la interpretación de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio utilizando las teorías de

la Mecánica de Suelos o Rocas o mediante correlaciones empíricas. Sin embargo, los valores derivados también se pueden obtener directamente del análisis de la documentación previa disponible, realizado en el estudio de gabinete. Otra fuente de valores derivados es la interpretación de los resultados de la monitorización de las estructuras geotécnicas en cualquiera de sus etapas (ejecución, vida útil o, incluso, en una situación de fallo; piénsese, por ejemplo, las propiedades obtenidas de los análisis retrospectivos de estabilidad).

Llegados a este punto, se considera conveniente que el equipo que está realizando la Investigación del Terreno realice un último paso consistente en comparar todos los “valores derivados” disponibles relativos a una única propiedad del terreno de cada unidad geotécnica para verificar la consistencia de los valores y, en caso de que haya diferencias, realizar una revisión crítica de los mismos

Una vez hecha dicha revisión, se tiene el conjunto de “valores derivados” para todas las propiedades del terreno de cada unidad geotécnica. Estos conjuntos de valores derivados se utilizarán en la siguiente fase de proyecto para determinar el “valor representativo” de cada propiedad del terreno de cada unidad geotécnica.

2.3 – El “Modelo del Terreno”

Por otro lado y de forma complementaria a lo dicho anteriormente, el futuro EC7 requiere que, como resultado de las tareas ejecutadas durante la Investigación de Terreno, se desarrolle un “Modelo de Terreno” que se constituye como el resultado final de dicha investigación y que, por tanto, debe incluir:

- Un esquema de la disposición de las unidades geotécnicas que forman el terreno del emplazamiento de la estructura geotécnica y de su zona de influencia. En este contexto, una unidad geotécnica es, según el futuro EC7, *“una capa de terreno que se considera formada por un solo material”*, por lo que cada unidad tiene un conjunto único de propiedades.
- Un análisis de las condiciones del agua del terreno en el emplazamiento y sus alrededores.
- La recopilación de los denominados “valores derivados” de las diferentes propiedades geotécnicas de todas las unidades geotécnicas que forman el “Modelo de Terreno”.

Por último se debe indicar que el EC7 impone como requisito que todas las tareas y procesos queden informados documentalmente, por lo que toda esta información debe incluirse en el Informe de Investigación del Terreno (GIR, acrónimo de su acepción inglesa).

3 – DETERMINACIÓN DE VALORES REPRESENTATIVOS A PARTIR DE VALORES DERIVADOS

3.1 – Ideas básicas

El “valor representativo” de una propiedad geotécnica de una unidad geotécnica se debe determinar, por parte del proyectista, a partir del conjunto de “valores derivados” de esa propiedad obtenidos durante la investigación del terreno y recopilados en el Informe de Investigación del Terreno.

Puede ocurrir que la propiedad geotécnica necesaria para la verificación de los estados límite no haya sido directamente obtenida durante la Investigación del Terreno, por lo que no existen valores derivados de ella. En ese caso, el proyectista deberá determinar los valores derivados de esa propiedad a partir de valores derivados de otras propiedades.

Se supone que se consigue el nivel de fiabilidad requerido por el Eurocódigo 0 (EC0) (CEN, 2020), si el proyectista tiene en cuenta los siguientes aspectos, al determinar el valor representativo:

- los conocimientos previos existentes sobre el emplazamiento y la tipología de estructura geotécnica a proyectar que pueden incluir información geológica y datos de proyectos anteriores comparables;
- la incertidumbre debida a la cantidad y calidad de los datos específicos del emplazamiento;
- la incertidumbre debida a la variabilidad espacial de la propiedad medida; y
- el volumen de terreno involucrado en la ocurrencia del estado límite que se está considerando, concepto que define la “zona de influencia” de la estructura geotécnica.

El valor representativo de una propiedad del terreno (X_{rep}) es el valor de la propiedad del terreno relacionado con la posible aparición del estado límite que se está estudiando. Esto implica que el proyectista debe decidir si la ocurrencia del estado límite es insensible o sensible a la variabilidad espacial de la propiedad del terreno en el volumen involucrado en el estado límite. Si es insensible, el valor representativo debe corresponder a un valor medio, mientras que si es sensible el valor representativo debería ser un valor local de la propiedad del terreno.

Hay que destacar que en la mayoría de los casos de la Ingeniería Geotécnica, el valor representativo debe corresponder a una estimación prudente del valor medio ya que es el valor que generalmente condiciona la posible aparición de un estado límite. Un ejemplo muy claro de este hecho es el caso de la estabilidad de un talud o de una cimentación superficial a lo largo de una superficie de rotura. En ambos casos, el valor de la resistencia al corte total a lo largo de dicha superficie es la suma de las resistencias al corte individuales en cada porción de la superficie, lo que es equivalente al valor medio multiplicado por la longitud L de la superficie de rotura, como se ve en el esquema de la Figura 4.

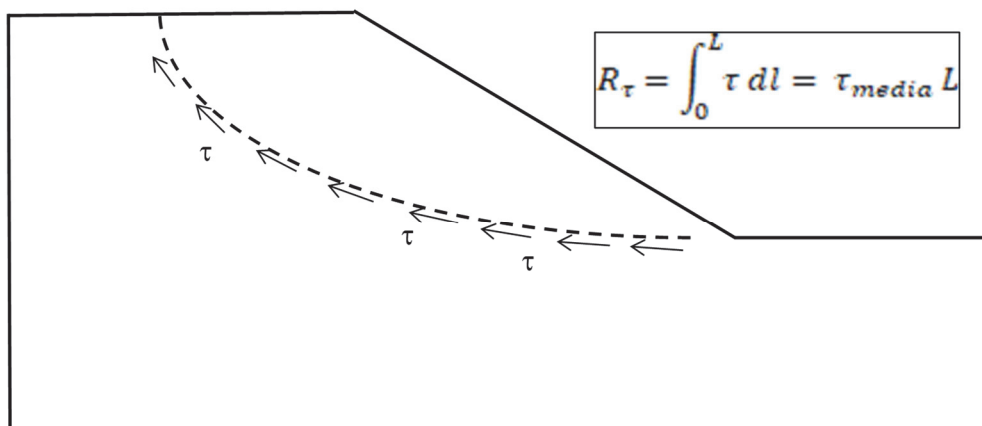


Fig. 4 – Valor medio como valor representativo de la estabilidad de un talud

Sin embargo, cabría argumentar que en aquellas situaciones en las que los volúmenes de terreno involucrados no son muy grandes, habrá poca variabilidad espacial por lo que el valor representativo debería ser un valor intermedio entre el valor medio y el valor local. Este aspecto debe decidirlo el proyectista, aunque se debe hacer notar que el futuro EC7 no hace ninguna indicación directa a este respecto.

Una vez deducido el valor de la propiedad del terreno que está relacionado con la aparición del estado límite (un valor medio o un valor local), hay dos formas posibles de determinar el valor representativo de dicha propiedad, como se muestra en la Figura 5:

- seleccionando un valor basándose en el juicio ingenieril del proyectista, su posible conocimiento del emplazamiento y su experiencia en casos comparables;
- determinando el valor utilizando métodos estadísticos.

Estos dos procedimientos son claramente diferentes y deben distinguirse en todo momento durante el proceso de determinación de los valores representativos.

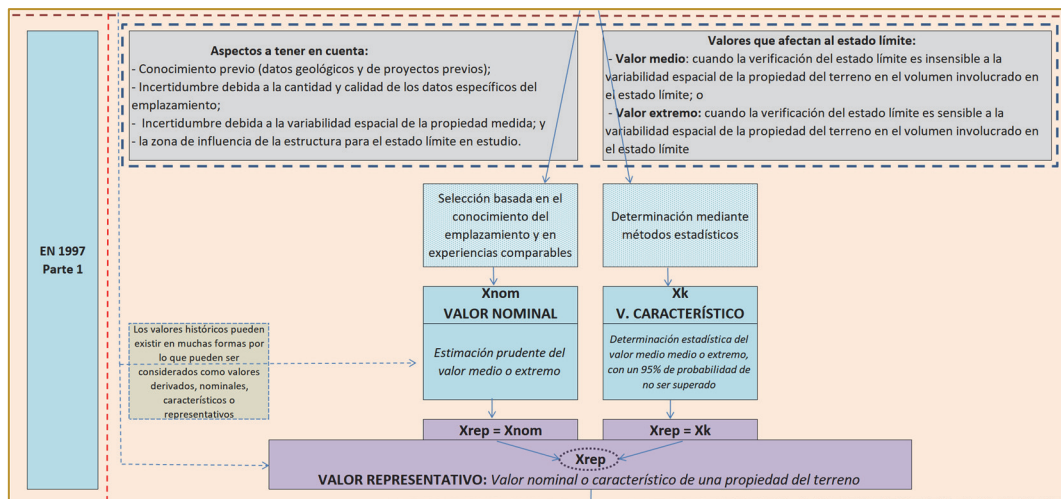


Fig. 5 – Determinación del valor representativo a partir de los valores derivados

Antes de seguir adelante, merece la pena destacar que el nuevo concepto de valor representativo, aquí presentado, es equivalente al concepto de valor característico en el EC7 actualmente vigente, emitido por CEN en 2004. El cambio de nomenclatura se ha hecho para dejar claramente establecido la existencia de las dos formas diferentes de determinar el valor representativo, indicadas anteriormente: mediante juicio ingenieril o mediante análisis estadísticos.

3.2 – Valor nominal

Al seleccionar el valor representativo mediante juicio ingenieril, basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia en casos comparables, el proyectista hará una “estimación prudente del valor de la propiedad del terreno que afecta a la ocurrencia del estado límite”, ya sea un valor medio, al tener en cuenta la variabilidad espacial, o un valor local. Al hacerlo así, el valor obtenido se denominará “valor nominal”.

Conviene destacar que este valor tiene una cierta carga subjetiva puesto que depende de toda la experiencia del proyectista en casos similares. Esto hace que, de un mismo conjunto de valores derivados de una propiedad geotécnica, diferentes proyectistas pudieran seleccionar distintos valores representativos de dicha propiedad geotécnica.

3.3 – Valor característico

Al evaluar el valor representativo por métodos estadísticos, como se explica más adelante, el valor se denominará como “valor característico”.

Esta evaluación estadística hace que el futuro EC7 esté más alineado con la definición dada en el futuro EC0 que relaciona el valor característico claramente con un enfoque estadístico: “valor de la propiedad de un material que tiene una probabilidad prescrita de no ser alcanzada en una serie ilimitada e hipotética de pruebas o ensayos”

3.4 – Valor representativo

El último paso de este procedimiento es elegir el valor representativo. A este respecto, el valor representativo será el “valor nominal”, seleccionado como estimación prudente, o el “valor característico”, determinado por métodos estadísticos. El proyectista deberá elegir entre esos dos valores si ha determinado ambos.

Teniendo en cuenta estas ideas, el procedimiento que se recomienda en este texto para obtener el valor representativo es utilizar los dos posibles métodos indicados anteriormente, de tal manera que, a partir del conjunto de valores derivados:

- Primeramente, el proyectista, usando su juicio ingenieril y su experiencia en casos comparables seleccionará el “valor nominal”, como una estimación prudente;
- Posteriormente, usando la estadística como una herramienta de cálculo, el proyectista determinará el “valor característico”. Esto puede hacerse muy fácilmente con ayuda de hojas de cálculo en el que se implementen las expresiones estadísticas correspondientes recogidas en la Sección 5 de este texto, aunque también existen multitud de técnicas estadísticas más avanzadas cuyo uso EC7 permite igualmente (ISSMGE, 2021).
A este respecto hay que recordar que, cuando se están calculando los valores característicos, el proyectista no está haciendo un análisis estadístico, sino que está utilizando la Estadística como una herramienta para obtener el valor que mejor representa la propiedad del terreno que se está analizando.
- Por último, el proyectista debe comparar ambos valores (normal y característico) y revisarlos críticamente
 - Si ambos valores son similares, la confianza en la selección del valor se incrementa claramente.
 - Si ambos valores son diferentes, el proyectista debe sopesar las razones que han hecho que su “valor nominal” haya sido tan diferente del valor ofrecido por el método estadístico. Una vez realizada esta revisión crítica, el proyectista puede reafirmarse en que la elección de su valor nominal como estimación prudente es suficientemente adecuada o, en caso contrario, puede seleccionar otro valor nominal más parecido al valor característico o incluso el propio valor característico.

4 – UTILIZACIÓN DE LOS VALORES REPRESENTATIVOS EN LAS VERIFICACIONES DE ESTADO LÍMITE

Los valores representativos se utilizan para realizar las verificaciones de los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS). Esta tarea, que es parte de las *Verificaciones de Proyecto* (como se mostraba en la Figura 1), debe comenzar con un análisis del Modelo de Terreno y los correspondientes valores derivados, y un estudio de las condiciones bajo las cuales la estructura debe cumplir con sus requisitos, como muestra la Figura 6.

El objetivo de este primer paso es: a) definir las situaciones de proyecto que describen “las condiciones físicas que podrían ocurrir durante un cierto periodo de tiempo para el cual se debe demostrar, con la suficiente fiabilidad, que no se supera ningún estado límite” y b) desarrollar un “Modelo de Proyecto Geotécnico”, que es un modelo derivado del Modelo de Terreno para su utilización en verificaciones de proyecto, desarrollado para una situación de proyecto particular y un estado límite específico; en dicho modelo el proyectista debe determinar los valores representativos de las propiedades del terreno relevantes para el estado límite en estudio, para todas las unidades geotécnicas involucradas.

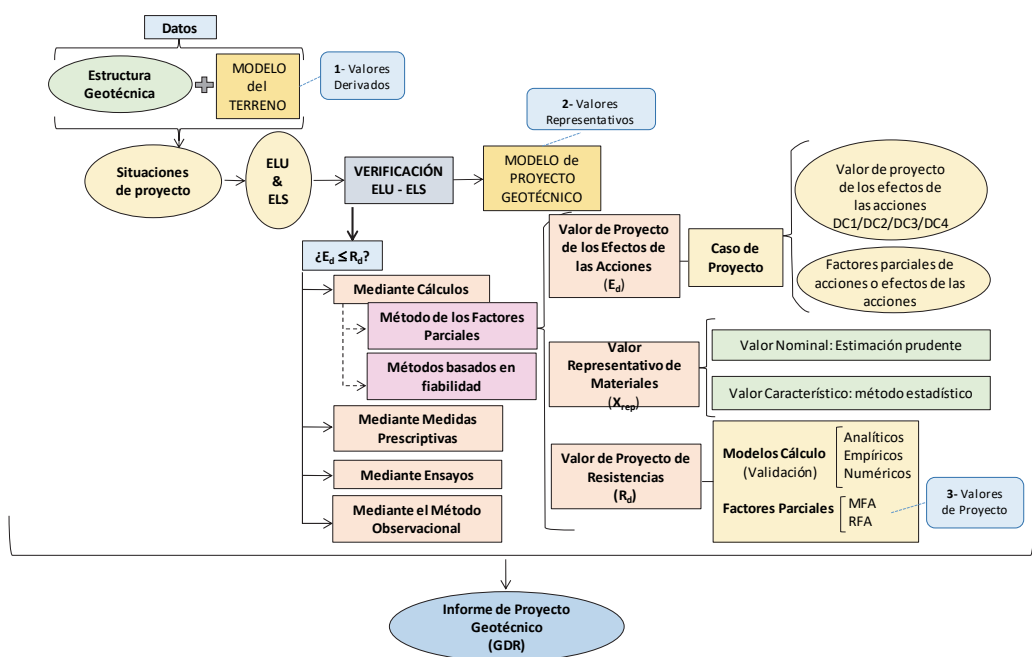


Fig. 6 – Procedimiento para la verificación ELU / ELS por el Método de los Factores Parciales

Las situaciones de proyecto, que se clasifican como persistentes, transitorias, accidentales, sísmicas y de fatiga, están asociadas con una serie de ELUs y ELSs que deben verificarse.

La verificación de que las estructuras geotécnicas no superan los estados límite puede realizarse mediante uno o más de los siguientes métodos: a) mediante cálculo aplicando el Método de los Factores Parciales o cualquier otro método basado en fiabilidad; b) utilizando medidas prescriptivas de proyecto; c) mediante ensayos y d) mediante la aplicación del Método Observacional. El cálculo por el Método de los Factores Parciales es el más habitual por lo que merece la pena prestarle especial atención, tal como se muestra en la Figura 7.

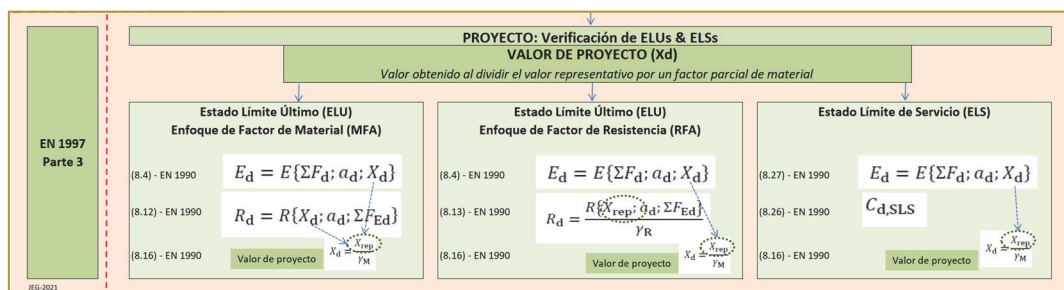


Fig. 7 – Utilización de los valores representativos en la verificación de los ELU y ELS por el Método de los Factores Parciales

Al verificar un ELU para una estructura geotécnica por el Método de los Factores Parciales, se debe satisfacer la desigualdad $E_d \leq R_d$, donde E_d es el valor de proyecto del efecto de las acciones y R_d es el valor de proyecto de la resistencia correspondiente. Para cada ELU, se deben identificar y determinar los valores representativos y de proyecto de las acciones, las propiedades de los materiales y las resistencias.

El valor de proyecto de una resistencia geotécnica (R_d) debe calcularse utilizando modelos de cálculo analíticos o empíricos. El uso de modelos de cálculo debe realizarse mediante:

- el “Enfoque de Factor de Material” (MFA, acrónimo de su acepción inglesa), que aplica factores parciales a las propiedades de los materiales antes de su uso en el cálculo de la resistencia, como se muestra en la Ecuación (1), o
- el “Enfoque del Factor de Resistencia” (RFA), que aplica factores parciales directamente a las resistencias, como se muestra en la Ecuación (2).

Para cálculos basados en el
Enfoque de Factor de Material =>

$$R_d = R\{X_d; a_d; \Sigma F_{Ed}\} \quad (1)$$

Para cálculos basados en el
Enfoque de Factor de Resistencia=>

$$R_d = \frac{R\{X_{rep}; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_R} \quad (2)$$

donde X_d son los valores de proyecto de las propiedades del material, obtenidos mediante la Ecuación 3; a_d son los valores de proyecto de las propiedades geométricas; F_{Ed} son los valores de proyecto de las acciones que se utilizan en el cálculo de R_d ; X_{rep} es el valor representativo de una propiedad del material; γ_M es un factor parcial de materiales que representa la incertidumbre en la determinación de la propiedad del material y γ_R es un factor parcial que representa la incertidumbre en la determinación de la resistencia.

$$X_d = X_{rep} / \gamma_M \quad (3)$$

5 – PROCEDIMIENTO ESTADÍSTICO PARA DETERMINAR VALORES CARACTERÍSTICOS

Esta sección describe el procedimiento para determinar el valor característico de una propiedad del terreno por métodos estadísticos. Estos métodos garantizan que la probabilidad de un valor peor que gobierne la ocurrencia del estado límite considerado no sea mayor del 5%, teniendo en cuenta la incertidumbre estadística. Los valores que se utilizarán para determinar el valor característico son los valores derivados de la propiedad del terreno obtenidos durante la Investigación del Terreno y que se recogen explícitamente en el Informe de Investigación del Terreno.

Antes de determinar el valor característico, el proyectista debe decidir si va a realizar una estimación del valor medio, teniendo en cuenta la variabilidad espacial, o una estimación de un valor local, como se indica en la sección 3.1 de este texto, en función del estado límite en estudio.

La determinación del valor característico de una propiedad del terreno, considerado como una estimación del valor medio [Caso A] o de un valor local [Caso B], debe realizarse mediante la Ecuación 4, que supone, en este caso, que los valores de las propiedades del suelo siguen una distribución Normal y no hay conocimiento previo sobre el valor medio. El futuro EC7 permite el uso de otras expresiones correspondientes a otras distribuciones estadísticas, entre las que destaca la distribución log-normal, muy habitual también en la Ingeniería Geotécnica.

$$X_k = X_{media}(1 \mp k_n V_x) = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}(1 \mp k_n V_x) \quad (4)$$

donde X_k es el valor característico de una propiedad del terreno X ; X_{media} es el valor medio de la propiedad del suelo X obtenida de un número (n) de valores derivados de la muestra; k_n es un coeficiente que depende del número de valores derivados de la muestra (n) utilizados para calcular el valor medio de X ; V_x el coeficiente de variación de la propiedad del suelo X ; $\pm$ denota que $k_n V_x$ debe sumarse cuando un valor inferior de X_k es crítico y restarse cuando un valor superior es crítico y x_i es el i -valor derivado utilizado para calcular X_{media} .

El procedimiento de determinación puede aplicarse a tres casos diferentes:

- Caso 1 - “ V_x conocido”: cuando el coeficiente de variación de la propiedad del terreno que se está determinando se conoce de forma previa; como podría ocurrir en el caso de tener ensayos previos en situaciones comparables;
- Caso 2 - “ V_x supuesto”: cuando el proyectista decide utilizar los valores indicativos dados en la Tabla 2 para diferentes propiedades del terreno y parámetros de ensayos; y
- Caso 3 - “ V_x desconocido”: cuando se desconoce el coeficiente de variación de la propiedad del terreno que se está determinando. En este caso, el valor de V_x debe calcularse mediante la Ecuación (5).

$$V_x = \frac{s_x}{X_{media}} \ ; \ s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{media})^2}{n - 1}} \tag{5}$$

donde s_x es la desviación estándar de los valores derivados de la muestra.

Es importante señalar que el EC0 establece que, en la práctica, es preferible normalmente utilizar el Caso 2 - “ V_x supuesto” junto con una estimación conservadora de V_x , en lugar de aplicar las reglas dadas para el Caso 3 - “ V_x desconocido”.

Tabla 2: Valores indicativos del coeficiente de variación para diferentes parámetros del terreno y parámetros de ensayo.

Tipo de terreno	Propiedades del terreno	Símbolo	Coefficiente de variación V_x (%)
Todos los suelos y rocas	Peso específico	ρ	5-10
Suelos de grano fino	Resistencia al corte no drenada	c_u	30-50
Todos los suelos y rocas	Cohesión	c	30-50
Todos los suelos y rocas	Ángulo de rozamiento	φ	5-15
Todos los suelos y rocas	Resistencia al corte no lineal	τ	15-25
Todos los suelos y rocas	Resistencia a la compresión no confinada	q_u	20-80
Todos los suelos	Módulo de deformabilidad (cualquiera)	$E // G$	20-70
Suelos de grano fino	Coefficiente de consolidación vertical u horizontal	$c_v // c_h$	30-70
Todos los suelos	Coefficiente en reposo "in situ"	K_0	20-100
Todos los suelos	Conductividad hidráulica ⁽¹⁾	k	70-250

Tabla 2: (continuación)

Tipo de terreno	Parámetros de ensayo	Símbolo	Coefficiente de variación V_x (%)
Suelos gruesos	SPT	N_{SPT}	15-45
Todos los suelos	Presión límite del presiómetro	p_l	5-15
Todos los suelos	Resistencia del cono (CPT)	q_c	5-15
Todos los suelos	Fricción de fuste (CPT)	f_s	5-15
Nota ⁽¹⁾ : Dado el alto valor de V_x , este procedimiento no debe usarse para esta propiedad			

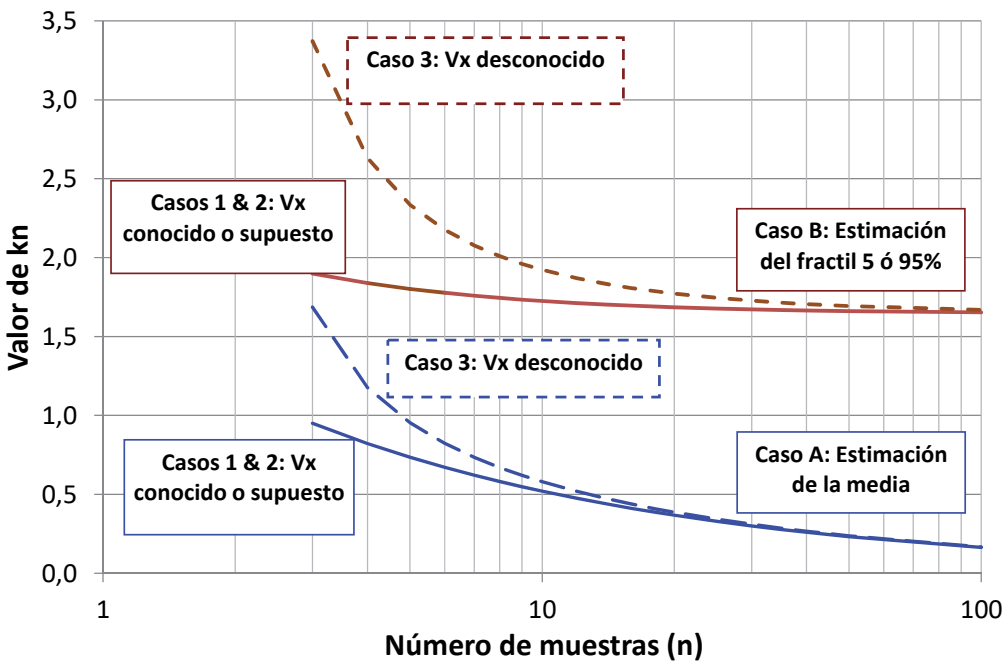


Fig. 8 – Valores de k_n para los diferentes casos definidos

Tabla 3: Valores de k_n para los diferentes casos definidos

CASOS	Caso 1 - “ V_x conocido” y Caso 2 - “ V_x supuesto”	Caso 3 – “ V_x desconocido”
Caso A: Estimación del valor medio	$k_n = N_{95} \sqrt{\frac{1}{n}}$	$k_n = t_{95,n-1} \sqrt{\frac{1}{n}}$
Caso B Estimación del valor inferior o superior (fractil 5 ó 95%)	$k_n = N_{95} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$	$k_n = t_{95,n-1} \sqrt{1 + \frac{1}{n}}$

Los valores de k_n se pueden obtener de la Tabla 3 ó de la Figura 8 para los casos definidos anteriormente, donde: N_{95} representa la distribución standard Normal, evaluada para un nivel de confianza del 95% e infinitos grados de libertad; $t_{95, n-1}$ representa la distribución t de Student, evaluada para un nivel de confianza del 95% y n-1 grados de libertad, siendo n el número de valores derivados de la muestra.

6 – EJEMPLO

6.1 – Descripción de la estructura geotécnica en estudio

En esta sección se desarrolla un ejemplo de determinación de valores representativos de una propiedad del terreno de una unidad geotécnica. La estructura geotécnica que se analiza es una ladera natural para la que se debe verificar el ELU de estabilidad global para una situación de proyecto persistente. Para ello, es necesario realizar algún cálculo de estabilidad al deslizamiento por lo que se deben determinar las características resistentes de las unidades geotécnicas.

La Figura 9 muestra el Modelo del Terreno de la ladera en la que se aprecian signos de inestabilidad. La línea roja representa la superficie del terreno previa al último deslizamiento cuyo origen es la socavación del pie debido al agua circulante en el río. De arriba a abajo, se distinguen las siguientes unidades geotécnicas: Unidad 1- arenas con gravas (en amarillo); Unidad 2- arcillas margosas (en marrón con rayas) y Unidad 3– arenas limo-arcillosas (en rojo). Para este ejemplo, únicamente se determinarán los valores característicos y representativos de la Unidad 3.

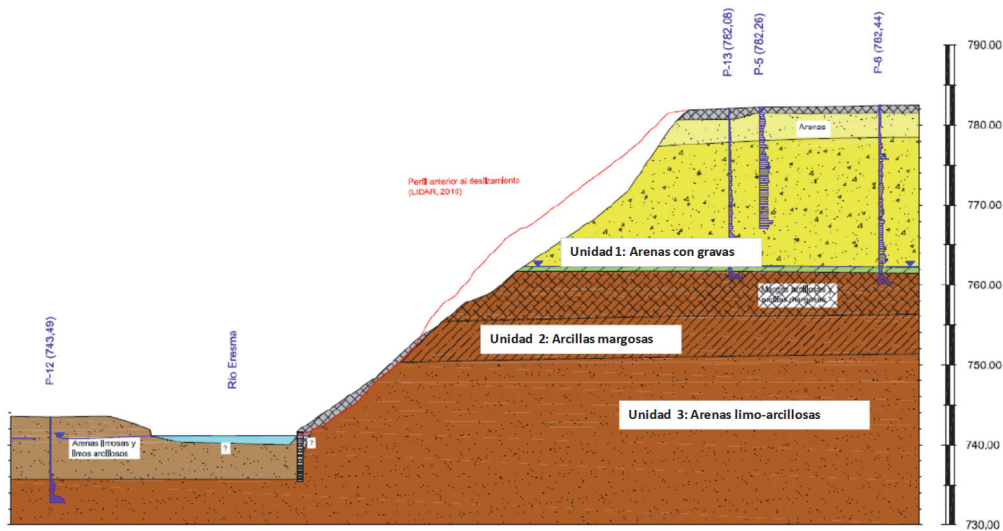


Fig. 9: Modelo del terreno de la ladera natural en estudio

6.2 – Determinación del valor representativo de las propiedades resistentes

Para determinar las características resistentes de la Unidad 3 formada por arenas limo-arcillosas, se realizaron seis ensayos de corte directo cuyas curvas desplazamiento horizontal-tensión tangencial pueden ser consideradas como los “valores medidos” a partir de las cuales se obtienen los “valores derivados” relativos a la cohesión y ángulo de rozamiento, como se muestra en la Figura 10.

Las tensiones normales utilizadas en estos ensayos estuvieron comprendidas en el rango entre 120 y 960 kPa mientras que las resistencias tangenciales obtenidas oscilaron entre 100 y 550 kPa. La interpretación de los valores medidos en los seis ensayos de corte directo, usando el modelo de Mohr-Coulomb, permitieron obtener los valores derivados relativos a la cohesión (c) y al ángulo de rozamiento (ϕ), considerados como propiedades independientes, desde el punto de vista estadístico, al no tener en cuenta la correlación entre ellos derivada del modelo de Mohr-Coulomb.

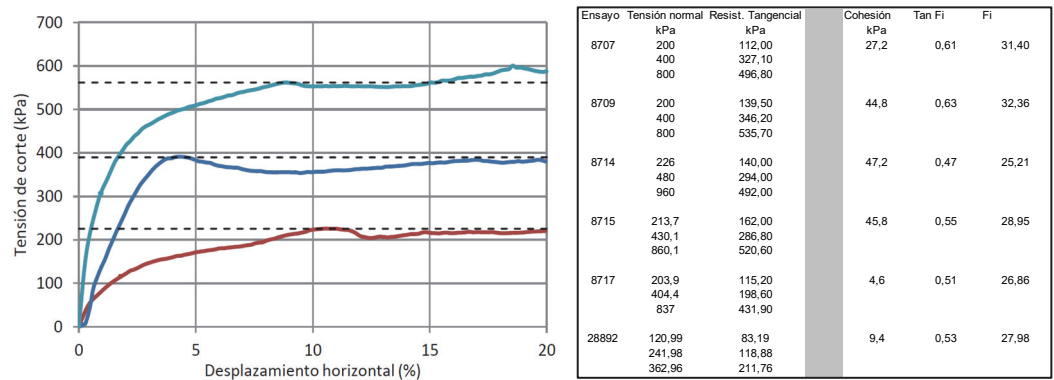


Fig. 10: Curva desplazamiento horizontal-tensión tangencial de uno de los ensayos de corte directo, que se puede considerar como “valor medido” y tabla de valores derivados

De acuerdo al ELU en verificación, los valores representativos deben corresponder al valor medio de la propiedad del material en el volumen afectado por el estado límite, por lo que los cálculos deben hacerse utilizando el Caso A “Estimación del valor medio”, definido en la Tabla 2, con las dos alternativas referentes al Caso 2 “ V_x supuesto” y al Caso 3 “ V_x desconocido”.

La Tabla 4 y la Figura 11 muestran los valores de los parámetros estadísticos usados en los cálculos y los valores característicos obtenidos. Entre los dos valores representativos obtenidos para los Casos A2 y A3, el proyectista debe escoger cuál usar en los cálculos, aunque dicha elección queda fuera del ámbito de este artículo.

Tabla 4: Valores estadísticos para la determinación de los valores característicos de c y ϕ

Parámetro	Cohesión (kPa)		Ángulo de rozamiento (°)	
Número de datos (n)	6		6	
X_{media}	29,81		28,79	
Desviación Standard	19,20		2,71	
Caso	Caso A2 V_x supuesto	Caso A3 V_x desconocido	Caso A2 V_x supuesto	Caso A3 V_x desconocido
$N_{95} // t_{95, n-1}$	1,645	2,02	1,645	2,02
V_x	0,40	0,64	0,10	0,09
k_n	0,67	0,82	0,67	0,82
X_k	21,82	14,01	26,86	26,56

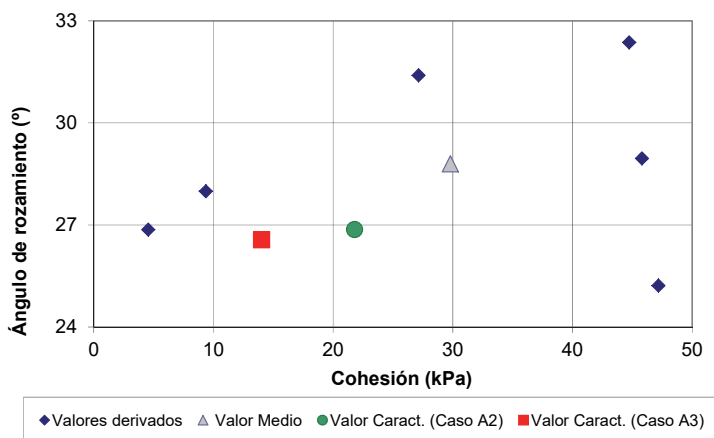


Fig 11: Valores derivados y característicos de la Unidad 3

7 – CONSIDERACIONES FINALES

Este artículo explica los diferentes nombres y conceptos aplicados a los valores de las propiedades del terreno, de acuerdo al futuro Eurocódigo 7, documento con fecha de publicación prevista alrededor de 2025. Estos nombres cubren el período desde que los valores se obtienen durante la Investigación del Terreno hasta el momento en el que los valores son usados en un modelo de cálculo para verificar un estado límite, ya sea último (ELU) o de servicio (ELS). La cadena de nombres aplicados a los valores son: “Medidos – Derivados – Nominal o característico – Representativo – de Proyecto”.

Adicionalmente se describe el procedimiento estadístico incluido en el futuro Eurocódigo 7 para obtener los valores característicos de una propiedad del terreno de una unidad geotécnica a partir de un conjunto de valores derivados.

8 – AGRADECIMIENTOS

El autor quiere agradecer a los colegas del Equipo de Proyecto SC7-TC6 (Sébastien Burlon, Andrew Bond, Gunilla Franzén, Guido Nuijten, Guiseppe Scarpelli & Adriaan van Seters) los comentarios críticos recibidos durante la elaboración de este texto.

9 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CEN (2020). Eurocode - Basis of structural and geotechnical design. prEN 1990-Sept-2020-Draft
- CEN (2021). Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules. CEN-TC250-SC7_N1504_prEN_1997-1_MASTER_v202119_Submission
- CEN (2021). Eurocode 7: Geotechnical design — Part 2: Ground properties. CEN-TC250-SC7_N1506_prEN_1997-2_MASTER_v202111_Submission.
- Estaire, J.; Bond, A. (2020). Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo al futuro Eurocódigo 7. Revista Geotecnia, nº 149 – July 2020 (pp. 45-65).
- ISSMGE, (2021). State of the Art: Review on geotechnical property variability and model uncertainty.
http://140.112.12.21/issmge/2021/SOA_Review_on_geotechnical_property_variability_and_model_uncertainty.pdf

O DESENVOLVIMENTO DA MECÂNICA DAS ROCHAS E PERSPETIVAS DE EVOLUÇÃO DA INVESTIGAÇÃO E DOS DOMÍNIOS DE APLICAÇÃO

The development of rock mechanics and evolution trends in research and applications

Luís Lamas^a, José Vieira de Lemos^a

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

RESUMO – A mecânica das rochas emergiu como uma disciplina independente no final da década de 50 do século XX, tendo tido um desenvolvimento acentuado até ao presente, que deverá continuar no futuro. Neste artigo faz-se uma breve retrospectiva dos mais importantes desenvolvimentos da mecânica das rochas até à atualidade e apresentam-se os aspetos em que se deverão registar desenvolvimentos significativos, quer em termos das aplicações, quer da investigação.

ABSTRACT – Rock mechanics emerged as an independent discipline in the end of the fifties of the 20th century and had an enormous development until the present, which will continue in the future. This article presents a brief retrospective of the most relevant developments in rock mechanics until the present and introduces the aspects in which more significant developments are expected, concerning applications and research.

Palavras Chave – Mecânica das rochas, emergência e desenvolvimentos, futuros domínios de aplicação, evolução da investigação.

Keywords – Rock mechanics, emergence and development, future fields of application, evolution of research.

1 – INTRODUÇÃO

Em resposta a um desafio colocado pelos editores da revista Geotecnia apresenta-se neste artigo, integrado no número especial da revista comemorativo do seu 50º aniversário, um exercício especulativo, tentando perspetivar os desenvolvimentos futuros da mecânica das rochas no que se refere às suas áreas de aplicação e também em termos de investigação. Com o objetivo de enquadrar este exercício no historial de desenvolvimentos da mecânica das rochas, pareceu interessante fazer primeiramente uma breve retrospectiva do processo de emergência da mecânica das rochas, nos anos do pós-guerra, como uma disciplina identificável dentro da engenharia geotécnica, bem como dos aspetos principais do seu desenvolvimento desde então até ao presente.

São apresentados os domínios de aplicação da mecânica das rochas em que se prevê que venham a ocorrer desenvolvimentos significativos, não só integrados nos grandes tópicos tradicionais, como as engenharias civil, de minas e do petróleo, mas também em tópicos que foram adquirindo importância com o decorrer do tempo, como o ambiente, a energia e o património, e ainda domínios de aplicação novos.

E-mails: llamas@lnec.pt (L. Lamas), vlemos@lnec.pt (J.V. Lemos)

ORCID: orcid.org/0000-0001-9438-9288 (L. Lamas), orcid.org/0000-0003-1324-7662 (J.V. Lemos)

A investigação em mecânica das rochas enfrentará novos desafios colocados pela sociedade no sentido de se obterem soluções mais seguras, mais económicas e mais sustentáveis. A investigação terá também de enfrentar os desafios colocados por novas aplicações, bem como pelo desenvolvimento acelerado da comunicação, das tecnologias digitais e dos inúmeros aspetos da inteligência artificial.

2 – RETROSPETIVA DO DESENVOLVIMENTO DA MECÂNICA DAS ROCHAS

2.1 – A emergência da mecânica das rochas como uma disciplina independente

No final da década de 50 do século XX, a mecânica das rochas tinha já dado os passos necessários para ser identificada como uma disciplina da engenharia geotécnica, ganhando gradualmente o seu estatuto de independência dos pontos de vista científico e das suas aplicações (Brown, 2011). Embora os primeiros passos do que veio a designar-se por mecânica das rochas tenham sido dados e reportados, de uma forma sistemática, desde meados do século XIX, nomeadamente na exploração de grandes minas a céu aberto e subterrâneas ou na construção de túneis ferroviários, foi a partir do início dos anos 50 do século XX que se conjugaram diversos fatores que levaram à sua afirmação como uma disciplina independente. Os grandes investimentos em infraestruturas e na exploração de recursos realizados neste período do pós-guerra não são, certamente alheios a este facto.

Em 1951 Leopold Müller (Figura1) organizou o 1º Colóquio Geomecânico em Salzburgo, na Áustria, que terá em 2021 a sua 70ª edição e é das maiores conferências internacionais dedicadas à mecânica das rochas realizada anualmente no mundo. Em 1956 realizou-se em Golden, Colorado, o 1º Simpósio de Mecânica das Rochas dos Estados Unidos, que vai atualmente na sua 55ª edição. Em 1958, Leopold Müller tornou-se editor da revista *Geologie und Bauwesen*, que havia sido fundada em 1929 e era a principal publicação de literatura especializada, tendo em 1963 alterado o seu nome para *Rock Mechanics and Engineering Geology* (Figura 2), e que é a atual revista *Rock Mechanics and Rock Engineering*. No mesmo ano de 1963 foi fundada a revista *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, que juntamente com a anterior constituem ainda hoje as duas revistas mais importantes neste domínio. Tolobre (1957) e Müller (1963) escreveram os primeiros livros em que se procurou codificar os conhecimentos existentes. Em 1958 foi fundado o *International Bureau of Strata Mechanics* em Leipzig, na antiga República Democrática Alemã, que reunia cientistas da Europa Oriental, primordialmente dedicada a problemas de mecânica das rochas em minas. Em 1962, o grupo de cientistas predominantemente austríaco, encabeçado por Leopold Müller, então conhecido como o “grupo de Salzburgo” (*Salzburger Kreis*), a que se juntaram alguns cientistas de outros países (Fairhurst, 2012), fundaram a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM).

Dois acontecimentos com um significado particularmente relevante no que se refere à emergência da mecânica das rochas como disciplina independente e à sua natureza precederam a fundação da ISRM (Lamas, 2012). Leopold Müller manteve um diálogo constante com Lauritz Bjerrum, então vice presidente da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE) e seu futuro presidente, que numa carta endereçada a Müller escreveu: “*I have had correspondence with Professor Terzaghi, Professor Casagrande and Professor Skempton on the question whether Rock Mechanics shall be adopted into our Society and an attempt be made to merge the existing Rock Mechanics organizations into our International Society. I was personally against a merging, and Professor Terzaghi agreed with me. Professor Casagrande has now taken the decision that no attempt should be made to have Rock Mechanics organizations merged into our Society, but he leaves the question open for a possible cooperation in a joint international society of the two groups of people.*”. Estava assim consagrada a independência da mecânica das rochas da Sociedade científica até aí representante de todo o domínio da Geotecnia, aprovada pelos seus grandes nomes.

O segundo acontecimento marcante foi a entrevista dada por Müller e Pacher a uma estação de rádio de Salzburg na véspera da assembleia constituinte da ISRM. À questão “O que é a mecânica das rochas?”, Pacher respondeu: “A disciplina científica que estuda a resposta de rochas fraturadas quando sujeitas a forças, tensões e deformações impostas”. Perguntado sobre: “Conhecemos a resistência das rochas?”, Müller respondeu: “Para rocha ensaiada em laboratório, sim. Para o maciço rochoso, não. Isto é o que necessitamos de determinar. É por isso que necessitamos de uma Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas”. Ficou, assim, definida a questão central e o grande desafio da mecânica das rochas: “Qual o comportamento dos maciços rochosos, formados por rocha e superfícies de descontinuidade?”

Em Portugal, os principais desenvolvimentos na mecânica das rochas na década de 50 do século XX foram motivados pela necessidade de intervir nos projetos e na construção das novas barragens de betão, que se iniciaram após o final da segunda guerra mundial em resultado da decisão do Governo português de incentivar a eletrificação do país, e centraram-se fundamentalmente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) sob a direção de Manuel Rocha (Figura 1), um dos fundadores do LNEC e seu Diretor entre 1954 e 1974, que definiu as estratégias de investigação e soube reunir os recursos humanos e financeiros que lhe permitiram atingir esses objetivos (Lemos e Lamas, 2013). Em resultado dos resultados obtidos, Manuel Rocha veio a organizar no LNEC, em 1966, o 1º Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas e a suceder a Leopold Müller na sua presidência, tendo desde essa data ficado o secretariado da ISRM sediado no LNEC. Este Congresso é unanimemente considerado como um marco fundamental, que instituiu a cooperação internacional sistemática dos engenheiros e cientistas da área da mecânica das rochas.

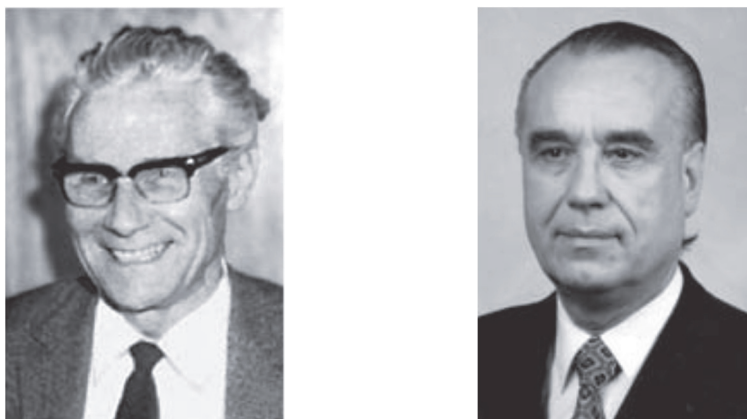


Fig. 1 – Leopold Müller (1908-1988) e Manuel Rocha (1913-1981): precursores da disciplina de mecânica das rochas a nível internacional e nacional; primeiro e segundo presidentes da ISRM.

Foi também na década de 50 que teve início o que se viria a tornar na Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), com a criação da Comissão de Mecânica dos Solos da Ordem dos Engenheiros, liderada por Manuel Rocha. A Comissão tornou-se independente da Ordem e passou a assumir a designação de Agrupamento Português de Mecânica dos Solos, vindo a filiar-se na ISSMFE. Em 1966, coincidindo com a realização em Lisboa do primeiro Congresso Internacional de Mecânica das Rochas, o Agrupamento alarga o seu âmbito à Mecânica das Rochas e passa a designar-se Agrupamento Português de Mecânica dos Solos e das Rochas, integrando-se na ISRM (SPG, 2021). Com isto, também em Portugal a mecânica das rochas se consagrou como uma disciplina independente, no âmbito da engenharia geotécnica. É disso prova a publicação, em 1967, das folhas da cadeira de “Mecânica das Rochas” de Fernando de Mello Mendes (1967) e, em 1971, do livro “Mecânica das Rochas” e do artigo de abertura do primeiro número da Revista Geotecnia (Figura 2) “A Mecânica das Rochas”, ambos da autoria de Manuel Rocha (1971a e 1971b).

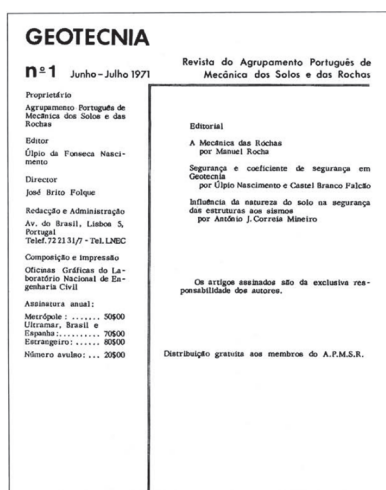
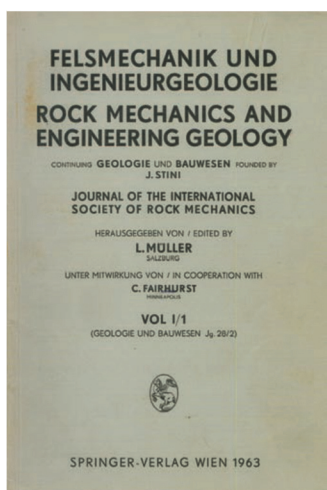


Fig. 2 – Capas do primeiro número da revista *Rock Mechanics and Engineering Geology* e guarda da capa do primeiro número da Revista Geotecnia.

2.2 – Principais desenvolvimentos da mecânica das rochas

2.2.1 – Introdução

O desenvolvimento da mecânica das rochas após o início dos anos 60 do século XX foi rápido e suscitado pelas crescentes solicitações da sociedade para executar projetos mais complexos envolvendo maiores profundidades, maiores dimensões e novos requisitos. No entanto, a esse desenvolvimento não é alheia a necessidade de compreender a razão de graves insucessos, tais como a rotura da barragem de Malpasset em 1959, o deslizamento do talude da albufeira de Vajont em 1963 e graves acidentes em minas de carvão.

No campo das aplicações, que tradicionalmente se centravam nas engenharias civil, de minas e do petróleo, foram abertos novos domínios. São de destacar as aplicações relacionadas com a proteção do ambiente, nomeadamente os estudos de armazenamento em subterrâneo de gases, líquidos e resíduos radioativos, ou com a produção de energia, entre os quais a faturação de xistos ou a engenharia geotérmica.

Diversos autores têm apresentado o que consideram terem sido os principais desenvolvimentos e progressos da mecânica das rochas desde a sua emergência. O sumário que se apresenta é baseado nos trabalhos de referência de Hoek (2007), Fairhurst (2010), Brown (2011) e Habib e Panet (2012), bem como nas compilações de artigos com o estado da arte no início dos anos 90 do século XX coordenada por Hudson (1993) e, mais recentemente, por Feng (2017), e é constituído por uma lista de aspetos em que se registaram avanços importantes.

2.2.2 – Prospeção e caracterização dos maciços rochosos

- O estabelecimento de uma linguagem comum para descrição das rochas e dos maciços rochosos e sua normalização.
- Os desenvolvimentos nas tecnologias de furação e de registo de furos de sondagem, bem como de mapeamento das suas superfícies por métodos óticos, acústicos e elétricos.
- A utilização de métodos geofísicos, nomeadamente reflexão e refração sísmicas, permitindo a obtenção de tomografias.
- A generalização do mapeamento de superfícies de descontinuidade utilizando métodos fotogramétricos, de laser scan 3D e de tratamento de imagens digitais.

- O desenvolvimento de métodos de medição do estado de tensão *in situ*, associado a metodologias avançadas para a sua interpretação.
- A introdução de sistemas de classificação dos maciços rochosos com base em diversos parâmetros que os caracterizam (tais como RMR, Q e GSI), que trouxeram uma descrição codificada dos maciços rochosos e são hoje utilizados em projetos em todo o mundo.
- A representação 3D do terreno – incluindo a geologia, as descontinuidades, as unidades geotécnicas e as obras ou intervenções a realizar – associada a sistemas de informação geográfica contendo informação geotécnica e outra de interesse para os projetos, sejam eles civis, de minas ou outros.

2.2.3 – Propriedades das rochas e dos maciços rochosos

- A distinção clara entre duas escalas: a escala das amostras de rocha, que podem ser ensaiadas no laboratório, e a escala do maciço rochoso, que é a escala de interesse para a maioria das realizações da engenharia e que tem de ter em consideração a presença de descontinuidades.
- A aprovação de Normas de vários ensaios comuns de mecânica das rochas e o papel pioneiro dos sucessivos Métodos Sugeridos da ISRM.
- O desenvolvimento de ensaios *in situ* para caracterização das propriedades mecânicas e hidráulicas dos maciços rochosos.
- A utilização de prensas rígidas, servo-controladas, em ensaios laboratoriais para estudo da rotura progressiva das rochas, sob estados de compressão triaxiais, com recurso a sistemas de controlo e aquisição de dados computadorizados, e a sua monitorização com sensores específicos.
- Os avanços na modelação numérica da rotura das rochas e dos maciços rochosos utilizando modelos descontínuos.
- O desenvolvimento de metodologias de base empírica para estimar a resistência e a deformabilidade dos maciços rochosos, utilizando sistemas de classificação dos maciços rochosos e resultados de ensaios laboratoriais.
- O desenvolvimento de métodos de ensaio de deslizamento de descontinuidades sob tensão normal ou rigidez normal constantes.
- Os avanços na compreensão da influência da rugosidade e dos materiais de preenchimento das descontinuidades na sua resistência ao corte e rigidez.
- A melhoria da compreensão do escoamento de fluidos em descontinuidades e em maciços rochosos descontínuos.
- A introdução dos princípios da mecânica da fratura na mecânica das rochas e o desenvolvimento dos métodos de ensaio.
- Os avanços na descrição estatística dos sistemas de descontinuidades e o desenvolvimento de metodologias para sua representação e simulação.

2.2.4 – Análise para o projeto e a investigação

- A compreensão da interação entre o terreno e os elementos de suporte e reforço do maciço rochoso durante o processo de escavação.
- O desenvolvimento dos modelos numéricos em geral, como resultado do desenvolvimento extraordinário do poder de computação até aos nossos dias e dos desenvolvimentos teóricos que tiveram lugar, que possibilitaram a sua aplicação em análises de crescente complexidade, quer em estudos de investigação de diversos fenómenos, quer no cálculo para apoio ao projeto.
- O desenvolvimento e a aplicação de métodos utilizando diferentes tipos de discretização dos maciços rochosos, possibilitando análises de meio contínuo e descontínuo, bi- e tridimensionais, nomeadamente métodos dos elementos finitos, das diferenças finitas, dos elementos de fronteira, sem malha, dos elementos discretos, ou suas variantes e combinações.

- A “democratização” da utilização de modelos numéricos por engenheiros e técnicos não especialistas no seu desenvolvimento, proporcionado pela crescente disponibilização de programas comerciais que permitem a consideração de problemas complexos em termos de geometria, modelos constitutivos, análises não lineares e o estudo acoplado de diversos fenómenos, nomeadamente mecânicos, hidráulicos, térmicos e químicos.
- A introdução de abordagens probabilísticas para consideração das ações e das propriedades dos materiais, mas que na mecânica das rochas adquirem especial importância no que se refere à definição geométrica das superfícies de descontinuidades, nomeadamente pela utilização de sistemas discretos de fraturas (*Discrete Fracture Networks* - DFN).
- A implementação de métodos de verificação da segurança de base semi-probabilística ou probabilística, utilizando os princípios da teoria da fiabilidade, nomeadamente pela aplicação do sistema de Eurocódigos estruturais à geotecnia e pelo início da sua aplicação em projetos de mecânica das rochas.

2.2.5 – Construção

- Os desenvolvimentos na escavação mecanizada de maciços rochosos, a céu aberto ou em subterrâneo, utilizando equipamentos de diversos tipos com dimensões cada vez maiores, com maior potência e produtividade, para aplicações de engenharia civil e de minas, com menores impactos no ambiente.
- Os desenvolvimentos, em especial, das tuneladoras de secção completa atingindo secções de grande dimensão, com aptidão para escavar terrenos heterogêneos, desde solos a maciços rochosos rijos, com condições difíceis em termos da presença e da pressão da água ou de estados de tensão elevados.
- Os avanços na compreensão do comportamento conjunto dos maciços e dos elementos de reforço e de suporte durante o processo de escavação, e o desenvolvimento de metodologias integradas de construção de obras subterrâneas, quer com recurso a tuneladoras, quer a explosivos, nomeadamente o novo método austríaco (NATM) e suas variantes.
- O desenvolvimento de novos materiais e elementos para reforço e suporte dos maciços, nomeadamente betão projetado reforçado ou não com fibras, novos tipos de pregagens utilizando novos materiais, ou a prefabricação de elementos de suporte.
- A melhoria das técnicas de furação e de corte de rocha, resultante da melhor compreensão dos processos de fragmentação por meios mecânicos ou usando explosivos.
- A utilização de novos tipos de explosivos para diferentes aplicações.
- Os grandes avanços em todos os domínios da automação e robotização dos processos de furação, de escavação mecanizada e com recurso a explosivos, ou da colocação de elementos de reforço e de suporte dos maciços.

2.2.6 – Observação

- O desenvolvimento de equipamentos e metodologias para a medição de coordenadas e deslocamentos por taqueometria e nivelamento de alta precisão, GNSS, fotogrametria terrestre e aérea digital, varrimento laser (LiDAR), ou interferometria por radar de abertura sintética (InSAR).
- A utilização de técnicas de microssísmica na monitorização de micro-roturas no âmbito do controlo de golpes de rocha (*rockbursts*) durante a escavação a grande profundidade.
- O desenvolvimento de sistemas integrados de observação, com acesso e controlo remotos, para aquisição de dados, seu armazenamento, processamento, interpretação, emissão de relatórios e alertas, que fornecem informação em tempo real e permitem a tomada de decisões atempadas, nomeadamente através de sistemas de gestão do risco.

- A consideração da observação como aspeto fundamental para controlo da segurança durante a construção, nomeadamente pela comparação de valores previstos com valores observados.
- A consideração da observação como parte de um processo integrado de projeto, construção e observação no âmbito do que é designado por método observacional.
- A utilização da retroanálise dos resultados da observação, quer relativos ao comportamento quer à rotura das obras geotécnicas, para identificação de valores das propriedades dos materiais e para melhoria da compreensão dos modos de rotura.

3 – PERSPETIVAS DE EVOLUÇÃO DA MECÂNICA DAS ROCHAS

3.1 – Aplicações

A mecânica das rochas emergiu, como se viu, ligada a aplicações em engenharia civil e de minas. Foi o caso dos túneis ferroviários e, muito posteriormente, rodoviários, das fundações de barragens, dos taludes rochosos para vias de comunicação e minas a céu aberto, ou das minas subterrâneas, nomeadamente de carvão. Com a diminuição da atividade nas obras de construção civil e na atividade mineira nos países industrializados, e o advento de outras atividades relacionadas com o espaço subterrâneo, a profundidades crescentes e com intervenções em terrenos de maior complexidade, outras aplicações vieram a ter lugar, de forma que a situação atual é substancialmente diferente da existente há 60 anos, e esta tendência irá acentuar-se no futuro.

Os desafios no âmbito da engenharia civil resultarão do aumento da complexidade das obras a executar. A crescente ocupação do terreno, à superfície e em subterrâneo, fará com que as novas construções se localizem em maciços rochosos mais complexos, quer pelas suas piores propriedades mecânicas e hidráulicas, quer pelas condições de estado de tensão e hidrogeológicas, quer ainda pelo menor conhecimento devido às dificuldades na prospeção. Por outro lado, fará com que se construa em locais com maior risco de acidentes, tais como taludes naturais com declives acentuados ou zonas de elevada sismicidade. Uma complexidade adicional residirá na crescente dimensão das obras. A mitigação das consequências de acidentes irá resultar no desenvolvimento de sistemas de alerta com crescente eficiência.

São de referir as obras subterrâneas urbanas (túneis rodoviários, ferroviários e para drenagem, estacionamento), fundações de mega-barragens de betão (altura > 250 m) com uma problemática distinta da das barragens usuais (Figura 3), cavernas para mega-centrais hidroelétricas e para armazenamento de sólidos e de fluidos, túneis viários a grandes profundidades (> 1000 m) (Figura 4) e submarinos, a prevenção de deslizamentos de terrenos em zonas montanhosas e urbanas.

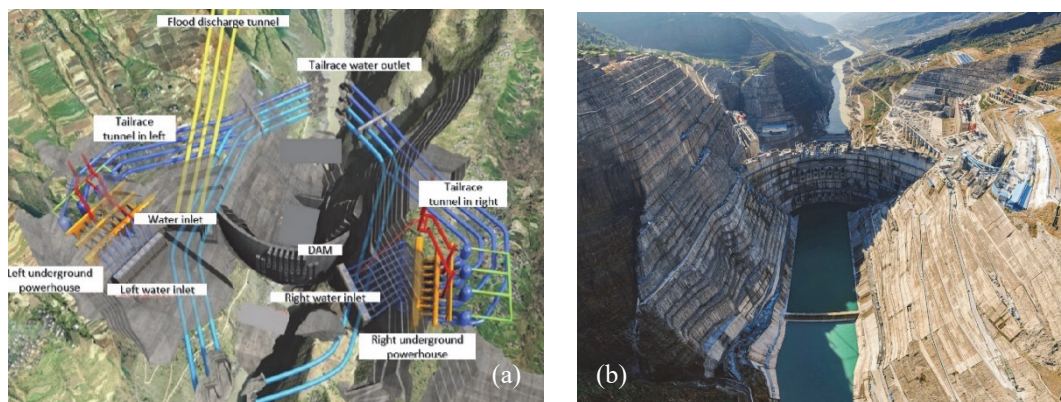


Fig. 3 – Mega-barragem de Baihetan: (a) Modelo 3D das obras subterrâneas (Meng et al., 2020); (b) Vale e barragem em construção.

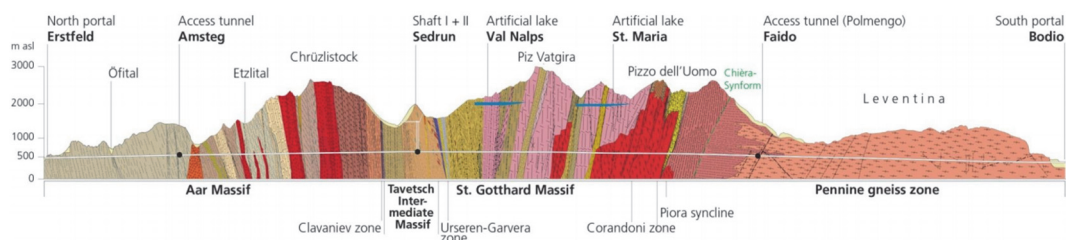


Fig. 4 – Túnel base de Gotthard: perfil geológico longitudinal (Alptransit, 2021).

A área da mineração passará por desafios não muito diferentes dos da engenharia civil. Os desafios do futuro, ditados pela procura de minerais a nível mundial, serão a exploração de minérios a maiores profundidades, quer em subterrâneo quer a céu aberto, com riscos crescentes. Em países produtores de carvão, os aspetos relacionados com avanços nos métodos de exploração necessitarão de intervenção da mecânica das rochas (Dhar, 2016). Requisitos mais severos no que se refere ao controlo dos estalos de rocha (*rockbursts*) à ventilação, ao controlo da temperatura, à segurança e às questões ambientais serão mais condicionantes.

O encerramento de minas não elimina completamente os riscos de efeitos negativos à superfície no período após a operação (Didier et al, 2008). Problemas de subsidência e de roturas em chaminé em minas subterrâneas (Figura 5), ou de instabilidade de taludes em minas a céu aberto, continuarão a requerer a atenção dos especialistas de mecânica das rochas.



Fig. 5 – Roturas após o encerramento de minas: (a) subsidência controlada por descontinuidades; (b) rotura em chaminé numa mina de gesso (Didier et al., 2008).

O sector da energia está a ser alvo de pressões de dois tipos, de certa forma antagónicas: por um lado, o crescimento da procura de energia em consequência do aumento da população e das necessidades da indústria, e por outro lado as crescentes restrições ambientais. Está, assim, a sofrer um processo de transformação, no sentido de adaptar os modos de produção e também de armazenamento de resíduos aos novos paradigmas.

A produção de hidrocarbonetos baseada em métodos não convencionais em maciços sedimentares, tem tido importantes desenvolvimentos, com furações a maiores profundidades, sob temperaturas e estados de tensão elevados, em maciços rochosos não fraturados e com permeabilidades muito reduzidas, como é o caso do gás de xisto. Estas formações necessitam de ser sujeitas a fraturação hidráulica, em furos propositadamente desviados para as atingir, por forma a criar caminhos para a circulação dos fluidos para os furos de extração (Figura 6a). A mecânica das rochas será cada vez mais chamada a intervir nestes problemas, estudando a propagação de fraturas e os fenómenos térmicos, hidráulicos, mecânicos e químicos (THMC) de forma acoplada (Pellet, 2018).

Os sistemas geotérmicos melhorados (*enhanced geothermal systems*) profundos localizam-se em formações rochosas plutônicas cristalinas, com sistemas de descontinuidades pré-existent, mas que necessitam de ser estimuladas por fraturação hidráulica, para aumentar as trocas de calor entre o maciço e a água circulante (Figura 6b). Requerem crescente contribuição da mecânica das rochas, nomeadamente no estudo das propriedades dos maciços, dos sistemas de fraturas e do estado de tensão de origem tectónica, na utilização de análises acopladas THMC, bem como na prevenção de acidentes devidos à reativação de falhas e à sismicidade induzida associada, relacionadas com os aspetos da resposta dinâmica dos sistemas e da propagação da fraturação (Pellet, 2017).

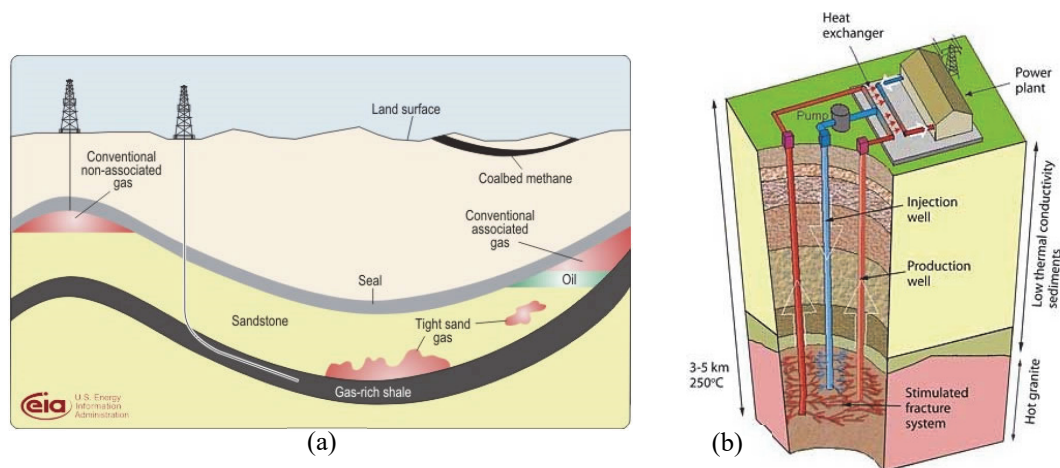


Fig. 6 – (a) esquema geométrico de depósitos convencionais e não convencionais de gás (EIA, 2010); (b) esquema de um sistema geotécnico melhorado (GW, 2021).

Ainda no campo ambiental, a mecânica das rochas desempenhará um papel de crescente importância em vários domínios, de que se destacam: o sequestro de dióxido de carbono em depósitos profundos para redução das emissões para a atmosfera, nos quais é necessário assegurar a não migração do gás para a atmosfera e evitar a contaminação dos aquíferos; o armazenamento subterrâneo de resíduos radioativos, com soluções já em funcionamento ou em desenvolvimento em diferentes ambientes geológicos, nos quais é necessário avaliar o dano em redor das cavernas para evitar a migração de elementos radioativos; a armazenagem subterrânea de gás em cavernas de sal (Bérest e Côme, 1993; Bérest, 2013). Após o acidente com a central nuclear de Fukushima, no Japão, voltou a suscitar interesse uma ideia, já considerada no passado, de construir centrais nucleares no espaço subterrâneo, garantindo desta forma uma redução do risco de dispersão aérea de materiais radioativos em caso de acidente, bem como uma diminuição do risco face à ocorrência de sismos. (Duffaut e Sakurai, 2018).

A preservação do património construído é uma área de atividade onde a mecânica das rochas tem desempenhado um papel relevante. Em primeiro lugar, a questão da conservação e restauro e monumentos e outras estruturas de alvenaria de pedra constitui um domínio onde existe uma vasta experiência, nomeadamente sobre os processos de degradação das rochas ao longo do tempo em face das condições ambientais (Figura 7), e sobre as metodologias de intervenção mais adequadas (Delgado Rodrigues, 2004).



Fig. 7 – (a) Biocolonização em calcários do mosteiro dos Jerónimos; (b) desintegração de um bloco de granito (Delgado Rodrigues, 2007).

Do ponto de vista do comportamento estrutural, a mecânica das rochas tem obviamente intervenção nos problemas de fundação destas estruturas (Jackson e Marra, 2006). De salientar ainda a utilização comum de instrumentos de modelação numérica na análise de obras em maciços rochosos e de estruturas de alvenaria de pedra. Na realidade, os modelos de blocos ou elementos discretos, que surgiram inicialmente na mecânica das rochas, têm demonstrado um excelente desempenho no estudo de estruturas de alvenaria de blocos, onde as descontinuidades assumem igualmente um papel crítico do ponto de vista da estabilidade (Figura 8). Em particular, é de referir a sua aplicação na análise do comportamento de estruturas históricas sob ações sísmicas (Psycharis et al., 2003). Tal como nos outros domínios, é de prever o incremento do emprego deste tipo de representação, progressivamente com um maior refinamento, e apoiando-se em idealizações constitutivas mais elaboradas dos materiais e das descontinuidades. Para além destes problemas essencialmente relacionados com o comportamento mecânicos, o estudo das estruturas antigas exige a capacidade de analisar e prever a evolução de fenómenos de deterioração dos materiais ao longo do tempo e, portanto, de modelos avançados de interação entre os diversos fenómenos físicos e químicos em jogo.

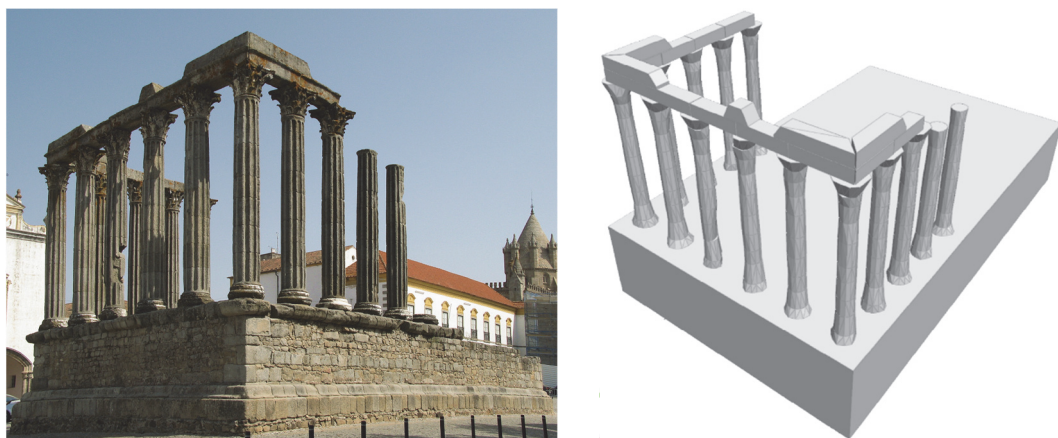


Fig. 8 – Templo romano de Évora e modelo de elementos discretos (Nayeri, 2012)

Saindo ainda mais dos domínios tradicionais das aplicações da mecânica das rochas, com a exploração do espaço o interesse pelo conhecimento dos terrenos em outros planetas e a corrida para

o estabelecimento de bases e a exploração de minérios na Lua ou em Marte (Rostami, 2021), a humanidade terá de lidar com maciços rochosos desconhecidos, sob condições diferentes das da Terra. A mecânica das rochas extraterrestres tem já algum desenvolvimento, nomeadamente para a abertura de furos de sondagem (Figura 9a) em robôs transportados em missões a Marte. Numa análise das fotografias de Marte, Aydan (2017) considera haver grandes semelhanças em termos das descontinuidades, da alteração das rochas, dos mecanismos de rotura por deslizamento e por rotação de blocos em taludes (Figura 9b), concluindo que os problemas de mecânica das rochas em Marte são muito semelhantes aos da Terra, se devidamente considerados os diferentes campos gravitacionais, temperaturas, condições atmosféricas e ausência de água.



Fig. 9 – Mecânica das rochas extraterrestres: (a) sonda para furação do robô *Preservance* em Marte (ABC, 2021); (b) rotura de um talude em Marte (Aydan, 2017)

3.2 – Prospeção e caracterização dos maciços rochosos

A caracterização dos maciços rochosos terá de enfrentar no futuro desafios de diferente natureza. Por um lado, a crescente utilização de modelos numéricos complexos, mas de utilização relativamente amigável do utilizador, associados a metodologias empíricas para obtenção de valores das propriedades dos maciços rochosos, tem levado ao falso julgamento de ser possível atingir níveis de fiabilidade elevados para as soluções de projeto, frequentemente com uma menor atenção à caracterização dos maciços e à não consideração da maior incerteza inevitavelmente associada a um pior conhecimento do terreno. Esta tendência para um refinamento das análises e da modelação, e uma menor consideração dos dados geotécnicos reais, deve ser evitada e para tal é fundamental o papel dos engenheiros experientes.

Outro desafio, de certa forma oposto ao anterior, decorrente da complexidade de alguns modelos numéricos de ponta, consiste na necessidade de dispor, como dados de partida, de parâmetros dos maciços rochosos que não são facilmente obtidos. É o caso de modelos de blocos discretos com consideração da geometria e da persistência das superfícies de descontinuidade, em que a atual capacidade de modelação de sistemas muito complexos, baseados em descrições estatísticas das superfícies de descontinuidade utilizando sistemas discretos de fraturas (*Discrete Fracture Networks*), associados a modelos de partículas ou blocos para simulação de maciços rochosos, exigem a utilização de novas metodologias de caracterização da geometria dos maciços.

Segundo Fairhurst (2010) “O próximo passo fundamental para o avanço da mecânica das rochas e da engenharia das rochas consiste na obtenção de dados confiáveis, à escala dos maciços, por forma a calibrar e melhorar as previsões numéricas. Deve ser dada, com urgência, atenção ao desenvolvimento de formas de obter esses dados com custos razoáveis”. O mesmo autor refere ainda que “à medida que a mecânica das rochas se foca na escala dos maciços, o seu avanço necessita de uma maior interação com a geologia de engenharia”.

É interessante referir a introdução do conceito de “modelo do terreno” (*ground model*) na nova geração do Eurocódigos, prevista para entrar em vigor em 2024 (CEN, 2021), definido como: “esquema específico do sítio, da disposição e das características do terreno e da água do terreno, com base nos resultados da prospeção e de outros dados disponíveis”. O conceito de modelo integrando todos os dados disponíveis vai no sentido referido por Fairhurst (2010) de considerar os maciços como um todo, em que o que é relevante é o seu comportamento à escala do maciço.

Por outro lado a disponibilidade de novas tecnologias, nomeadamente de imagens digitais obtidas por meios terrestres ou aéreos, com a crescente vulgarização dos veículos aéreos não tripulados (*drones*), bem como de varrimentos por laser (3D laser scan, LiDAR), associadas a ferramentas de inteligência artificial para o reconhecimento de padrões, levarão à sua utilização na caracterização dos maciços rochosos de forma mais intensa e com novas aplicações.

A representação espacial georreferenciada dos dados da prospeção do terreno recorrendo a métodos de BIM tem já uma expressão relevante e é, sem dúvida, uma metodologia que terá notáveis avanços no futuro próximo e uma utilização cada vez maior.

O conhecimento sobre atividade sísmica e os riscos que coloca nas regiões em que se manifesta tem avançado significativamente, para o que tem contribuído o maior número e qualidade dos registos obtidos nas redes sísmicas, assim como as tecnologias InSAR que permitem quantificar de forma mais rigorosa os movimentos da superfície associados a estes fenómenos (Lanari et al., 2010). A investigação nesta área tem claramente afinidades com a mecânica das rochas e a compreensão dos fenómenos geológicos é essencial para a engenharia de obras em maciços rochosos.

3.3 – Propriedades das rochas e dos maciços rochosos

Com base no conhecimento dos maciços obtido nos trabalhos de prospeção e caracterização, bem como nos resultados de ensaios *in situ* ou laboratoriais, é possível quantificar as propriedades dos maciços com interesse para a análise e o projeto das realizações. Ulusay e Gersek (2017) apresentam uma extensa reflexão sobre as futuras necessidades de desenvolvimento de métodos de ensaio, dando especial relevo aos referidos seguidamente.

- ensaios de rochas a temperaturas elevadas, particularmente para problemas de armazenamento de resíduos radioativos;
- ensaios dinâmicos das rochas, nomeadamente de resistência ao corte de descontinuidades sujeitas a carregamentos dinâmicos;
- ensaios de medição do estado de tensão em maciços rochosos, quer no campo quer em laboratório usando técnicas de emissão acústica;
- técnicas de amostragem e ensaios de rochas brandas;
- ensaios de rochas designadas por *bimrocks* (*built in matrix rocks*), compostas por blocos de rocha inseridos numa matriz de textura mais fina;
- ensaios triaxiais verdadeiros para estudo da influência da tensão principal média na resistência e na deformabilidade;
- ensaios para determinação de parâmetros de escavabilidade de rochas;
- ensaios para determinação de limites de dano para prevenção de lasqueamento (*spalling*) em redor de escavações;
- ensaios para avaliação da alterabilidade e de taxas de degradação das rochas.

Os ensaios triaxiais verdadeiros revelam-se de uma importância crescente para investigação da influência da tensão principal média na resistência, na deformabilidade e na permeabilidade das rochas e também na propagação de ondas.

No que diz respeito a laboratórios de investigação subterrâneos (*underground research laboratories* – URL), é expectável que venha a aumentar o seu número e o tipo de ensaios e investigações que neles se poderão realizar. Os URL podem desempenhar um papel relevante na validação de desenvolvimentos teóricos. São utilizados fundamentalmente em investigações

experimentais relacionadas com o estudo acoplado de processos termo-hidro-mecânico-químicos em maciços rochosos, que é relevante para problemas de armazenagem de resíduos radioativos e projetos de produção de energia geotérmica (Wang et al., 2017).

No que se refere às propriedades dos maciços rochosos, é hoje em dia prática comum a utilização do critério de rotura de Hoek-Brown e de uma série de outras equações empíricas que lhe estão associadas, para obter parâmetros de resistência e de deformabilidade dos maciços rochosos com base em ensaios triaxiais em laboratório e em observações qualitativas do maciço rochoso, nomeadamente das descontinuidades, utilizando o GSI (*geological strength index*) (Hoek e Brown, 2019). Muitas vezes essas equações são utilizadas sem contestação e são consideradas de aplicação universal. No entanto, é interessante recordar as palavras de Evert Hoek numa carta dirigida ao editor do News Journal da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas em 1994 (Hoek, 1994):

“In writing Underground Excavations in Rock almost 15 years ago, Professor E.T. Brown and I developed the Hoek-Brown failure criterion to fill a vacuum which we saw in the process of designing underground excavations. Our approach was entirely empirical, and we worked from very limited data of rather poor quality. Our empirical criterion and our estimates of the input parameters were offered as a temporary solution to an urgent problem.

In retrospect, it is clear that we were naïve in believing that our emergency criterion would soon be replaced by a set of well-researched predictive tools which were well substantiated by field studies and back analyses of real rock engineering case histories. In fact, the reverse has happened, and I am alarmed to see the Hoek-Brown criterion being applied to problems which we did not even dream about when we made those desperate estimates 15 years ago”.

Quer isto dizer que será importante continuar a desenvolver estudos para procurar um critério de rotura robusto para maciços rochosos, baseado em dados e em princípios sólidos, não para substituir desde já o de Hoek-Brown na prática da engenharia das rochas, com o qual existe uma grande experiência na sua aplicação, mas pelo menos para investigação e para tipos específicos de aplicação. Tal critério teria vantagem em considerar a tensão principal intermédia (Chang e Haimson, 2012), evitar pontos angulosos no plano octaédrico de tensões e ter uma lei de cedência definida (Pan e Hudson, 1988), bem como complementado por uma definição do comportamento pós-pico e transição para o estado residual (Crowder e Bawden, 2004).

Outro aspeto relevante tem a ver com a variabilidade intrínseca dos valores das propriedades dos maciços rochosos e das incertezas que lhe estão associadas. Os valores considerados nos cálculos para verificação da segurança devem ter em conta esta incerteza, por forma a que possam ser atingidos os níveis de fiabilidade desejados. No âmbito dos Eurocódigo 7 (CEN, 2021), esta incerteza é considerada mediante a utilização de valores característicos das propriedades do maciço rochoso, nomeadamente das propriedades resistentes, tais como a resistência ao corte. Os valores característicos são, em princípio, definidos em termos probabilísticos, embora o número de dados frequentemente não o permita. É, por isso, importante realizar estudos estatísticos das propriedades das rochas e dos maciços rochosos, que permitam apoiar a obtenção de valores característicos das propriedades mais relevantes para o cálculo e a verificação da segurança.

3.4 – Análise para o projeto e a investigação

Os métodos de análise de problemas de mecânica das rochas têm evoluído no sentido de um recurso cada vez mais importante às ferramentas de modelação numérica, uma tendência que se deverá manter no futuro. Na realidade, o desenvolvimento de modelos numéricos mais complexos, potencialmente capazes de capturarem com maior fidelidade o comportamento observado dos maciços rochosos, em paralelo com o aumento da capacidade dos meios computacionais, tem permitindo a sua utilização mais intensiva nas diversas fases da atividade de projeto. Starfield e Cundall (1988), num artigo pioneiro sobre a metodologia de modelação em mecânica das rochas,

salientavam o seu papel primordial como instrumento a que o engenheiro pode recorrer para a compreensão dos fatores dominantes num dado problema, nomeadamente permitindo testar as diversas hipóteses compatíveis com os dados experimentais disponíveis. Nesta perspetiva, tem-se intensificado a utilização diversificada dos modelos em múltiplas situações. Um exemplo que tem assumido importância crescente é a simulação detalhada das condições de execução de ensaios laboratoriais ou de campo, permitindo uma visão crítica da informação experimental. Em simultâneo, a utilização sistemática de modelos na análise do comportamento observado, para além de contribuir para a questão fundamental da sua validação, permite uma análise em pormenor o desempenho das obras. O desenvolvimento dos meios computacionais aponta para a possibilidade de modelação do comportamento em tempo real, com atualização permanente dos modelos através de técnicas avançadas de calibração (Sjoberg, 2020).

Constituindo as descontinuidades um facto determinante na resposta dos maciços rochosos, a sua representação nos modelos numéricos constituiu, ao longo das últimas décadas, um dos desafios mais importantes para os investigadores neste domínio. Os objetivos para o desenvolvimento dos métodos de análise definidos nos tempos iniciais da mecânica das rochas (Rocha, 1964) foram globalmente alcançados com os atuais modelos de elementos finitos e elementos discretos que permitem a representação pormenorizada do meio descontínuo nas mais diversas situações (Fairhurst, 2019). A simulação de solos e rochas por meio de sistemas de partículas ou blocos foi já, há duas décadas, apontada como o paradigma futuro da modelação em Geotecnia (Cundall, 2001). É de prever o uso mais intensivo de modelos das obras a uma escala mais fina, tais como o conceito de “*Synthetic Rock Mass*” SRM, proposto por Ivars et al. (2011) (Figura 10). Estes modelos, no entanto, são obviamente mais exigentes na informação que exigem, e, portanto, dependentes das possibilidades efetivas de prospeção e caracterização, no campo e no laboratório.

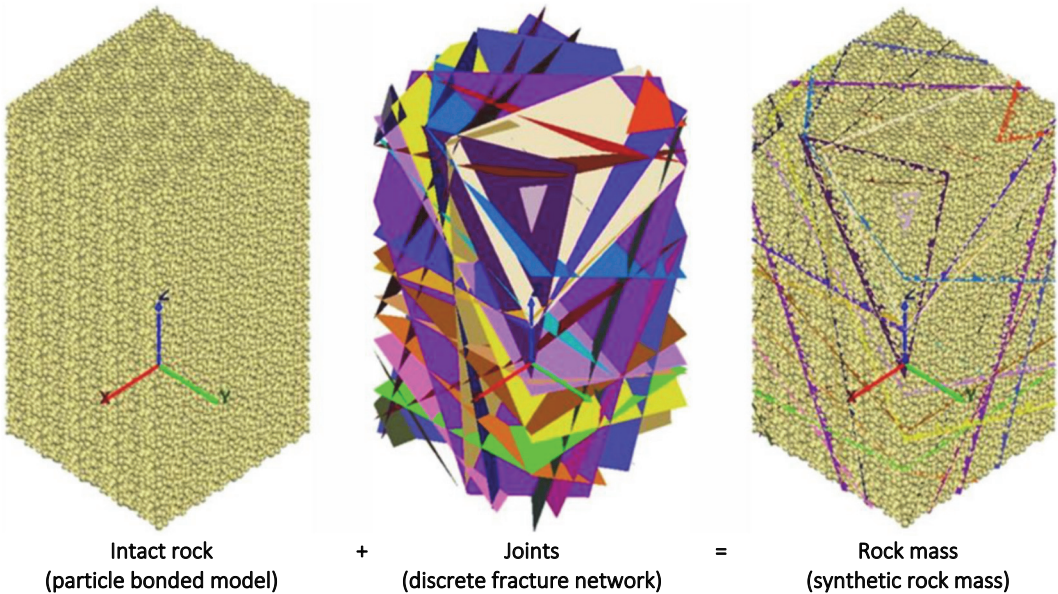


Fig. 10 – Conceito de “*Synthetic Rock Mass*” SRM (Lorig e Varona, 2013)

Uma vez que os parâmetros essenciais que regem a resposta mecânica das rochas e dos maciços apenas podem ser obtidos em termos estatísticos, torna-se necessário incorporar nas representações a variabilidade natural dos meios geológicos e a incerteza do nosso conhecimento (Elmo e Stead, 2020). Deste modo, a utilização de modelos estocásticos, baseados numa realização das distribuições estatísticas suscetíveis de ser ajustadas às principais grandezas em jogo, será naturalmente cada vez

mais importante. Os meios computacionais disponíveis ainda limitam muito a utilização das séries de simulações que uma análise de Monte Carlo exige, para a maioria dos problemas de interesse prático. Contudo, a tendência para conceitos probabilísticos de segurança é um facto adquirido, e que irá condicionar toda a prática da modelação.

No quadro dos modelos de meio descontínuo, a questão da propagação da fratura através da matriz rochosa, nomeadamente da extensão das descontinuidades pré-existentes, continua a ser um tema em que são de esperar desenvolvimentos nos próximos anos, o que permitirá evitar o carácter excessivamente conservativo de muitos modelos descontínuos. Efetivamente, nos modelos à escala da obra, por exemplo em estudos de avaliação da segurança de fundações de barragens (Espada et al., 2018), apesar de já ser possível representar a compartimentação do maciço com algum pormenor, os blocos da matriz rochosa são ainda habitualmente considerados como rígidos ou elásticos. Nesta linha de desenvolvimento, os denominados “*bonded-block models*” (Garza-Cruz e Pierce, 2014) constituem uma proposta interessante na simulação de processos de fratura e fragmentação, e, portanto, da transição contínuo-descontínuo, essencial a uma quantificação mais rigorosa da segurança de obras em maciços rochosos (Figura 11).

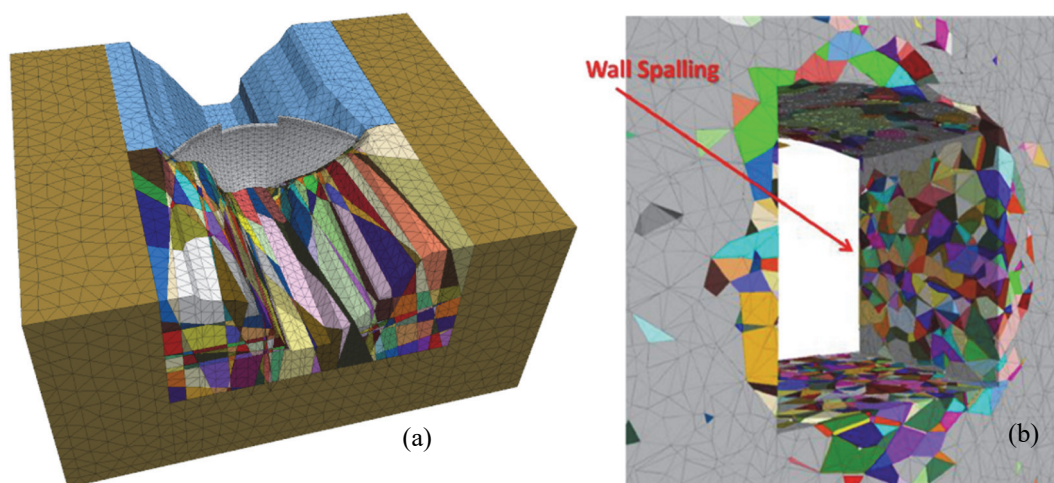


Fig. 11 – (a) Modelo de elementos discretos da fundação da barragem de Foz Tua (Espada et al. 2018); (b) *bonded-block model* para estudo do comportamento deformacional de *block caving* (Fairhurst, 2019)

Um modelo é sempre uma representação da realidade física, e em todas as fases de análise se coloca a questão do nível de pormenor necessário, em face dos objetivos concretos de cada projeto. Um detalhe excessivo penaliza os tempos de cálculo, assim como a avaliação dos resultados, por vezes sem grandes vantagens. Para modelos de grande extensão, dada a impossibilidade de refinamento generalizado, a utilização de modelos multi-escala deverá assumir maior relevo (Liu et al., 2018). Esta abordagem tem por base uma interação entre uma malha mais larga que cobre o domínio em análise e um simulador do comportamento constitutivo de cada elemento, o qual pode consistir num modelo numérico de pormenor do elemento de volume representativo, ou mesmo recorrer a ferramentas de inteligência artificial, tais como redes neuronais (Masi et al., 2021).

Uma tendência que irá certamente acentuar-se prende-se com o uso de modelos acoplados que consideram a interação de fenómenos físicos de natureza diversa. A interação hidromecânica resultante de escoamento de fluidos em maciços rochosos, em especial através das descontinuidades, é corrente atualmente, nomeadamente no estudo de fundações de barragens. Em engenharia de petróleo, acresce a importância dos fenómenos de fracturação hidráulica. Nos problemas ambientais, a questão do transporte assume grande acuidade. A inclusão das variáveis térmicas, e a sua interação

com os processos mecânicos e hidráulicos, ou ainda químicos (THMC), é de grande importância em problemas ambientais, como o armazenamento de resíduos (Hudson et al., 2017), ou em projetos de engenharia geotérmica (Jing et al., 2000). A previsão do comportamento a longo prazo é um requisito importante nestes projetos, por exemplo, no estudo da utilização de antigas minas de sal para repositório de resíduos, em que a avaliação dos efeitos térmicos e de fluência na integridade das cavernas exige análises complexas (Heuserman et al., 2017) (Figura 12). A caracterização rigorosa dos parâmetros que regem a interação entre as diversas grandezas físicas é o desafio mais importante para o sucesso destes modelos acoplados.

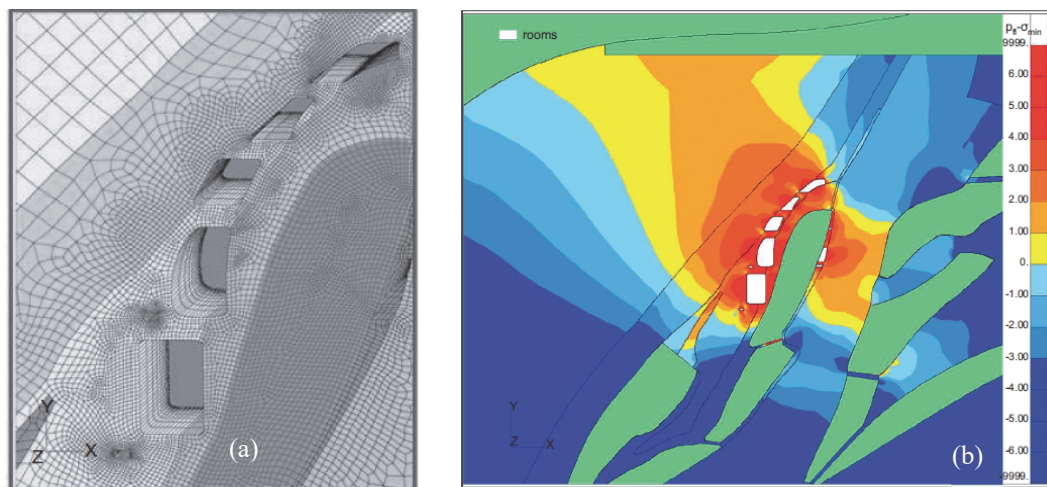


Fig. 12 – Modelação de um repositório de resíduos em estruturas salíferas: (a) malha de elementos finitos 3D; (b) áreas suscetíveis de fratura a longo prazo (Heusermann et al., 2017)

A consideração da variável temporal é sempre um elemento de complexidade nas tarefas de modelação. Neste campo, contam-se, em primeiro lugar os processos de evolução lenta, relacionados com o comportamento a longo prazo, como sejam a fluência, alteração, ou degradação material. No outro extremo da escala de tempos, incluem-se os fenómenos dinâmicos. A modelação numérica de problemas dinâmicos, nomeadamente no caso habitual de sistemas não-lineares que exigem uma solução passo-a-passo no tempo, tem sempre custos computacionais elevados. É de prever a sua utilização mais alargada, embora provavelmente ainda recorrendo a representações menos complexas dos maciços rochosos, de modo a permitir cálculos menos onerosos. A previsão da resposta dinâmica e a avaliação da segurança das obras sob ação sísmica são questões para os quais serão exigidas respostas mais rigorosas. O comportamento de rochas e maciços rochosos sob a ação de explosivos constitui também um tema de investigação importante, igualmente dependente da existência de meios de cálculo poderosos (Furtney et al. 2016).

Em anos recentes, os desenvolvimentos mais influentes nas metodologias de modelação numérica têm decorrido talvez mais dos avanços na área do software, do que das formulações teóricas que lhe estão subjacentes. Em primeiro lugar, é de referir os métodos de geração de modelos que permitem criar sistemas maiores e mais complexos com um esforço menor da parte do engenheiro. A ligação das tecnologias de CAD aos programas de análise irá certamente intensificar-se, de modo que as características concretas de um dado maciço possam ser reproduzidas com realismo num modelo numérico, facilitando a sua atualização progressiva à medida que mais informação se torna disponível.

Outro aspeto onde se podem prever desenvolvimentos de grande impacto é a possibilidade de ligação entre modelos de cálculo diversos, baseados em métodos distintos ou abordando fenómenos

físicos de natureza diversa, com migração fácil de informação e dos resultados obtidos nas sucessivas fases de análise. Esta questão será certamente facilitada pela adoção de software com maior flexibilidade de utilização, nomeadamente permitindo ao engenheiro a programação e automatização de tarefas, com base em linguagens de programação interna. De grande importância, em especial no campo da investigação e de aplicações mais avançadas, é a possibilidade de introduzir modelos constitutivos do comportamento dos materiais ou das descontinuidades.

A velocidade de cálculo é essencial para viabilizar modelos mais refinados e complexos. Neste domínio, o recurso à paralelização de tarefas é a principal via que tem sido avançada. A utilização eficiente de processadores múltiplos é já efetuada por muitos programas disponíveis em máquinas correntes. A paralelização massiva em redes com memória distribuída é, contudo, fundamental para permitir um incremento significativo da velocidade de cálculo. De referir ainda a generalização do acesso a meios computacionais disponíveis em redes globais (*cloud computing*), que irá colocar meios cada vez mais poderosos à disposição do engenheiro.

Outro aspeto relevante no âmbito da análise de problemas de mecânica das rochas é o da verificação da segurança para o projeto das estruturas geotécnicas. O método mais habitual tem sido a utilização de coeficientes de segurança globais, com valores específicos para diferentes tipos de obras e de verificações da segurança. São valores fixados de forma empírica e determinística, que traduzem a experiência existente. Embora tendo desvantagens na consideração das incertezas de diversas natureza e origem, têm aspetos importantes a seu favor, que consistem em estarem calibrados pela experiência da sua utilização generalizada e em serem de fácil utilização.

Mais recentemente, têm entrado em vigor regulamentos para o projeto de estruturas geotécnicas que consideram a natureza aleatória das incertezas associadas aos parâmetros intervenientes na verificação da segurança. São disso exemplo as metodologias de verificação da segurança em relação a estados limites por métodos semi-probabilísticos preconizadas no Eurocódigo 7 (CEN, 2004) na Europa, utilizando valores característicos e coeficientes parciais aplicados às ações e seus efeitos, às resistências e às propriedades dos materiais, ou no *load and resistance factor design* – LRFD (AASHTO, 2020) nos E.U.A., utilizando coeficientes que afetam os valores nominais das ações e das resistências. Os métodos semi-probabilísticos são aproximações das soluções obtidas com métodos probabilísticos, em que a utilização de valores característicos e de coeficientes parciais pretende considerar a incerteza e obter a fiabilidade desejados. Têm a grande vantagem de, uma vez estabelecidos os valores dos parâmetros a utilizar e dos coeficientes parciais, a verificação da segurança ser feita de uma forma semelhante à via determinística e poderem, assim, ser aplicados com relativa facilidade na generalidade dos projetos.

No entanto, os métodos semi-probabilísticos têm também desvantagens, tais como: a hipótese da independência dos diferentes parâmetros considerados como variáveis aleatórias; o efeito simultaneamente estabilizador e desestabilizador de alguns parâmetros; a inexistência de valores de coeficientes parciais para alguns parâmetros, nomeadamente propriedades dos materiais; a não aplicabilidade de metodologias baseadas em coeficientes parciais e valores característicos para consideração das incertezas associadas a parâmetros geométricos. Na engenharia das rochas são especialmente relevantes as duas últimas: i) os coeficientes parciais apresentados no Eurocódigo 7 para as propriedades dos materiais consideram apenas parâmetros do critério de Mohr-Coulomb, obrigando à aplicação de metodologias aproximadas de linearização quando são utilizados os critérios de rotura não lineares usados em maciços rochosos, tais como os de Hoek-Brown e de Barton-Bandis; a consideração das propriedades geométricas das superfícies de descontinuidade de forma probabilística, nomeadamente a sua orientação, não é possível com o método semi-probabilístico adotado no Eurocódigo 7, embora a influência da sua geometria na verificação da segurança seja tão importante como a das suas propriedades resistentes.

Estas dificuldades são ultrapassadas recorrendo à teoria da fiabilidade estrutural e à utilização de métodos probabilísticos, os quais serão já permitidos na nova geração dos Eurocódigos, prevista para entrar em vigor em 2024, sempre que as incertezas na representação das ações, dos efeitos das ações e das resistências sejam tais que a utilização de métodos com base na teoria da fiabilidade

resulte numa representação significativamente melhor do que a utilização de coeficientes parciais (CEN, 2021). Os maciços rochosos são considerados como materiais que podem estar incluídos nestes casos, pois o seu comportamento é fortemente afetado pela presença de descontinuidades.

Os métodos probabilísticos, já utilizados em engenharia das rochas em situações restritas e relativamente simples, deverão ter um desenvolvimento acentuado no futuro (Low, 2019) (Harrison, 2019). Os métodos probabilísticos exatos, incluindo o método de Monte Carlo e suas variantes, assim com os métodos probabilísticos aproximados, como os FORM (*First Order Reliability Methods*) e muitos outros, deverão vir a ter desenvolvimentos teóricos e ver o seu âmbito de aplicação alargado a estruturas geotécnicas de crescente complexidade. A tal não será alheio o previsível crescimento acelerado das capacidades computacionais requeridas por estes métodos.

3.5 – Construção

Há certamente inúmeros aspetos relacionados com as realizações em maciços rochosos que sofrerão grandes evoluções no futuro próximo, nomeadamente os relacionados com a utilização do espaço subterrâneo. A necessidade de criar escavações cada vez com maiores secções, maior comprimento e a maior profundidade, a preços competitivos com outras soluções à superfície e em prazos cada vez mais reduzidos, resultará na necessidade de integração de uma melhor caracterização dos terrenos com análises cada vez mais realistas do comportamento das escavações, bem como com métodos de construção utilizando novos conceitos e novas tecnologias.

Optou-se por destacar, neste trabalho, a enorme evolução registada nas tecnologias associadas à construção de túneis, tendo no que respeita à eficiência dos métodos de escavação como ao reforço do maciço e aos suportes. Galler (2017) apresenta uma interessante análise dos aspetos principais dos métodos de escavação com recurso a explosivos e utilizando tuneladoras, bem como dos desenvolvimentos esperados, incluindo como aspeto fundamental a produção de matérias primas de alta qualidade a partir dos materiais de escavação, o que é do maior interesse dos pontos de vista ambiental e económico.

Existe, uma diferença radical entre os métodos de escavação por explosivos e por meios mecânicos do ponto de vista do padrão do *input* de energia (Hudson, 2012), sobre a qual importa refletir. Na escavação por explosivos, grandes quantidades de energia são introduzidas em intervalos de tempo de segundos, espaçados no tempo por períodos de muitas horas ou mesmo dias. Ao contrário, na escavação por meios mecânicos quantidades de energia muito menores são introduzidas de forma contínua. Esta tão grande diferença entre os dois métodos de escavação levará, certamente, a que seja possível desenvolver métodos de construção com maior *input* de energia de uma forma contínua, como se ilustra na Figura 13.

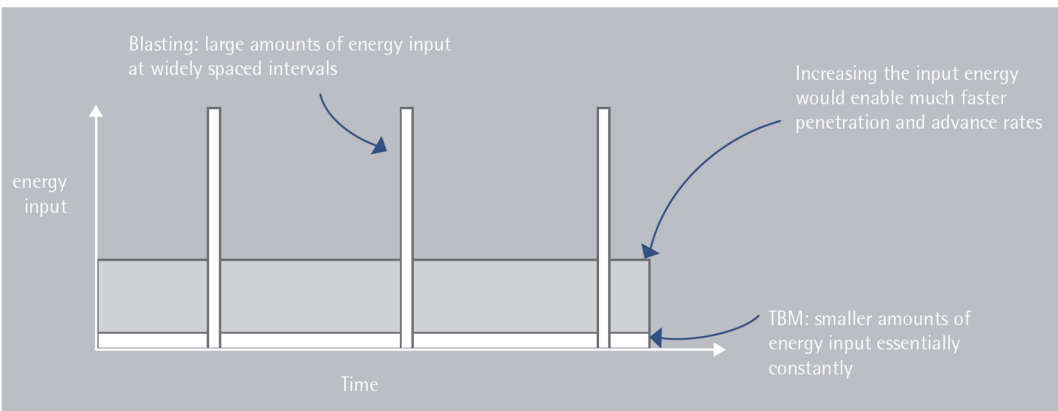


Fig. 13 – Energia associada a escavação de maciços rochosos por explosivos e por tuneladoras (Hudson, 2012)

O aumento do *input* de energia na escavação por meios mecânicos traduzir-se-á, obviamente, num aumento do ritmo da penetração, quer mediante o aumento do impulso sobre o terreno, com motores mais potentes, quer pela diminuição da resistência do maciço rochoso à penetração. Neste campo, é de referir a utilização de micro-ondas para o aquecimento rápido de alguns minerais constituintes da rocha e da água, por forma a induzir microfissuras e fraturas na rocha. Com a instalação desta tecnologia em equipamentos de escavação mecânica, como tuneladoras, a fraturação e fragmentação dos maciços rochosos não resultará apenas da capacidade de corte da cabeça da tuneladora, mas também do efeito térmico provocado pelas micro-ondas. As investigações em curso neste domínio (Zhao et al., 2018) permitirão aumentar a eficiência dos meios mecânicos de escavação, com um aumento do *input* contínuo de energia, conduzindo a soluções financeiramente atraentes e em prazos mais curtos.

Ainda no âmbito da utilização de túneis em meio urbano e da eficiência da sua escavação, é incontornável referir o conceito introduzido por Elon Musk com o objetivo de desenvolver redes tridimensionais de túneis urbanos, a diferentes profundidades, com custos e prazos reduzidos (Reynolds, 2017) (<https://www.boringcompany.com/>). O conceito baseia-se na escavação de túneis rodoviários de pequeno diâmetro (cerca de 3,7m), apenas com uma via, para carros elétricos, utilizando tuneladoras com maior potência, com a possibilidade de escavarem e colocarem o suporte em simultâneo, sem paragens (Figura 14). A visão do promotor deste conceito é vir a escavar túneis por um décimo do custo, num décimo do prazo. As realizações incluem o *Las Vegas Convention Center Loop* com 3 km, inaugurado em 2021, e um túnel piloto de 1,6 km em Los Angeles para investigação relativamente ao desenvolvimento de uma rede nessa cidade, estando em fase avançada de planeamento uma rede idêntica em Las Vegas.

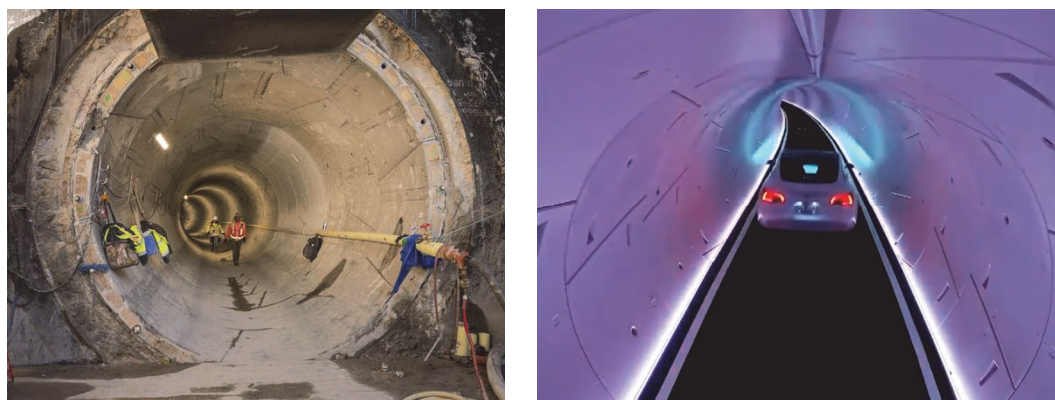


Fig. 14 – Túneis do *Las Vegas Convention Center Loop*

3.6 – Observação

A observação a longo prazo, utilizada na fase de serviço das obras e de outras realizações, é importante quando a sua falha representa um risco para a segurança das populações e também económico, como é o caso das barragens ou das pontes. Em engenharia geotécnica, em que o conhecimento dos materiais é frequentemente muito limitado, a observação adquire grande relevância durante os processos de escavação, acompanhando uma estrutura geotécnica em constante mutação. Na engenharia mineira é uma atividade constante durante a exploração das minas. Na engenharia civil, a escavação decorre num intervalo de tempo limitado e é frequentemente seguida de uma fase de aplicação das solicitações de serviço. É nestas fases que a observação adquire a sua maior relevância, no sentido de monitorizar o comportamento das obras e fornecer informação em tempo real de forma a permitir a tomada das decisões necessárias para assegurar a sua segurança.

Os desenvolvimentos expectáveis na observação do comportamento das realizações em engenharia das rochas desenvolver-se-ão em dois campos fundamentais. Por um lado, pela utilização das novas tecnologias e equipamentos que vão estando disponíveis e, por outro lado, pela integração dos resultados da observação, em tempo real, com os da análise do comportamento dos maciços.

Do lado das novas tecnologias, a utilização de métodos geodésicos não tradicionais verá aumentado o seu papel na observação de obras. A monitorização de deslocamentos em pontos notáveis com recurso a GNSS (Shimuzu e Nakashima, 2017) atinge já precisões milimétricas e a previsível diminuição dos custos dos equipamentos de alta precisão irá aumentar a sua utilização. A fotogrametria digital terrestre e aérea beneficia agora da democratização trazida pela utilização de *drones* na captação das imagens e permite obter coordenadas das superfícies fotografadas e gerar modelos tridimensionais dos objetos. O varrimento por laser (LiDAR), tal como a fotogrametria, são já técnicas muito utilizadas na monitorização de taludes (Figura 15a), nomeadamente em grandes minas a céu aberto e em grandes taludes naturais (Jaboyedoff et al., 2018) (Kim et al., 2018). Mais recentemente a tecnologia de InSAR (Roque, 2020) tem sido utilizada para detetar movimentos de terrenos, incluindo a monitorização de taludes (Figura 15b). Os desenvolvimentos no processamento numérico associado a estes métodos, bem como nas capacidades computacionais, torná-los-ão incontornáveis na monitorização da superfície do terreno.

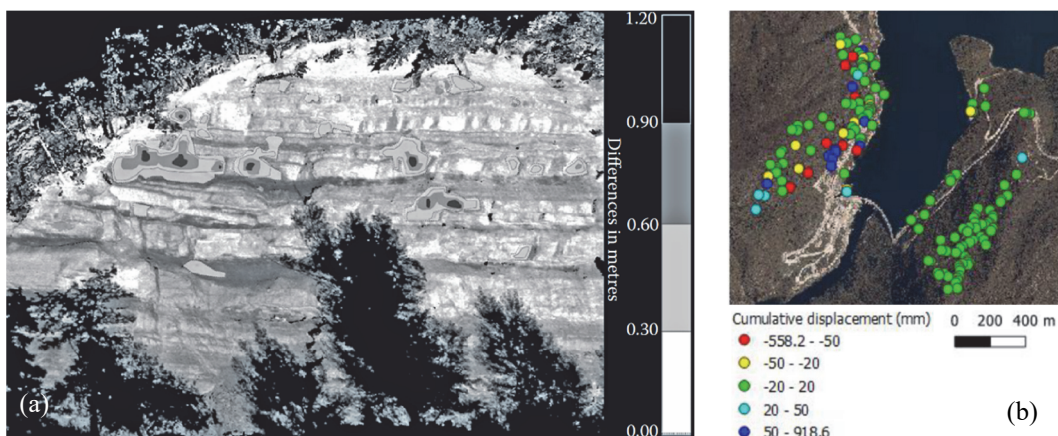


Fig. 15 – (a) Modelo comparativo mostrando movimentos (de blocos) ao longo do tempo num talude rochoso (Jaboyedoff et al., 2018); (b) deslocamento acumulado num período de dois anos segundo a direção da inclinação dos taludes a montante de uma barragem (Roque, 2020)

As técnicas de microssísmica têm vindo a ser utilizadas na monitorização de micro-roturas das rochas sob estados de tensão elevados. Estas técnicas são mais comuns nas minas profundas (Durrheim, 2017) e em aplicações relacionadas com a indústria petrolífera, e mais recentemente têm sido utilizadas durante a escavação de túneis profundos para circuitos hidráulicos de empreendimentos hidroelétricos ou fins viários, tendo como objetivo o controlo e a mitigação dos efeitos de golpes de rocha (*rockbursts*) durante a escavação (Feng et al., 2017). Com o aumento da atividade a profundidades cada vez maiores esta tecnologia tem vindo a ser alvo de contínua investigação e verá certamente ampliada a sua utilização.

A utilização de sensores inteligentes (*smart sensors*) deu já os primeiros passos na engenharia das rochas (Yang et al. 2007). Definem-se como “dispositivos que recebem o *input* do ambiente físico e usam capacidades computacionais integradas para desempenhar funções pré-definidas quando detetam *inputs* específicos, processando-os e transmitindo-os” (Posey, 2021). Estes sensores são utilizados no âmbito dos princípios da “Internet das Coisas” (*Internert of Things* – IoT), que consistem em conectar todos os tipos de objetos à internet, permitindo a sua sincronização e a sua

utilização remota. É uma conexão entre o mundo digital e o mundo físico. Parece óbvio que a aplicação de sensores inteligentes de acordo com os princípios da IoT, em associação com software dedicado de visualização, tem na monitorização geotécnica um campo de aplicação privilegiado (Carri et al., 2021). Um campo em que existe já investigação avançada é o da monitorização de pregagens em rocha usando sensores inteligentes. Milhões de pregagens são instaladas anualmente à escala mundial para o reforço de taludes e escavações em rocha, e o seu adequado comportamento é essencial para a estabilidade dos maciços. No entanto, a verificação do seu desempenho é habitualmente feita por ensaios de arranque, destrutivos, após a sua instalação. A utilização de sensores inteligentes, nomeadamente piezoelétricos e de fibras óticas, em grandes quantidades, ambiciona obter informação sobre as forças instaladas e a corrosão, bem como as condições da calda de selagem (Song et al., 2021). Este exemplo é apenas um de entre os muitos que estão em desenvolvimento e terão aplicação generalizada em obras geotécnicas.

3.7 – Inteligência artificial

Muitos dos problemas da engenharia das rochas, quer superficiais quer em subterrâneo, são caracterizados por uma quantidade reduzida de informação sobre o terreno ou sobre as interações entre o terreno e as estruturas a construir e, por vezes, reduzido conhecimento dos fenómenos que condicionam o comportamento dos maciços e das estruturas. Usando a classificação conceptual de Holling (Figura 16) dos problemas de modelação (Starfield e Cundall, 1988), os problemas que caem na região 1 têm boa informação, embora com limitado conhecimento, o que torna apropriada a utilização de modelos estatísticos. Os problemas que se situam na região 3 têm boa informação e bom conhecimento, pelo que é possível construir modelos confiáveis que podem ser validados. A modelação de problemas nas regiões 2 e 4 é caracterizada pela escassez de informação, por não existir ou não estar disponível. É nestas regiões que se situa a maioria dos problemas de engenharia das rochas, embora frequentemente sejam utilizadas metodologia típicas da região 3, o que pode não ser apropriado (Feng e Yang, 2017). Em face das limitações das previsões dos modelos analíticos ou numéricos nestas condições, tornou-se interessante a utilização de métodos de inteligência artificial, que não são dependentes de conhecimento a priori dos fenómenos e do estabelecimento de hipóteses (Lawal e Kwon, 2021).

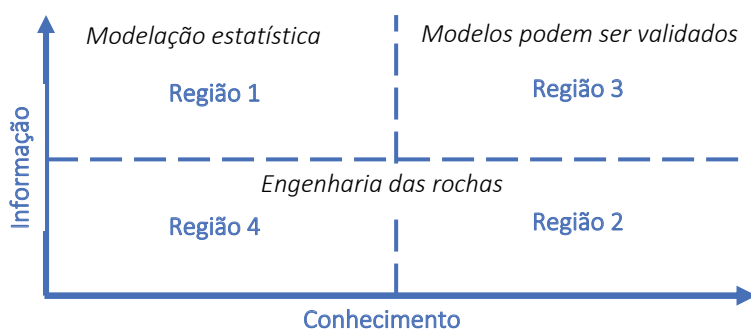


Fig. 16 – Classificação conceptual de Holling (1978) dos problemas de modelação

Os métodos que se enquadram globalmente na área da inteligência artificial têm assumido um papel cada vez mais relevante em vários domínios da mecânica das rochas. Uma componente importante destas técnicas decorre da sua capacidade de, a partir da análise de bases de dados, permitirem inferir padrões de comportamento e realizar previsões de uma forma automatizada, sem intervenção direta do engenheiro. Esta abordagem tem demonstrado um bom desempenho num conjunto muito diverso de atividades ligadas à engenharia de obras em maciços rochosos (Feng e Yang, 2017).

Em primeiro lugar, no âmbito da caracterização dos maciços, vários autores têm aplicado estes métodos para estimar propriedade mecânicas dos maciços, tais como deformabilidade, resistência à compressão, etc. a partir de bases de dados contendo parâmetros diversos obtidos nos trabalhos de prospecção (Elmo e Stead, 2020). Uma bibliografia extensa de aplicações desta natureza no âmbito da engenharia de minas é apresentada por Lawal e Kwon (2021).

No quadro da modelação numérica, o desenvolvimento de modelos constitutivos baseados em redes neuronais tem sido proposto por vários investigadores, como alternativa às formulações de base mecânica. É previsível que esta abordagem venha a adquirir mais ampla utilização no futuro, em particular para materiais de comportamento complexo ou acções menos bem documentadas, para os quais as relações constitutivas clássicas não permitem simulações adequadas (Feng e Yang, 2017; Masi et al., 2021).

Um campo de aplicação mais exigente inclui o emprego das técnicas de inteligência artificial para a previsão direta do comportamento das obras sem recorrer à intermediação dos modelos mecânicos clássicos (Morgenroth et al., 2019). Esta via tem particular interesse em problemas em que estes modelos são de uso mais difícil, quer pela complexidade dos fenómenos físicos subjacentes, quer pela dificuldade de calibração dos modelos com parâmetros materiais representativos. Resende et al. (2008) recorreram a redes neuronais na previsão de vibrações resultantes de explosões, tendo obtido resultados com uma precisão semelhante à análise estatística tradicional. Sousa et al. (2018) discutem a aplicação de várias técnicas de inteligência artificial no âmbito do projeto e construção de obras subterrâneas profundas em maciços rochosos, desde o seu papel na avaliação das propriedades mecânicas, até à previsão da ocorrência de fenómenos de instabilidade dinâmica (*rockbursts*). A previsão de *rockbursts* constitui na realidade uma área onde se verifica uma grande atividade de investigação envolvendo os recursos da inteligência artificial, nomeadamente da aprendizagem automática, no sentido de superar as dificuldades demonstradas pelos modelos mecânicos. Os citados trabalhos de Morgenroth et al. (2019) e Lawal e Kwon (2021) discutem um conjunto de desenvolvimentos recentes nesta área.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A mecânica das rochas e a engenharia das rochas, tal como a engenharia geotécnica em geral e outros ramos da engenharia, estão a passar por um processo de evolução, que em certa medida pode ser considerado paralelo do da evolução da indústria 3.0 para a indústria 4.0. As bases fundamentais da disciplina da mecânica das rochas foram estabelecidas a partir dos anos 50 do século XX e até ao início do século XXI registaram-se progressos notáveis na sua aplicação a uma larga gama de realizações e na investigação aplicada. Desenvolveram-se métodos de ensaio e modelos de cálculo com sofisticação crescente, foram introduzidos conceitos que melhoraram o conhecimento dos maciços rochosos, do seu comportamento e das questões associadas à segurança, desenvolveram-se técnicas de construção robotizadas, mais eficientes e amigas do ambiente, e introduziram-se novas técnicas de observação do comportamento das realizações. Nos últimos anos, em simultâneo com o advento da indústria 4.0, tem-se assistido a uma rápida transição tecnológica resultante da introdução dos métodos de inspeção, de observação e de controlo remotos recorrendo a técnicas de realidade aumentada; da vulgarização dos sistemas de referenciação, da medição de deslocamentos e da utilização das imagens proporcionadas por satélites; da utilização da inteligência artificial para resolução de problemas com vantagens relativamente aos métodos tradicionais; da criação do conceito de gémeos digitais em engenharia das rochas e de maciços rochosos virtuais; da utilização da internet para comunicação entre os sistemas físicos e os humanos.

Os engenheiros terão de corresponder aos desafios postos por esta transição. Mas, para tal, precisam de ter uma formação de base sólida. É internacionalmente reconhecido que a principal causa de deficiências ou mesmo de insucessos na área da engenharia das rochas tem como base a insuficiente formação dos técnicos. Tratando-se de uma disciplina de charneira entre outras disciplinas, os currículos dos cursos de engenharia civil e de minas, ou não incluem engenharia das

rochas, ou têm lacunas graves nos conhecimentos de geologia. O mesmo se passa nos cursos de geologia, em que os imprescindíveis conhecimentos de engenharia não abundam nos currículos. Em Portugal a situação é semelhante e pode considerar-se que terá havido mesmo um retrocesso: a formação em engenharia das rochas nos cursos de engenharia civil é reduzida e a que existia nos cursos de mestrado pré-Bolonha, frequentados por grande parte dos engenheiros geotécnicos, praticamente desapareceu. Não será estranho a este menor interesse por esta disciplina em Portugal a diminuição das realizações em que ela é fundamental, como as fundações de grandes barragens, as grandes obras subterrâneas, ou as minas subterrâneas e a céu aberto. Como resultado, os problemas de engenharia das rochas acabam, frequentemente, por ser tratados por técnicos sem formação específica nesta área. É fundamental que esta situação seja revista num futuro próximo.

O intercâmbio internacional, nesta como em outras áreas tecnológicas, é importante para possibilitar a troca de conhecimentos e experiências, bem como o envolvimento dos técnicos em atividades que extravasam o próprio país. No contexto nacional, é relevante o aumento da participação em iniciativas europeias, quer a nível da regulamentação técnica e da normalização no âmbito do CEN ou da ISO, quer de parcerias para a investigação, o desenvolvimento e a inovação, assim como em grupos de trabalho ou comissões técnicas de sociedades internacionais, como a ISRM, a ICOLD ou a ITA.

É interessante refletir sobre o papel que poderão ter no futuro os principais meios de interação entre técnicos, tanto a nível nacional como internacional, nomeadamente as reuniões de trabalho e os congressos. As transformações no modo de trabalho, grandemente aceleradas durante a pandemia do coronavírus, levarão a que a maior parte dos eventos sejam levados a cabo, se não totalmente, pelo menos parcialmente de forma virtual, através da internet. As vantagens em termos de custos e de tempo serão enormes, mas o contacto pessoal essencial reduzir-se-á, sendo ainda uma incógnita o balanço dos prós e dos contras.

As sociedades técnicas e científicas, nacionais e internacionais, como a SPG e a ISRM, terão de se adaptar e conviver com o facto de o acesso à informação ser cada vez mais livre e facilmente pesquisável por qualquer pessoa através da internet, utilizando mecanismos de busca seletivos, e de a formação de grupos espontâneos para troca de informação poder, ainda que parcialmente, substituir o papel tradicional dessas sociedades. No entanto, elas poderão tornar-se ainda mais necessárias, sediando comissões técnicas que processem a informação – que está disponível em quantidades crescentes – por forma a desenvolverem guias, manuais, recomendações e outras publicações de utilidade para os seus associados; promovendo eventos em formato tradicional de conferências e exposições técnicas presenciais em colaboração com a indústria, em paralelo com múltiplos tipos de iniciativas de divulgação de conhecimentos e de discussão entre os associados organizadas através da internet; aumentando as medidas para reconhecimento do mérito dos seus associados individuais e coletivos; aumentando a sua visibilidade e influência junto dos meios técnico e científico, bem como dos decisores. Com a necessária transformação do seu leque de atividades e do seu modo de funcionamento, as sociedades técnicas e científicas poderão vencer os desafios que se lhes colocam e continuar a atrair os membros da comunidade técnica e científica, nomeadamente os mais jovens, por forma a ser inequívoca a vantagem em tornarem-se associados e a mobilizá-los para as suas atividades.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2020). *AASHTO LFRD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ABC (2021). *NASA's Perseverance rover is different to any mission that's landed on Mars. Here's why*. Acedido em 20 de maio de 2021, em: <https://www.abc.net.au/news/science/2021-02-16/mars-nasa-perseverance-rover-different-to-other-missions/13108892>.

- Alptransit (2021). *The Gotthard Base Tunnel. The world's longest railway tunnel*. Acedido em 20 de maio de 2021, em: https://aqtr.com/system/files/file_manager/12h_ambros_zgraggen.pdf.
- Aydan, Ö (2017). *Some Thoughts About Rock Mechanics Aspects of Mars*. 3rd Off Earth Mining Forum, Sydney, Austrália. Acedido em 20 de maio de 2021, em: <https://www.acser.unsw.edu.au/sites/acser/files/uploads/oemf2017/slides/Aydan.pdf>.
- Bérest P. (2013). *The mechanical behavior of salt and salt caverns*. Keynote lecture. Proc. ISRM International Symposium Eurock 2013. CRC Press.
- Bérest, P.; Côme, B. (1993). *The contributions of rock mechanics to environmental protection*. Keynote lecture. Proc. ISRM International Symposium Eurock 1993. CRC Press.
- Brown, E.T. (2011). *Fifty years of the ISRM and associated progress in rock mechanics*. In Q. Qian & Y.X. Zhou (eds), *Harmonising Rock Engineering and the Environment*, Proceedings 12th Congress ISRM, Beijing, Taylor & Francis, London.
- Carri, A.; Valletta, A.; Cavalca, E.; Savi, R.; Segalini, A. (2021). Advantages of IoT-Based Geotechnical Monitoring Systems Integrating Automatic Procedures for Data Acquisition and Elaboration. *Sensors* 21. doi.org/10.3390/s21062249.
- CEN (2004). *EN 1997 Eurocode 7 – Geotechnical design*. European Committee for Standardization.
- CEN (2020). Draft prEN 1990. Eurocode – Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardization.
- CEN (2021). *Draft prEN 1997. Eurocode 7 – Geotechnical design*. European Committee for Standardization.
- Chang, C.; Haimson, B (2012). *A Failure Criterion for Rocks Based on True Triaxial Testing*. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45, pp 1007-1010. doi: 10.1007/s00603-012-0280-8.
- Crowder, J.J.; Bawden, W.F. (2004) *Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research*. Acedido em 20 de maio de 2021, em: https://www.rocsience.com/documents/pdfs/rocnews/fall2004/Crowder_Bawden.pdf.
- Cundall, P.A. (2001). *A discontinuous future for numerical modelling in geomechanics?* Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 149(1), pp. 41-47.
- Dahr, B.B. (2016). *Advances in rock mechanics and future trends*. Proceedings of the conference on Recent Advances in Rock Engineering (RARE 2016), Bangalore, India. Atlantis Press.
- Delgado Rodrigues, J. (2004). Dos materiais rochosos à conservação da pedra. Entre a investigação e a prática. *Geotecnia*, 100, março 2004, pp. 81-88.
- Delgado Rodrigues, J. (2007). *Conservation of stone monuments. From diagnostic to practice*. MINBAR AL JAMIAA n°7, Actes de la RIPAM 2005, Meknès, Maroc, pp. 287-295.
- Didier, C.; Merwe, N.; Betournay, M.; Mainz, M.; Kotyrba, A.; Aydan, O.; Josien, J.P.; Song, W.K. (2008). *Mine closure and post-mining management. International state-of-the-art*. Commission on Mine Closure, International Society for Rock Mechanics.
- Duffaut, P.; Sakurai, S. (2018). *Back to Underground Reactors*. Em: Proc. of the 10th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS10), Singapore, Z. Zhao, Y. Zhou, J. Shang (eds).
- Durrheim R.J. (2017). *Microseismic monitoring technologies for deep mining*. *Rock Mechanics and Engineering* (Ed. Feng), Volume 4, Capítulo 14, pp. 341-363, CRC Press.

- EIA (2010). *Energy in Brief*. U.S. Energy Information Administration. Acedido em 20 de abril de 2021, em: <https://geology.com/energy/shale-gas/>.
- Elmo, D.; Stead, D. (2020). Disrupting rock engineering concepts: is there such a thing as a rock mass digital twin and are machines capable of learning rock mechanics? *Slope Stability 2020*, P.M. Dight (ed.), Australian Centre for Geomechanics, Perth. doi:10.36487/ACG_repo/2025_34.
- Espada, M.; Muralha, J.; Lemos, J.V.; Plasencia, N.; Figueiredo, J.N.; Silva Matos, D.; Marques, J.C. (2018). *Discrete element modelling of the failure mechanisms of Foz Tua arch dam foundation*. Em: Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX – Cardoso et al. (Eds), Taylor & Francis, London, vol. 2, Capítulo 46.
- Fairhurst, C. (2010). *First Vienna-Leopold-Müller Lecture: What is the strength of a rock mass? Progress in answering Müller's (implicit) question*. In Proceedings 5th Colloquium, Rock Mechanics–Theory & Practice, Vienna, 26–27 November 2009, Mitteilungen für Ingenieurgeologie und Geomechanik, Band 9: 87–110.
- Fairhurst, C. (2012). *The formation of the ISRM*. In J.A. Hudson & L. Lamas (eds), ISRM 50th Anniversary Commemorative Book 1962-2012, chapter I, ISRM, Lisboa.
- Fairhurst, C. (2019). *Rock Engineering: Where is the Laboratory?* *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52, pp. 4865–4888. doi: 10.1007/s00603-019-02019-9.
- Feng, X.T. (Ed.) (2017). *Rock Mechanics and Engineering*. Volume 1: Principles, Volume 2: Laboratory and field testing; Volume 3: Analysis, modelling & design; Volume 4: Excavation, support and monitoring; Volume 5: Surface and underground projects. CRC Press.
- Feng, X.T.; Liu, J.; Chen, B.; Xiao, Y.; Feng, G.; Zhang, F. (2017) *Monitoring, Warning, and Control of Rockburst in Deep Metal Mines*. *Engineering*, No. 3, pp. 538-545.
- Feng, X.T.; Yang, C.X. (2017). *20 years of intelligent rock mechanics*. *Rock Mechanics and Engineering* (Ed. Feng), Volume 3, Capítulo 14, pp. 425-450, CRC Press.
- Furtney, J.K.; P. Andrieux; A.K. Hall (2016). *Applications for Numerical Modeling of Blast Induced Rock Fracture*. 50th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, Houston, Texas, June 2016, Paper Number: ARMA-2016-621.
- Galler, R. (2017). *Excavation*. *Rock Mechanics and Engineering* (Ed. Feng), Volume 4, Capítulo 1, pp. 2-50, CRC Press.
- Garza-Cruz, T.V.; Pierce, M. (2014). *A 3DEC Model for Heavily Veined Massive Rock Masses*. Proc. 48th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, American Rock Mechanics Association, Alexandria, 2014, Paper 14-7660.
- GW (2021). *Geothermal Basics*. Geothermal Worldwide. Acedido em 20 de maio de 2021, em: <http://www.geothermalworldwide.com/geothermal-basic.html>.
- Habib, P.; Panet, M. (2012). *Rock Mechanics and Engineering Practice*. In J.A. Hudson & L. Lamas (eds), ISRM 50th Anniversary Commemorative Book 1962-2012, chapter X, ISRM, Lisboa.
- Harrison, J.P. (2019). *Challenges in Determining Rock Mass Properties for Reliability-Based Design*. Proceedings of the 7th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR), Taipei. Ching, J.; Li, D.Q e Zhang, J. (Eds), Research Publishing, Singapura.
- Heusermann, S.; Fahland, S.; Eickemeier, R. (2017). *Geomechanical stability and integrity of nuclear waste disposal mines in salt structures*. Em: *Rock Mechanics and Engineering*, Volume 2: Analysis, Modeling and Design, X.T. Feng (ed.), CRC Press.

- Hoek, E. (1994). *The challenge of input data for rock engineering*. Letter to the editor, ISRM News Journal Vol. 2, N. 2. International Society for Rock Mechanics.
- Hoek, E. (2007). *The development of rock engineering*. In Practical rock engineering, chapter 1. RocScience, em: <http://www.rocsience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (2019). *The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Volume 11, Issue 3, pp. 445–463.
- Holing, C.S. (1978). *Adaptive environmental assessment and management*. John Wiley and Sons, Chichester, UK.
- Hudson, J.A. (2012) *The future for rock mechanics and the ISRM*. In J.A. Hudson & L. Lamas (eds), ISRM 50th Anniversary Commemorative Book 1962–2012, chapter XII, ISRM, Lisboa.
- Hudson, J.A. (Ed.) (1993). *Comprehensive rock engineering: principles, practice & projects*. Volume 1 Fundamentals; Volume 2 Analysis and design methods; Volume 3 Rock testing and site characterization; Volume 4 Excavation, support and monitoring; Volume 5 Surface and underground project case histories. Pergamon Press.
- Hudson, J.A.; Tsang, C.F.; Jing, L. (2017). Coupled THMC modeling for safety assessment of geological disposal of radioactive wastes: The DECOVALEX project (1992–2015). Rock Mechanics and Engineering (Ed. Feng), vol. 3, chapter 1, CRC Press.
- Ivars, D.M.; Pierce, M.E.; Darcel, C.; Reyes-Montes J.; Potyondy, D.O.; Young R.P.; Cundall, P.A. (2011). *The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling*. Int J Rock Mech Min Sci, 48, pp. 219–244.
- Jaboyedoff, M.; Abellán, A.; Carrea, D.; Derron, M.H.; Matasci, B.; Michoud, C. (2018). *Mapping and Monitoring of Landslides Using LIDAR*. Em: Natural Hazards: Earthquakes, Volcanoes, and Landslides. CRC Press.
- Jackson, M.; Marra, F. (2006). *Roman Stone Masonry: Volcanic Foundations of the Ancient City*. American Journal of Archaeology, 110, n° 3, pp. 403–436. doi: 10.3764/aja.110.3.403
- Jing, Z.; Willis-Richards, J.; Watanabe, K.; Hashida, T. (2000). *A three-dimensional stochastic rock mechanics model of engineered geothermal systems in fractured crystalline rock*. Journal of Geophysical Research Atmospheres 105, B10, pp. 23663–23680. doi: 10.1029/2000JB900202.
- Kim, D.H.; Balasubramaniam, A.S.; Gratchev, I. (2018). *Application of Photogrammetry and Image Analysis for Rock Slope Investigation*. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 49 No. 2.
- Lamas, L. (2012). *The ISRM founding documents*. In J.A. Hudson & L. Lamas (eds), ISRM 50th Anniversary Commemorative Book 1962–2012, chapter II, ISRM, Lisboa.
- Lanari, R.; Berardino, P.; Bonano, M.; Casu, F.; Manconi, A.; Manunta, M.; Manzo, M.; Pepe, A.; Pepe, S.; Sansosti, E.; Solaro, G.; Tizzani, P.; Zeni, G. (2010). *Surface displacements associated with the L'Aquila 2009 Mw 6.3 earthquake (central Italy): New evidence from SBAS-DInSAR time series analysis*, Geophysical Research Letters, 37, L20309. doi: 10.1029/2010GL044780.
- Lawal, A.I.; Kwon, S. (2021). *Application of artificial intelligence to rock mechanics: An overview*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 13, pp. 248–266. doi: 10.1016/j.jrmge.2020.05.010.
- Lemos, J.V.; Lamas, L. (2013). *Contribuição de Manuel Rocha para a mecânica das rochas e as fundações de barragens*. LNEC, Lisboa.

- Liu, X.; Han, G.; Wang,, E.; Wang, S.; Nawnit, K. (2018). *Multiscale hierarchical analysis of rock mass and prediction of its mechanical and hydraulic properties*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10, pp. 694-702. doi: 10.1016/j.jrmge.2018.04.003.
- Lorig, L.J.; Varona, P.M. (2013). *Guidelines for numerical modelling of rock support for mines*. Seventh International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction, Y. Potvin e B. Brady (eds). doi: 10.36487/ACG_rep/1304_04_Lorig.
- Low, B.K. (2019). *Rock Engineering Insights from Reliability Analysis to Improve Eurocode 7 Design Approach*. Proceedings of the 7th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR), Taipei. Ching, J.; Li, D.Q e Zhang, J. (Eds), Research Publishing, Singapura.
- Masi, F.; Stefanou, I.; Vannucci, P.; Maffi-Berthier, V. (2021). *Thermodynamics-based Artificial Neural Networks for constitutive modelling*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 147, 104277. doi: 10.1016/j.jmps.2020.104277.
- Mello Mendes, F. (1967). *Mecânica das Rochas*. Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico, 541 p., Lisboa.
- Meng, G.T.; Xi, J.R.; Shi, A.C.; Detournay, C. (2020). *Griddle generation of FLAC3D models for the Baihetan Dam project*. Em: Applied Numerical Modeling in Geomechanics – 2020 – Billiaux, Hazzard, Nelson & Schöpfer (eds.). 2020 Itasca International, Inc.
- Morgenroth, J.; Khan, U.T.; Perras, M.A. (2019). *An Overview of Opportunities for Machine Learning Methods in Underground Rock Engineering Design*. Geosciences, 9, 504. doi:10.3390/geosciences9120504
- Müller. L. (1963). *Der Felsbau*. Ferdinand Enker Verlag, Stuttgart.
- Nayeri, S.A. (2012) *Seismic Assessment of the Roman Temple in Évora, Portugal*. Mestrado Europeu em Análise Estrutural de Monumentos e Construções Históricas, Universidade do Minho, Guimarães.
- Pan, X.D.; Hudson, J.A. (1988). *A Simplified Three-Dimensional Hoek-Brown Yield Criterion*. In: Romana M. (ed) Rock mechanics and power plants, A.A. Balkema, Rotterdam, pp 95–103.
- Pellet, F.L. (2017). *Rock mechanics is meeting the challenge of geo-energies*, Procedia Engineering, Symposium of the International Society for Rock mechanics, Eurock 2017. Elsevier.
- Pellet, F.L. (2018). *Rock Mechanics and Environmental Engineering for Energy and Geo-resources*. Symposium of the International Society for Rock mechanics, Eurock 2018. CRC Press.
- Posey, B. (2021). *Smart sensor definition*. TechTarget IoT Agenda. Acedido em 20 de maio de 2021, em: <https://internetofthingsagenda.techtarget.com/definition/smart-sensor>.
- Psycharis, I.N.; J.V. Lemos; D.Y. Papastamatiou; C. Zambas; C. Papantonopoulos (2003). *Numerical study of the seismic behaviour of a part of the Parthenon Pronaos*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, pp. 2063-2084. doi: 10.1002/eqe.315.
- Resende, R.; Mata, J.; Gomes, J.; Neves, J.P. (2008). *Vibration control of underwater blasting works using artificial neural networks*. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Reynolds, P. (2017). *Musk talks tunnelling concepts*. TunnelTalk, May 2017. Acedido em 20 de maio de 2021, em: <https://www.tunneltalk.com/Discussion-Forum-May2017-Elon-Musk-talks-tunnelling.php>.

- Rocha, M. (1964). *Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams*. Proc. 8th International Congress on Large Dams, vol. I, Edinburgh, pp. 785-831. LNEC, Memória nº 244.
- Rocha, M. (1971a). *A Mecânica das Rochas*. Revista Geotecnia nº 1, pp. 7-27. SPG, Lisboa.
- Rocha, M. (1971b). *Mecânica das Rochas*. Coleção Cursos e Seminários CS 5, 1ª edição, 4 volumes, 448 p., LNEC, Lisboa.
- Roque, D. (2020). Displacement Measurement through InSAR Geodesy for Structural Health Monitoring. Tese de Doutoramento, Universidade de Lisboa.
- Rostami, J. (2021). Space, Extraterrestrial, Asteroid and Lunar Mining. Colorado School of Mines.
- Shimuzu, N.; Nakashima, S. (2017). *Review of GPS displacement monitoring in rock engineering*. Rock Mechanics and Engineering (Ed. Feng), Volume 4, Capítulo 19, pp. 593-626, CRC Press.
- Sjöberg, J. (2020). *Solving rock mechanics issues through modelling: then, now, and in the future?*. In J Wesseloo (ed.), Proceedings of the Second International Conference on Underground Mining Technology, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 27-46. doi: 10.36487/ACG_repo/2035_0.02.
- Song, G.; Li, W.; Wang, B.; Ho, S.C.M. (2017). *A Review of Rock Bolt Monitoring Using Smart Sensors*. Sensors, 17, 776. doi: 10.3390/s17040776.
- Sousa, L.R.; Miranda, T.; Sousa, R.L.; Tinoco, J. (2018). *Deep Underground Engineering and The Use of Artificial Intelligence Techniques*. International Journal of Earth & Environmental Sciences Volume 3, 158. doi: 10.15344/2456-351X/2018/158.
- SPG (2021). *Sobre a Sociedade Portuguesa de Geotecnia*. Acedido em 15 de abril de 2021, em: <https://www.spggeotecnia.pt/pages/1>.
- Starfield, A.M.; Cundall, P.A. (1988). *Towards a methodology for rock mechanics modelling*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 25, pp. 99-106. doi: 10.1016/0148-9062(88)92292-9.
- Talobre, J. (1957). *La mécanique des roches appliquée aux travaux publics*. Dunod, Paris.
- Ulusay, R.; Gercek, H. (2017). *Introductory longer review for rock mechanics testing methods*. Em: Rock Mechanics and Engineering, Volume 2: Laboratory and Field Testing, X.T. Feng (ed.), CRC Press.
- Wang, J., Feng, X.T., Hudson, J. (2017). *Underground research laboratories*. Em: Rock Mechanics and Engineering, Volume 2: Laboratory and Field Testing, X.T. Feng (ed.), CRC Press.
- Yang, Y.W.; Bhalla, S.; Wang, C.; Soh C.K., Zhao, J. (2007). *Monitoring of rocks using smart sensors*. Tunnelling and Underground Space Technology 22, pp. 206–221.
- Zhao, J.; Zheng, Y.; Zhang, Q.; Zhao, X. (2018). *Rock Fracturing by Low Power Microwave Treatment – Observations, Mechanisms and Applications*. Em: Proc. of the 10th Asian Rock Mechanics Symposium (ARMS10), Singapore, Z. Zhao, Y. Zhou, J. Shang (eds).

COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE E REFORÇADOS COM FIBRAS SOB AÇÕES MONOTÓNICAS E CÍCLICAS

Behavior of chemically stabilized soils reinforced with fibers under monotonic and cyclic loading

Luis J. L. Lemos^{a,b}, António A. S. Correia^{a,c}, Paulo J. Venda Oliveira^{a,d}

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal.

^b CGeo, Centro de Geociências, Universidade de Coimbra, Portugal.

^c CIEPQPF, Centro de Investigação em Engenharia Química de Processos e Produtos para a Floresta, Universidade de Coimbra.

^d ISISE, Instituto para a Sustentabilidade e Inovação na Engenharia de Estruturas, Universidade de Coimbra.

RESUMO – No presente trabalho pretende-se analisar o comportamento de solos quimicamente estabilizados não reforçados e reforçados com fibras metálicas e de polipropileno. Inicialmente aborda-se o comportamento sob ações monotónicas de compressão e tração, tendo como referencial o solo mole do Baixo Mondego. Posteriormente, analisa-se o efeito do carregamento cíclico no comportamento de uma areia, um silte e de um solo orgânico, confrontando os resultados de ensaios de compressão não confinada (UCS) e de compressão diametral (CD) em condições monotónicas com os ensaios equivalentes previamente submetidos a carregamento cíclico. Em complemento, também se analisam as deformações permanentes acumuladas registadas na fase cíclica. Os resultados permitem observar que: *i*) o reforço com ambos os tipos de fibras aumenta a ductilidade do solo estabilizado; *ii*) o efeito da inclusão de fibras nas propriedades mecânicas depende do nível de cimentação, i.e., para reduzidos teores de ligante a inclusão de fibras tem efeito positivo, registando-se um efeito contraproducente para elevados teores de ligante; *iii*) independentemente do tipo de solo, a solicitação cíclica induz a melhoria das propriedades mecânicas dos solos estabilizados.

ABSTRACT – This work analyzes the behavior of chemically stabilized soils unreinforced and reinforced with steel and polypropylene fibers. Initially, the behavior under monotonic compressive and tensile loads is addressed, using as reference the soft soil of Baixo Mondego. Subsequently, the effect of cyclic loading on the behavior of a sand, a silt and an organic soil is analyzed. This is based on the comparison of the results of monotonic unconfined compressive strength (UCS) and Brazilian tests with equivalent tests previously subjected to cyclic loading. Additionally, the accumulated permanent deformations obtained in the cyclic phase are also analyzed. From the results it was found that: *i*) the reinforcement with both types of fibers increases the ductility of the stabilized soil; *ii*) the effect of the inclusion of fibers on the mechanical properties depends on the cementation level, i.e., for low binder content the inclusion of fibers has a positive effect, while for high binder content the effect is negative; *iii*) regardless of the soil type, the cyclic loading induces the increase of the mechanical properties of the stabilized soils.

Palavras Chave – Solo estabilizado quimicamente; fibras metálicas; fibras de polipropileno, ensaio de compressão não confinado, carregamento cíclico

Keywords – Chemically stabilized soil; steel fibers; polypropylene fibers, unconfined compressive strength test, cyclic loading

E-mails: llemos@dec.uc.pt (L. Lemos), aalberto@dec.uc.pt (A. Correia), pjvo@dec.uc.pt (P. Oliveira)

ORCID: orcid.org/0000-0003-3489-7162, orcid.org/0000-0002-3260-8729, orcid.org/0000-0001-8515-8664

1 – INTRODUÇÃO

A partir da década de 60 do século XX a estabilização química dos solos tem-se afirmado como uma das principais técnicas de melhoramento de solos com aplicação generalizada em todos os continentes, em particular nas zonas do globo com grande predominância de solos moles, os quais exigem a melhoria das suas propriedades para serem considerados aptos para a engenharia civil. Atualmente, o campo de aplicação desta técnica é muito diversificado, nomeadamente: fundações de estruturas e aterros, estabilidade de taludes, mitigação de vibrações induzidas por comboios de alta velocidade ou equipamento industrial, mitigação de liquefação, muros de contenção de terras (Terashi, 2005; Holm, 2005; Terashi e Kitazume, 2009) e estabilização/solidificação de solos contaminados (Al-Tabbaa et al, 2009; Hernandez-Martinez et al., 2009).

Em geral, o comportamento mecânico de solos estabilizados com ligantes caracteriza-se por boa resistência à compressão, mas deficiente resistência à tração/flexão (Sukontasukkul e Jamsawang, 2012), associada a um comportamento frágil (Consoli et al., 2009; Sukontasukkul e Jamsawang, 2012; Olgun, 2013). Para garantir a funcionalidade de determinadas estruturas geotécnicas é necessário conferir ao solo estabilizado alguma resistência à tração/flexão, nomeadamente, quando as estruturas estão sujeitas a significativos deslocamentos horizontais (por exemplo, colunas instaladas em taludes e sob as laterais de aterros), cargas sísmicas e/ou pressões laterais de terras (como no caso de paredes de contenção). Para ultrapassar esta limitação dos solos estabilizados, existem duas metodologias alternativas que podem ser utilizadas, o reforço do solo estabilizado quimicamente com vigas de aço tipo H (frequentemente utilizado em paredes de contenção) e/ou a inclusão de fibras na mistura solo-ligante, como frequentemente utilizado no betão.

O efeito da inclusão de fibras sintéticas no comportamento dos solos quimicamente estabilizados tem sido estudado na bibliografia fundamentalmente em termos de resistência à compressão não confinada (Cai et al., 2006; Tang et al., 2007; Consoli et al., 2010; 2011a, 2012, 2013a, 2013b, 2013c; Park, 2009, 2011; Estabragh et al., 2012; Olgun, 2013; Correia et al, 2015) e resistência à tração (Consoli et al., 2011b, 2012, 2013a, 2013b, 2013c; Olgun, 2013; Correia et al., 2015). Solos estabilizados com baixo teor em cimento ou cal (inferior a 10%) mostram que a inclusão de fibras sintéticas origina um aumento de resistência à compressão e à tração (Cai et al., 2006; Tang et al., 2007; Consoli et al., 2010; 2011a; 2011b; Park, 2011; Estabragh et al., 2012; Olgun, 2013), diminuição de rigidez (Tang et al., 2007), incremento da resistência residual (Tang et al., 2007; Sukontasukkul e Jamsawang, 2012) e melhoria da ductilidade do material compósito (Tang et al., 2007; Estabragh et al., 2012). Contudo, a estabilização de solos moles, caracterizados por elevados teores em matéria orgânica, exige a utilização de uma elevada dosagem de ligante de modo a conferir ao material compósito propriedades mecânicas compatíveis com os requisitos exigidos por diversas obras geotécnicas. O reduzido número de trabalhos publicados sobre a inclusão de fibras em solos estabilizados com elevada dosagem de ligante revelam resultados distintos dos obtidos com menores teores em ligante. Assim, num solo arenoso estabilizado com elevada dosagem de ligante Consoli et al. (2009) obtiveram uma diminuição da resistência ao pico de compressão com a inclusão de fibras de polipropileno, enquanto Khattak e Alrashidi (2006) observaram uma redução da resistência à tração em argilas de alta plasticidade estabilizadas com um teor de cimento de 10% e reforçadas com teores de fibras de polipropileno superiores a 0,3%. Os poucos estudos sobre a inclusão de fibras de aço num solo estabilizado com elevado teor em ligante (superior a 10%) mostram uma redução da resistência à flexão (Sukontasukkul e Jamsawang, 2012), enquanto que a utilização de fibras de aço num solo de baixa plasticidade estabilizado com 4% de cal provoca um aumento da resistência à compressão (Gülü e Khudir, 2014).

Quando as estruturas são sujeitas a cargas dinâmicas, por exemplo, induzidas por sismos, vento, ondas do mar, tráfego e vibrações induzidas por maquinaria pesada ou devido ao uso de explosivos (Venda Oliveira et al., 2018), a caracterização do material baseada em ensaios monotónicos pode-se revelar inapropriada, sendo fundamental a realização de ensaios cíclicos para uma correta caracterização do comportamento e aferição das características mecânicas após a fase cíclica. Apesar

do volume de trabalhos que abordam esta temática ser escasso, estes têm revelado que a solicitação dinâmica induz a rotura progressiva da estrutura da matriz cimentícia com o consequente aumento de deformações plásticas acumuladas (Chauhan et al., 2008; Yang et al., 2008; Viana da Fonseca et al., 2013), diminuição de rigidez (Sarma e Fahey, 2003; Subramaniam e Banerjee 2014) e da tensão de cedência (Sarma e Fahey 2003). Em geral, os resultados publicados mostram um aumento das deformações permanentes com o número de ciclos de carga (Venda Oliveira et al., 2018, Chauhan et al., 2008, Dall'Aqua et al., 2010; Venda Oliveira et al., 2017), o qual ocorre fundamentalmente no início da fase cíclica (Venda Oliveira et al., 2018, Dall'Aqua et al., 2010; Venda Oliveira et al., 2017). Ensaio de corte simples cíclicos e ensaios cíclicos de compressão diametral realizados com solos estabilizados reforçados com fibras de polipropileno mostraram que a inclusão de fibras tem um impacto positivo na resistência, induzindo um ligeiro aumento da resistência ao corte (Festugato et al., 2013) e um aumento significativo da resistência à tração (Khattak e Alrashidi 2006). Os resultados de ensaios cíclicos de compressão não confinada realizados com diferentes solos estabilizados (arenosos, siltosos e orgânicos) reforçados ou não com fibras de aço (Venda Oliveira et al., 2017) e de polipropileno (Venda Oliveira et al., 2018) também confirmam esta tendência. Maher e Ho (1993) obtiveram a rotura do solo estabilizado reforçado com fibras para um elevado número de ciclos de carga e elevado nível de deformação. Por outro lado, resultados de ensaios de resistência à compressão não confinada pós-cíclica num solo estabilizado e reforçado com fibras de pneu, mostraram uma degradação da resistência com o aumento do número de ciclos de carga, sendo este efeito atenuado para maiores teores de ligante e de fibras (Ahmed e Naggar 2018).

Considerando as lacunas existentes na bibliografia, anteriormente identificadas, considera-se pertinente a realização de uma investigação laboratorial para caracterizar: (i) o comportamento monotónico à compressão e à tração de solos estabilizados e reforçados com fibras metálicas e de polipropileno; (ii) o impacto da aplicação de carregamento cíclico no comportamento de solos estabilizados reforçados com fibras. O presente trabalho pretende contribuir para a clarificação destas matérias.

2 – TRABALHO EXPERIMENTAL

2.1 – Características dos solos

No Quadro 1 apresentam-se as principais características dos solos utilizados no presente estudo, designados por A, B, C e D. O solo A é uma areia mal graduada (SP), o solo B é um silte de elevada plasticidade (ML), enquanto os solos C e D são solos semelhantes, sendo ambos provenientes da região do “Baixo Mondego”, classificados como solos orgânicos de alta plasticidade (OH) devido ao seu elevado teor em matéria orgânica (9,3-10,3%). A presença de matéria orgânica influencia negativamente o comportamento dos solos C e D, induzindo baixa resistência ao corte não drenada ($c_u < 25$ kPa), alta compressibilidade e plasticidade (Coelho, 2000; Correia, 2011).

2.2 – Características do ligante

Os solos A, B e C foram quimicamente estabilizados com uma dosagem de 175 kg/m³ de cimento Portland tipo I 42,5 R (EN 197-1 2000). O solo D foi quimicamente estabilizado por uma mistura de ligantes constituída por 75% de cimento Portland tipo I 42,5 R (EN 197-1 2000) e 25% de escórias granuladas de alto-forno, em consonância com o estudo de otimização realizado por Correia (2011). A estabilização do solo D foi realizada para duas dosagens de ligante, 125 e 375 kg/m³.

A composição química do cimento Portland (Quadro 2) revela a predominância de óxido de cálcio (CaO = 62,8%), enquanto as escórias também apresentam um elevado teor de sílica e alumina (CaO = 37,0%, SiO₂ = 38,7%; Al₂O₃ = 11,6%). Esta composição química confere ao cimento Portland propriedades hidráulicas (ou seja, reage espontaneamente com água), enquanto as escórias

potenciam o desenvolvimento de reações pozolânicas, responsáveis pela melhoria das propriedades mecânicas a longo prazo (Taylor 1997; Janz e Johansson, 2002).

Quadro 1 – Resumo da caracterização geotécnica dos solos A, B, C e D (Cajada, 2017; Venda Oliveira et al., 2016, 2018; Correia 2011)

Índices Geotécnicos		Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
Composição granulométrica	% Argila	0	6	16	10
	% Silte	0	58	57	71
	% Areia	100	36	27	19
Peso volúmico seco	γ_d (kN/m ³)	16,86	9,85	---	14,56
Teor em água natural	w (%)	-	-	80,9	80,9
Densidade das partículas sólidas	G	2,68	2,77	2,60	2,55
Teor em matéria orgânica	OM (%)	0	2,1	10,3	9,3
Limites de consistência	w _P (%)	-	42	48,8	71
	w _L (%)	-	44	72,0	43
Classificação unificada (ASTM D 2487, 1998)		SP	ML	OH	OH

Quadro 2 – Principais propriedades químicas dos ligantes (Teles, 2013; Custódio, 2013).

Ligante	Símbolo	CaO (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Sup. espec. (m ² /kg)
Cimento Portland CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	62,84	19,24	4,93	349,0
Escória granulada de alto-forno	Esc	37,02	38,74	11,59	363,0

2.3 – Características das fibras

No Quadro 3 apresentam-se as principais características das fibras utilizadas no presente trabalho, as quais são ilustradas na Figura 1. As fibras de polipropileno (Pp) (Fig. 1a) possuem 12 mm de comprimento, 32 µm de diâmetro, grande flexibilidade, superfície específica elevada (134 m²/kg), uma densidade de 905kg/m³, resistência à tração de 250 N/mm² e um módulo de elasticidade

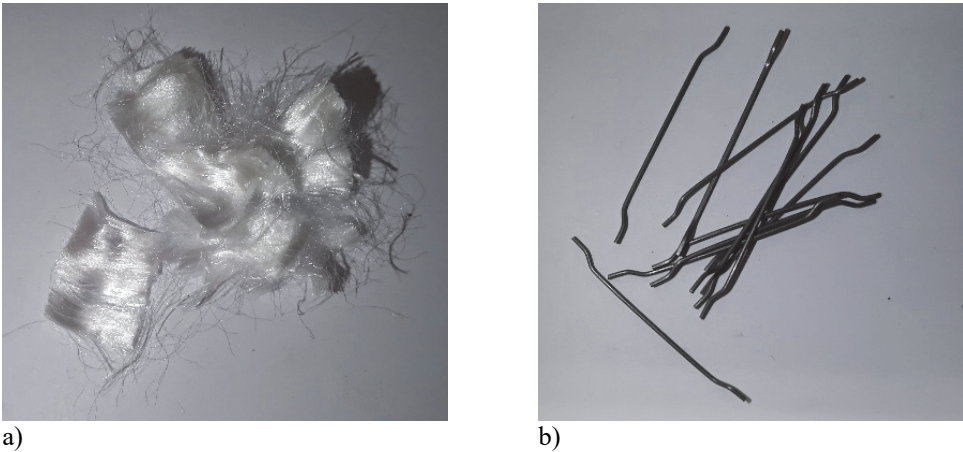


Fig. 1 – Tipos de fibras. a) fibras de polipropileno; b) fibras metálicas.

Quadro 3 – Principais propriedades das fibras (dados do fabricante).

Material	L (mm)	Diâmetro (mm)	Densidade (kg/m ³)	Rt (N/mm ²)	E (N/mm ²)
Aço (Met)	30	0,55	7800	1345	200x10 ³
Polipropileno (Pp)	12	0,032	905	250	3500-3900

L – comprimento; Rt – resistência à tração; E – módulo de elasticidade

entre 3500 a 3900 N/mm². As fibras metálicas (Met) possuem extremidades em gancho (Fig. 1b) para promover uma ancoragem eficaz, têm 30 mm de comprimento, diâmetro de 0,55 mm, resistência à tração superior a 1345 N/mm² e um módulo de elasticidade de 200x10³ N/mm².

2.4 – Preparação e ensaio dos provetes

O presente trabalho foi realizado com amostras reconstituídas, as quais permitem reduzir a heterogeneidade e variabilidade inerente à utilização dos solos naturais, sem alterar a composição mineralógica e granulométrica. As amostras dos solos estabilizados com ou sem a inclusão de fibras foram preparadas com base nos procedimentos definidos pelo EuroSoilStab (2001) e Correia (2011). Assim, o procedimento utilizado na preparação dos provetes compreendeu as seguintes fases:

- (i) A quantidade de ligante para perfazer a dosagem requerida foi misturada com os diferentes tipos de solos, com uma quantidade específica de água destilada de modo a produzir uma calda homogénea.
- (ii) A mistura solo-calda foi realizada por uma misturadora mecânica, com uma velocidade de 142 rpm durante 4 min.
- (iii) No caso dos provetes reforçados com fibras, a quantidade necessária de fibras foi cuidadosamente adicionada durante o processo de mistura mecânica (solo-calda-fibras).
- (iv) A pasta homogénea resultante foi introduzida e compactada diretamente no interior de um molde cilíndrico de PVC, em três camadas. Nos provetes de solo reforçado com fibras de polipropileno foram utilizados moldes com 70 mm de diâmetro, tendo-se utilizado nos provetes de solo reforçado com fibras metálicas provetes com diâmetro de 100 mm. Os moldes possuem uma relação comprimento/diâmetro (L/D) de 2 no caso de ensaios UCS monotónicos e cíclicos, e de 1 no caso de ensaios de compressão diametral (CD).
- (v) Cada camada é ligeiramente compactada manualmente, sujeita a vibrações pela aplicação de uma placa de aço junto à superfície interior do molde e compactada com 100kPa durante 10 segundos.
- (vi) A superfície de cada camada foi ligeiramente escarificada antes da introdução da camada seguinte.
- (vii) As amostras foram armazenadas durante 28 dias dentro de uma câmara com controlo de temperatura (20±2°C) e humidade (95±5%).
- (viii) Após o tempo de cura, as amostras foram colocadas no pedestal de uma prensa universal ou prensa cíclica, tendo os dispositivos eletrónicos de leitura (célula de carga e transdutor de deslocamento) sido calibrados e ajustados.
- (ix) Finalmente, os ensaios foram efetuados com aquisição automática de dados.

Os ensaios monotónicos (UCS e CD) foram realizados com uma máquina de ensaios universal (Wykeham Farrance Tristar 5000kg). Em consonância com a norma BS 1377-7 (1990) os ensaios UCS foram realizados para uma velocidade de deformação constante de 0,25%/min para os solos A, B e C e de 1%/min no caso do solo D.

Os ensaios cíclicos de compressão não confinada foram realizados com uma prensa dinâmica (Servosis ME-402/20), para um nível de tensão de desvio de 55% da tensão de rotura (q_{u-max}), a qual foi previamente definida em ensaios monotónicos UCS. No caso solos A, B e C, foi imposta uma

excitação sinusoidal de 0,25 Hz com uma amplitude ($q_{\max}-q_{\min}$) de $\pm 7,5\% \times q_{u-\max}$ até 3000 ciclos de carga. Os ensaios cíclicos do solo D foram efetuados para uma excitação sinusoidal de 0,5 Hz, uma amplitude ($q_{\max}-q_{\min}$) de $\pm 7\% \times q_{u-\max}$, para 625, 1250, 2500, 5000 e 10000 ciclos de carga. Estas condições garantem um fator de segurança mínimo de 1,6 ($q_u / [(0,55+0,075) \times q_{u-\max}]$). Após a fase cíclica, os provetes foram submetidos a ensaios monotónicos UCS para analisar as repercussões da fase cíclica nas propriedades mecânicas.

A generalidade dos ensaios foi repetida pelo menos duas vezes para assegurar a fiabilidade da metodologia e a qualidade dos resultados obtidos (Quadro 4).

2.5 – Plano de ensaios

No Quadro 4 apresenta-se o plano de ensaios, composto por 2 séries. A primeira série envolve ensaios monotónicos de compressão não confinada (UCS) e de compressão diametral (CD) com utilização exclusiva do Solo D, e que visam estudar o efeito do tipo de fibra (metálica/polipropileno) e a dosagem de ligante (125 e 375 kg/m³). A segunda série visa estudar as repercussões da aplicação de solicitação cíclica no comportamento dos solos A, B, C e D estabilizados sem fibras, quando reforçados com fibras de polipropileno (solos A, B e C) e fibras metálicas (Solo D). Os ensaios cíclicos realizados com o solo D visam fundamentalmente analisar o efeito da variação do número de ciclos no comportamento pós-cíclico.

Quadro 4 – Plano de ensaios (baseado em Cajada, 2017; Venda Oliveira et al., 2016, 2018; Teles 2013; Custódio, 2013)

Solo	Ligante		Fibras		Nº de ensaios			
	Tipo	D(kg/m³)	Tipo	D(kg/m³)	UCS	CD	Cíclicos	UCS _{pc}
A	CEM I 42,5 R	175	--	--	2	--	2	2
			Pp	10	2	--	2	2
B			--	--	2	--	2	2
			Pp	10	2	--	2	2
C			--	--	2	--	2	2
			Pp	10	2	--	2	2
D	CEM I 42,5 R (75%) + Esc(25%)	125	--	--	2	2	--	--
			Pp	50	2	2	--	--
			Met	50	2	2	--	--
		375	--	--	2	2	--	--
			Pp	50	2	2	--	--
			Met	50	2	2	5 ^(*)	5 ^(*)

D – dosagem; Esc – escória granulada de alto-forno; CD – Ensaio de compressão diametral;

UCS_{pc} – ensaio UCS após a fase cíclica;

(*) ensaios realizados com diferente número de ciclos (625, 1250, 2500, 5000 e 10000).

3 – ENSAIOS MONOTÓNICOS (SOLO D) - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

3.1 – Comportamento tensão-deformação

A influência do reforço e do tipo de fibra utilizada no comportamento tensão-deformação do solo D estabilizado é ilustrado na Figura 2 para os ensaios UCS e CD. Os resultados mostram que a adição de fibras sintéticas (polipropileno) e metálicas ao solo estabilizado origina a alteração de comportamento do material estabilizado (não reforçado), de frágil, com perda total e brusca da resistência pós-pico, para um material de maior ductilidade, com menor perda de resistência pós-

pico, exibindo uma resistência residual não negligenciável que advém da mobilização da resistência à tração das fibras com o aumento da deformação. Na Figura 2 também se observa que a utilização de fibras de Pp é mais eficaz na diminuição da fragilidade que a utilização de fibras metálicas. De facto, a inclusão de fibras metálicas no solo estabilizado induz uma perda parcial de resistência pós-pico, enquanto a generalidade dos provetes reforçados com fibras de Pp exhibe um comportamento claramente dúctil, traduzido por inexistência de diminuição de resistência pós-pico. Este comportamento é coerente com observado por outros autores, nomeadamente no que se refere ao aumento da ductilidade com a utilização de fibras Pp (Consoli et al., 2009; Olgun 2013; Correia et al., 2015), e perda parcial de resistência pós-pico com a utilização de fibras metálicas, tanto em solos estabilizados (Sukontasukkul e Jamsawang 2012) como em betão (Kaïkea et al., 2014; Khaloo et al., 2014).

Na Figura 2 também se constata que o efeito do reforço com fibras no comportamento tensão-deformação depende fortemente da dosagem de ligante utilizado na estabilização química. De facto,

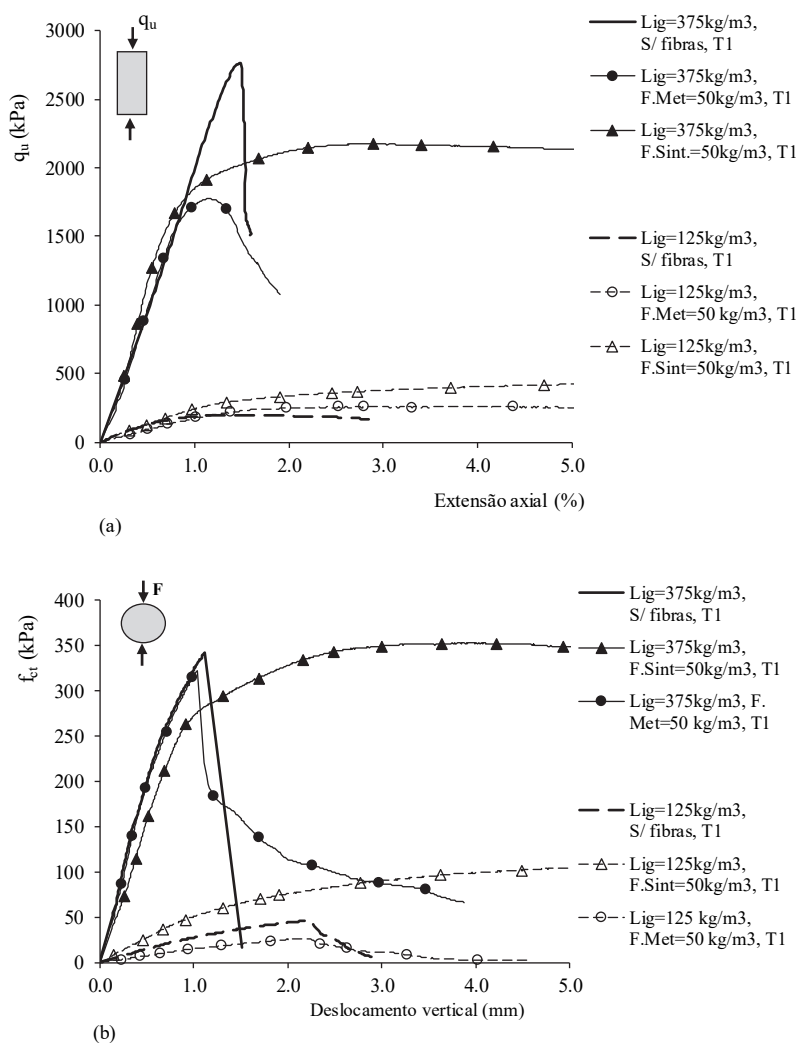


Fig. 2 – Comportamento tensão-deformação do solo D estabilizado com ligante, reforçado e não reforçado com fibras. a) Ensaios UCS; b) Ensaios de compressão diametral (CD) (baseado em Teles, 2013; Custódio, 2013).

o aumento da dosagem de ligante de 125 para 375 kg/m³, além de naturalmente originar um aumento significativo da resistência e rigidez, também tende a amplificar os efeitos anteriormente mencionados, ou seja, o comportamento frágil do solo estabilizado não reforçado e a perda parcial de resistência pós-pico registada nos provetes reforçados com fibras metálicas. A maior perda de resistência pós-pico associada à utilização de fibras metálicas é, provavelmente, devida ao reduzido número de fibras metálicas que potencialmente atravessam a superfície de rotura, as quais são incapazes de suportar a carga aplicada após a quebra das ligações cimentícias. Com a utilização de fibras de Pp, a perda de resistência é significativamente menor, uma vez que, para a mesma dosagem de fibras (dado que o peso unitário das fibras Pp é menor), o número de fibras Pp que potencialmente atravessam a superfície de rotura é significativamente maior do que com as fibras metálicas, pelo que existe a mobilização de um elevado número de fibras para suportarem parte da carga aplicada, o que se reflete na mobilização de uma resistência residual não desprezável.

A variação da fragilidade (ou ductilidade) pode ser analisada pelo índice de fragilidade (*I_B*) (Venda Oliveira et al., 2016), definido pelas equações:

$$I_B = 1 - \frac{q(\varepsilon/\varepsilon_f=2)}{q_u} \quad [Resistência \ à \ compressão] \tag{1}$$

$$I_B = 1 - \frac{f(\varepsilon/\varepsilon_f=2)}{f_{ct}} \quad [Resistência \ à \ tração] \tag{2}$$

sendo *q_u* a resistência à compressão não confinada e *f_{ct}* a resistência à tração, e *q(ε/ε_f=2)* e *f(ε/ε_f=2)* representam, respetivamente, a resistência à compressão e à tração para uma deformação dupla da deformação correspondente à rotura (*ε_f*). *I_B* igual a um corresponde a um comportamento completamente frágil, ou seja, com perda total de resistência pós-pico. Por outro lado, quando *I_B* diminui para zero, o comportamento torna-se cada vez mais dúctil, ou seja, a fragilidade diminui. A Figura 3 ilustra a variação do índice de fragilidade, com e sem adição de fibras, para os ensaios UCS e CD. Os resultados corroboram a análise anterior (Figura 2) em termos de comportamento tensão-deformação, ou seja, a inclusão de ambos os tipos de fibras diminui a fragilidade (*I_B* diminui) em relação ao material não reforçado, embora o efeito seja muito mais significativo com a adição de fibras Pp, com uma alteração drástica do comportamento do material compósito, de frágil para dúctil, com uma forte redução de *I_B*.

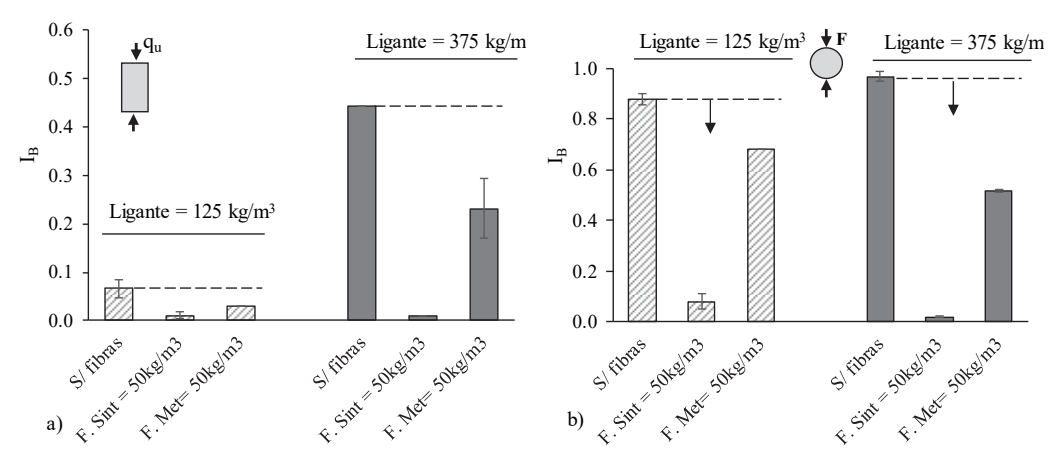


Fig. 3 – Índice de fragilidade do solo D estabilizado com ligante, reforçado e não reforçado com fibras. a) fibras de polipropileno (12 mm); b) fibras metálicas.

3.2 – Características mecânicas

A Figura 4 ilustra o efeito do tipo de fibra utilizado como reforço na resistência à compressão não confinada (q_u) e no módulo de Young correspondente a 50% da resistência de pico (E_{u50}). Em linha com o observado na Figura 2, esta figura realça o efeito da dosagem de ligante e do tipo de fibra nas propriedades mecânicas do material compósito. Assim, constata-se que para uma reduzida dosagem de ligante (125 kg/m^3) a inclusão de ambos os tipos de fibras origina um ligeiro aumento da resistência à compressão (tendo as fibras de Pp um maior impacto). Com o aumento da dosagem de ligante para 375 kg/m^3 a adição de ambos os tipos de fibras passa a ter um efeito contraproducente em termos de resistência à compressão não confinada, induzindo uma diminuição de resistência em relação aos provetes não reforçados, a qual é superior para a inclusão de fibras metálicas. Em termos de E_{u50} (Fig. 4b) o impacto da adição de fibras é pouco expressivo, uma vez que a rigidez é fundamentalmente controlada pela matriz cimentícia, registando-se um efeito ligeiramente negativo da presença de fibras para a menor dosagem de ligante e um efeito moderadamente positivo para teores em ligante de 375 kg/m^3 .

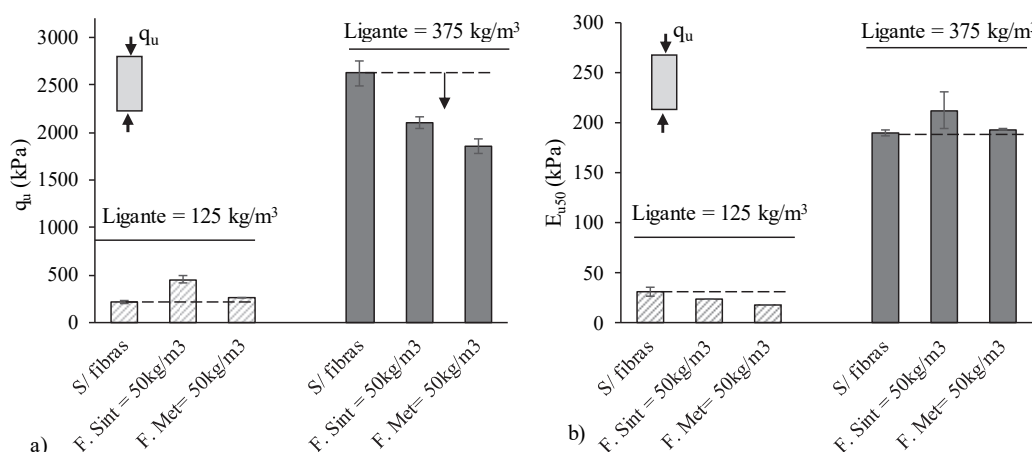


Fig. 4 – Resultados de ensaios UCS do solo D estabilizado com ligante, reforçado e não reforçado com fibras. a) q_u ; b) E_{u50} (baseado em Teles, 2013; Custódio, 2013).

O efeito da dosagem de ligante e do tipo de fibra na resistência à tração obtida em ensaios de compressão diametral (CD), apresentado na Figura 5, permite constatar que independentemente da dosagem de ligante a inclusão de fibras de Pp na mistura solo-ligante origina um aumento de resistência à tração em relação ao solo não reforçado, enquanto que a inclusão de fibras metálicas origina um efeito ligeiramente negativo.

Em geral, os resultados parecem indicar que o efeito do tipo de fibra sobre a resistência à compressão e tração depende da associação cumulativa de dois fatores com efeitos opostos: *i*) por um lado, a redução do número de ligações cimentícias induzida pela adição de fibras tende a diminuir a resistência do material compósito; *ii*) e por outro lado, o grau de mobilização da resistência à tração das fibras depende do nível de deformação e do mecanismo de rotura imposto, o qual varia com o tipo de ensaio (UCS e CD). Assim, para elevadas dosagens de ligante, o mecanismo de rotura imposto no ensaio UCS não permite a mobilização efetiva da resistência à tração das fibras, pelo que a redução das ligações cimentícias inerente à adição de fibras não é totalmente "compensada" pela mobilização da resistência à tração das fibras; assim o efeito da inclusão de fibras é negativo. Contudo, tal não acontece na estabilização com 125 kg/m^3 de ligante, dado que esta dosagem não é suficiente para promover um fortalecimento efetivo da matriz cimentícia, pelo que a rotura ocorre

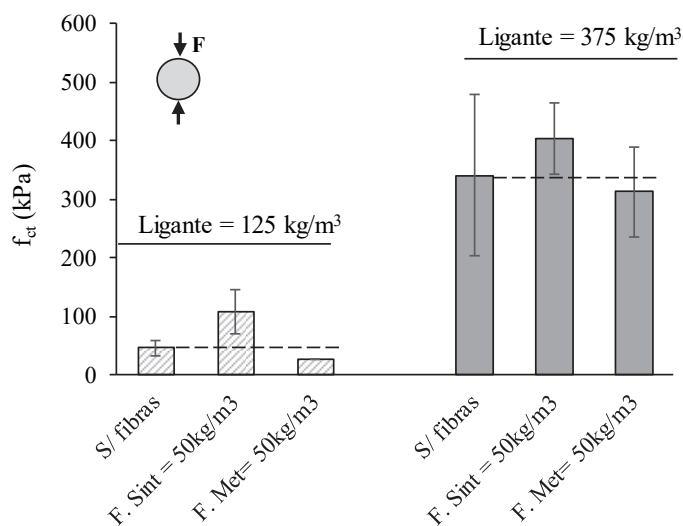


Fig. 5 – Resistência à tração (f_{ct}) obtida em ensaios CD com o solo D estabilizado com ligante, reforçado e não reforçado com fibras (baseado em Teles, 2013; Custódio, 2013).

para níveis de deformação elevados (Fig. 2a) que permitem a efetiva mobilização da resistência à tração das fibras, com o consequente aumento de resistência. Por outro lado, o mecanismo de rotura imposto no ensaio CD origina uma fissura vertical no provete que se propaga do topo até à base, induzindo diferentes níveis de deformação ao longo desta superfície. Assim, a resistência à tração das fibras localizadas junto ao topo do provete é mobilizada imediatamente após o início do ensaio, levando a que o efeito da adição de fibras não seja fortemente condicionado pela rigidez do esqueleto sólido. O menor desempenho das fibras metálicas em relação às fibras de Pp deve-se, provavelmente, à existência de uma menor quantidade de fibras na superfície de rotura (para um teor constante de fibras), pelo que nestas tendem a concentrar-se elevados níveis de tensão de tração, que podem originar a sua rotura ou o arrancamento por deficiente ancoragem.

3.3 – Relação entre a resistência à compressão e à tração

A Figura 6 ilustra o efeito do tipo de fibra e da dosagem de ligante na relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão, f_{ct}/q_u . Com o aumento da dosagem de ligante de 125 para 375 kg/m³ constata-se a diminuição da relação f_{ct}/q_u no solo não reforçado (de 0,22 para 0,13) e no solo reforçado com a inclusão de fibras de Pp (de 0,24 para 0,19). Com a adição de fibras metálicas observa-se o oposto (aumento de 0,10 para 0,17). Nos provetes estabilizados com maior dosagem de ligante (375 kg/m³) e independentemente do tipo de fibra utilizada no reforço, observa-se que o reforço com ambos os tipos de fibras origina o aumento da relação f_{ct}/q_u em relação ao solo não reforçado, ou seja, quando o nível de cimentação é mais elevado o impacto do reforço na resistência à tração tende a ser mais significativo.

Os resultados da Figura 6 também mostram que, independentemente do teor em ligante utilizado, a adição de fibras de Pp em relação às fibras metálicas promove uma mobilização mais eficaz da resistência à tração, o que repercute em maiores valores da relação f_{ct}/q_u .

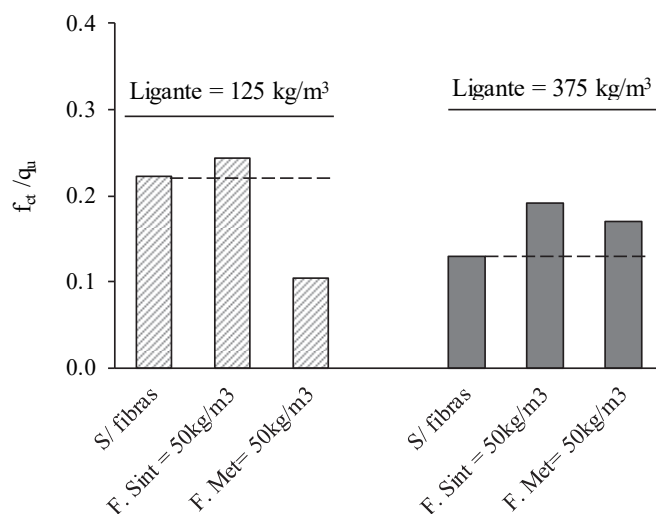


Fig. 6 – Relação f_{ct}/q_u com o solo D estabilizado, reforçado e não reforçado com fibras.

4 – ENSAIOS CÍCLICOS - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1 – Efeito da variação do número de ciclos – Solo D

Na Figura 7 apresenta-se a evolução das deformações axiais permanentes ($\epsilon_{ax-perm}$) com o número de ciclos de carga obtida em ensaios cíclicos realizados com o solo D estabilizado e reforçado com fibras metálicas. Apesar da elevada dispersão observada, os resultados médios revelam um aumento claro e significativo de $\epsilon_{ax-perm}$ até cerca de 2500 ciclos, tendendo a estabilizar para um número de ciclos superior a 5000. Este comportamento está em linha com o obtido por Dall'Aqua et al. (2010) com uma argila estabilizada reforçada com fibras de polipropileno. O aumento de $\epsilon_{ax-perm}$ com o número de ciclos é devido à rotura local de algumas ligações cimentícias, com a consequente transferência de tensões para as fibras metálicas, que, devido à sua elevada

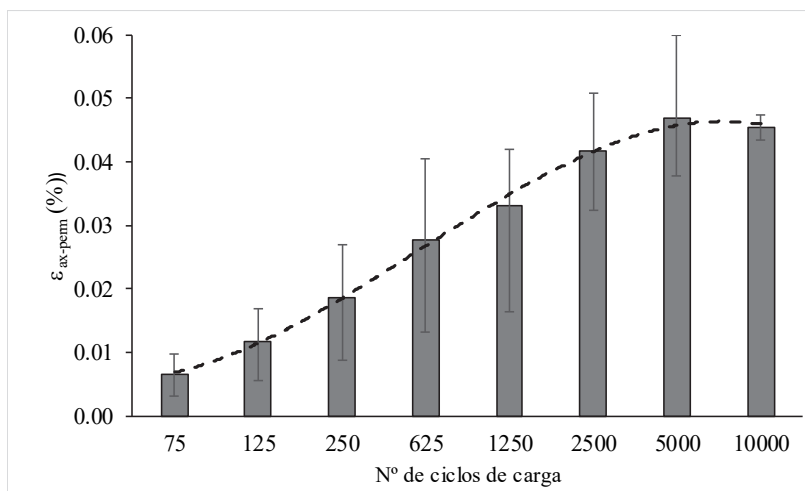


Fig. 7 – Ensaios UCS cíclicos do solo D estabilizado e reforçado com fibras metálicas. Evolução das deformações plásticas com o nº de ciclos (baseado em Venda Oliveira et al., 2017).

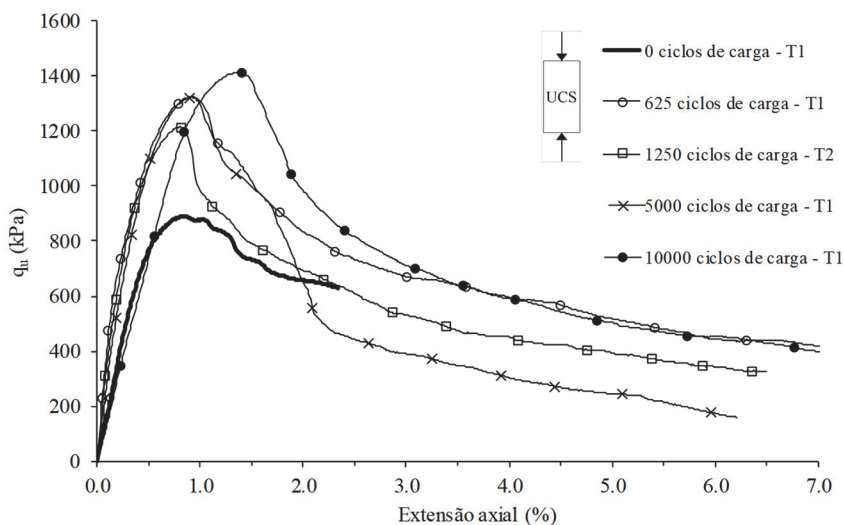


Fig. 8 – Ensaio UCS pós-cíclicos do solo D estabilizado e reforçado com fibras metálicas. Comportamento tensão-deformação (baseado em Venda Oliveira et al., 2017).

rigidez axial, são mobilizadas para baixos níveis de deformação. Para além dos 5000 ciclos, os resultados sugerem que as cargas cíclicas são fundamentalmente suportadas pelas fibras, que se encontram a funcionar em regime elástico, pelo que as $\epsilon_{ax-perm}$ mantêm-se constantes.

O efeito do número de ciclos de carga sobre o comportamento tensão-deformação obtido em ensaios UCS, ilustrado na Figura 8, permite constatar o aumento da resistência de pico do material compósito com o incremento do número de ciclos de carga em comparação com o ensaio monotónico (0 ciclos). Todavia, o impacto do número de ciclos de carga na resistência pós-pico é mais reduzido, observando-se uma tendência semelhante à obtida no ensaio monotónico. Estes resultados resultam do facto de se ter utilizado o mesmo teor de fibras em todos os provetes, estando a resistência residual conectada com a mobilização da resistência à tração nas fibras para níveis de deformação elevados. A evolução da resistência à compressão não confinada (q_u) com o número de

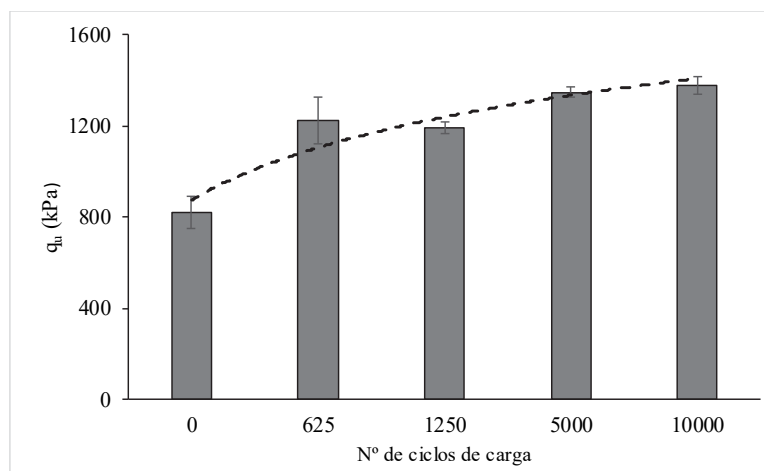


Fig. 9 – Ensaio UCS pós-cíclicos do solo D estabilizado e reforçado com fibras metálicas. Evolução de q_u com o nº de ciclos (baseado em Venda Oliveira et al., 2017)

ciclos (Figura 9) revela uma tendência de aumento de q_u com o número de ciclos de carga, parecendo haver estabilização a partir dos 5000 ciclos.

Estes resultados mostram que quando o solo D estabilizado e reforçado com fibras é submetido a cargas cíclicas a sua resistência à compressão tende a aumentar, não refletindo a expectável quebra de ligações cimentícias e o consequente decréscimo de resistência promovido pela ação cíclica. Estes resultados parecem indicar que a quebra de algumas ligações durante a fase cíclica (confirmada pelo aumento do $\varepsilon_{ax-perm}$) é suficiente para mobilizar a resistência à tração das fibras metálicas (com elevada rigidez axial), que, por sua vez, absorvem e redistribuem as tensões internas do material compósito. De facto, os resultados indiciam que o efeito da mobilização da resistência à tração das fibras compensa largamente a degradação do esqueleto sólido, o que justifica o aumento da resistência à compressão observado nas Figuras 8 e 9.

4.2 – Efeito do tipo de solo

4.2.1 – Comportamento cíclico – Deformações permanentes

Na Figura 10 apresenta-se a evolução da deformação axial permanente acumulada ($\varepsilon_{ax-perm}$) com o número de ciclos de carga para os solos A, B e C não reforçados e reforçados com uma dosagem de fibras de polipropileno de 10 kg/m³. Em consonância com o observado na bibliografia (Kahttak e Alrashidi, 2006; Venda Oliveira et al., 2017), os resultados mostram um aumento acentuado de $\varepsilon_{ax-perm}$ no início da fase cíclica, seguido de uma diminuição da velocidade de deformação com o evoluir do número de ciclos de carga.

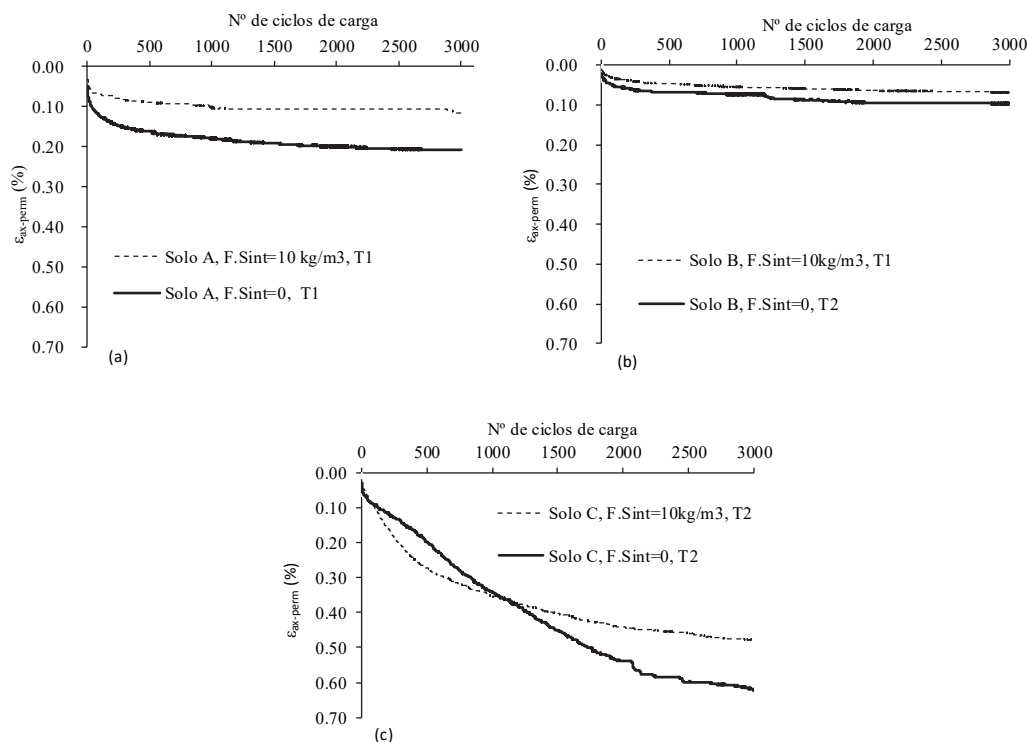


Fig. 10 – Ensaio UCS cíclicos dos solos A, B e C estabilizados e reforçados com fibras de polipropileno. Evolução das deformações axiais permanentes com o nº de ciclos (baseado em Cajada, 2017).

Independentemente do tipo de solo, os resultados evidenciam um efeito positivo do reforço do material compósito com fibras, traduzido pela diminuição de $\varepsilon_{ax-perm}$. No caso do solo C este efeito é observado quando o número de ciclos de carga é superior a 1000.

De facto, para um número elevado de ciclos de carga, o nível de deformação imposto é suficiente para mobilizar a resistência à tração das fibras, sendo a carga aplicada parcialmente suportada pelas fibras, atenuando a expectável desestruturação do esqueleto sólido. Curiosamente, o solo C, mais deformável, mostra no início da fase cíclica um impacto ligeiramente negativo da inclusão das fibras, ou seja, para um número reduzido de ciclos a perda das ligações de cimentação devido à presença das fibras não é totalmente compensada pela mobilização da resistência à tração das fibras. Para os solos com um esqueleto sólido mais rígido (solos A e B), a mobilização da resistência à tração das fibras tende a ser mais precoce, provavelmente, em consequência de uma ancoragem mais eficaz das fibras.

Comparando as $\varepsilon_{ax-perm}$ dos solos A, B e C (Figura 11) para 3000 ciclos de carga, constata-se que o solo C apresenta um aumento mais significativo de $\varepsilon_{ax-perm}$, refletindo o efeito negativo do elevado teor de matéria orgânica (associado à elevada plasticidade), induzindo $\varepsilon_{ax-perm}$ muito mais elevadas. Como referido anteriormente, a presença de fibras contribui para mitigar as $\varepsilon_{ax-perm}$, independentemente do tipo de solo analisado (Figura 11), sendo este efeito mais significativo no solo mais deformável (solo C).

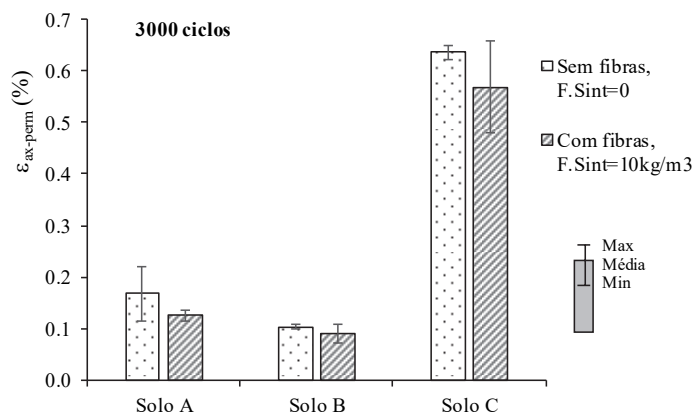


Fig. 11 – Deformações axiais permanentes acumuladas obtidas após 3000 ciclos em ensaios UCS cíclicos dos solos A, B e C estabilizados e reforçados com fibras de polipropileno.

4.2.2 – Comportamento tensão-deformação

O efeito do reforço com fibras no comportamento tensão-deformação é ilustrado na Figura 12 para os solos A, B e C. Para os três solos estudados, e independentemente dos provetes terem ou não sido submetidos a carregamento cíclico, constata-se que a inclusão de 10 kg/m³ de fibras de polipropileno altera o comportamento de frágil (solos estabilizados não reforçados) com drástica diminuição das resistência pós-pico, para um comportamento mais dúctil (solos estabilizados reforçados com fibras) com mobilização de resistência residual significativa. Estes resultados encontram-se em linha com os resultados apresentados na seção 3.1 e na literatura (Correia et al., 2015; Venda Oliveira et al., 2016; Olgun, 2013).

Em linha com os resultados apresentados na Figura 8 (solo D), a Figura 12 também revela uma melhoria das características mecânicas dos solos estabilizados após carregamento cíclico, induzindo um aumento de resistência e rigidez, não refletindo a expectável quebra de algumas ligações cimentícias e a consequente deterioração das propriedades mecânicas.

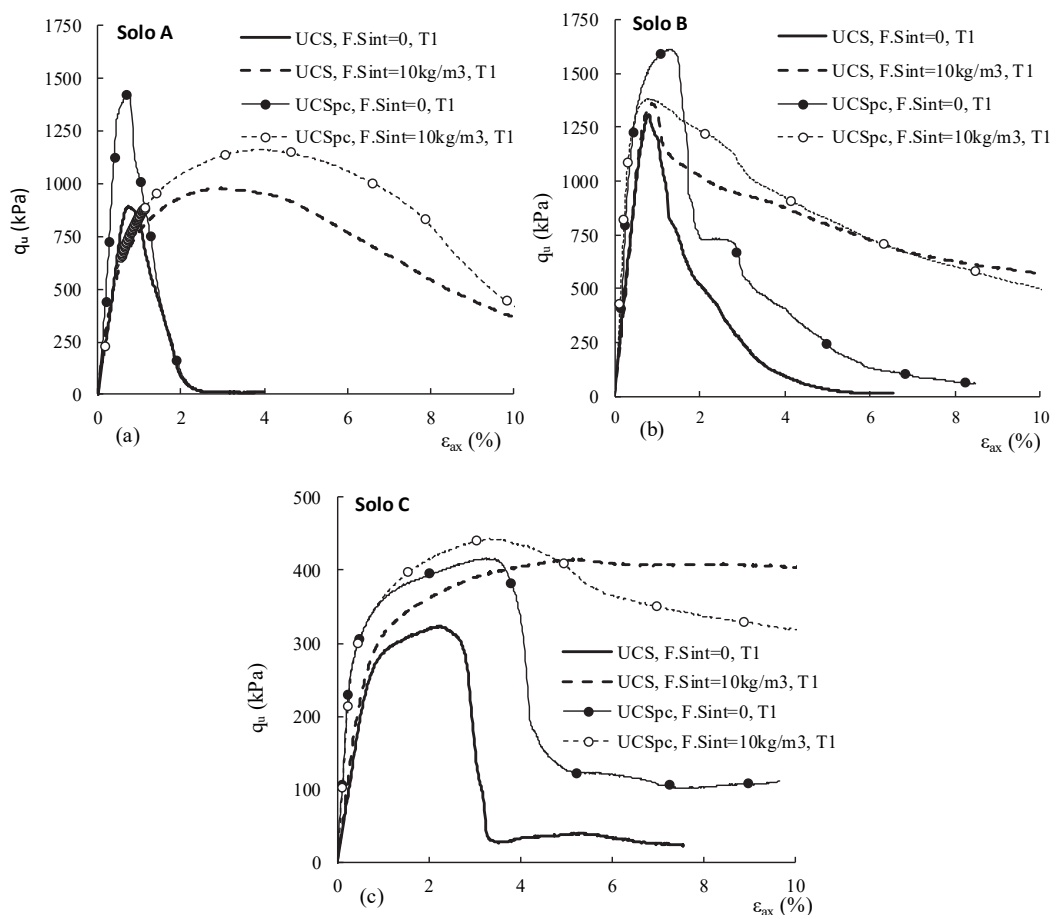


Fig. 12 – Ensaio UCS pós-cíclicos dos solos A, B e C estabilizados e reforçados com fibras de polipropileno. Comportamento tensão-deformação (baseado em Cajada, 2017).

A Figura 13 ilustra o efeito do carregamento cíclico e do reforço com fibras de polipropileno no índice de fragilidade, I_B , nos três solos estudados. Embora com alguma dispersão, os valores do I_B

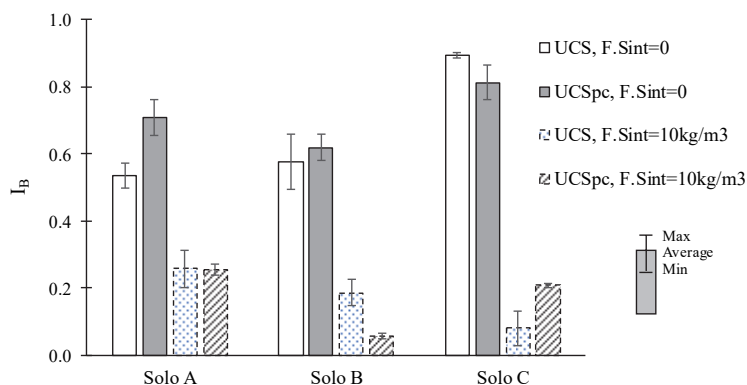


Fig. 13 – Ensaio UCS pós-cíclicos dos solos A, B e C estabilizados e reforçados com fibras de polipropileno. Índice de fragilidade.

estão em linha com o comportamento tensão-deformação, nomeadamente, o aumento da ductilidade (correspondente à redução de I_B) com a inclusão das fibras. O efeito da fase cíclica sobre I_B varia com o tipo de solo e se o mesmo está ou não reforçado com fibras. Assim, enquanto nos solos “sem” matéria orgânica (solos A e B) e não reforçados a fase cíclica aumenta ligeiramente o valor do I_B (a fragilidade aumenta), no solo orgânico (solo C) promove uma ligeira diminuição deste, ou seja, a ductilidade tende a aumentar. Inexplicavelmente, a tendência inverte-se quando os solos são reforçados com fibras de polipropileno.

4.2.3 – Características mecânicas

A Figura 14 enfatiza as repercussões da fase cíclica e do reforço com fibras de polipropileno nas características mecânicas, em termos de resistência à compressão não confinada (q_u) e módulo de Young definido para 50% da resistência de pico (E_{u50}). Os resultados de ensaios monotónicos sem fase cíclica com os solos A, B e C mostram que a inclusão de 10 kg/m³ de fibras de polipropileno nos solos promove o aumento de q_u (Fig. 14a) e de E_{u50} (Fig. 14b), o que concorda com os resultados de outros trabalhos realizados com baixo teor de fibras e ligantes (Olgun, 2013; Kaniraj e Havanji, 2001; Tang et al., 2007; Estabragh et al., 2012). Em linha com o observado na Figura 4, estes resultados indicam que o reforço das fibras tende a ter um efeito positivo para solos estabilizados com reduzida dosagem de ligante (175 kg/m³ no presente caso), sendo menos eficaz, ou mesmo ter um efeito negativo, com maior nível de cimentação.

Em linha com o observado e discutido na seção 3.2, estes resultados indiciam que o efeito do reforço com fibras resulta da combinação de dois efeitos opostos: a presença de fibras na matriz restringe o desenvolvimento de algumas ligações cimentícias entre as partículas do solo e, por outro lado, a mobilização da resistência à tração das fibras dependente do nível de deformação imposto. Assim, um material rígido exibe uma reduzida deformação na rotura, a qual é insuficiente para a mobilização total da resistência à tração das fibras, pelo que as ligações cimentícias que não se estabelecem devido à presença de fibras não são totalmente compensadas pelo incremento de resistência induzido pela mobilização da resistência à tração das fibras, consequentemente, a presença de fibras tem um efeito prejudicial na resistência do material compósito. Por outro lado, um material com um reduzido nível de cimentação atinge o pico para deformações mais elevadas, compatíveis com a mobilização da resistência à tração das fibras, consequentemente, a mobilização da resistência à tração das fibras é suficiente para compensar a perda de resistência devido à diminuição das ligações cimentícias sendo, por conseguinte, o efeito das fibras positivo.

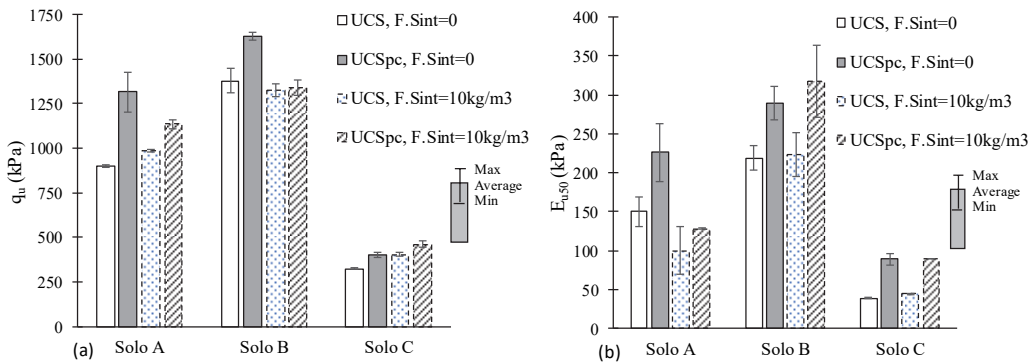


Fig. 14 – Resultados de ensaios UCS monotónicos e pós-cíclicos dos solos A, B e C estabilizados e reforçados com fibras de polipropileno: a) q_u ; b) E_{u50} (baseado em Cajada, 2017).

Em geral e surpreendentemente, os resultados mostram que o benefício do carregamento cíclico é superior em solos não reforçados que em solos reforçados com fibras, sendo mais significativo para E_{u50} do que para q_u . Comparando os três solos, constata-se que o solo arenoso é aquele em que o efeito da aplicação de carregamento cíclico é mais expressivo, independentemente de estar ou não reforçado com fibras.

Nos solos não reforçados o efeito da solicitação cíclica nas propriedades mecânicas parece estar associado à densificação do esqueleto sólido.

Embora o aumento das características mecânicas induzidas pela fase cíclica corrobore com os resultados de trabalhos de investigação semelhantes com solos reforçados (Festugato et al., 2013; Khattak e Alrashidi, 2006; Venda Oliveira et al., 2017; Maher e Ho, 1993), estes não refletem a deterioração do esqueleto sólido durante a fase cíclica, confirmada pelo aumento das $\varepsilon_{ax-perm}$ com o número de ciclos de carga (Figura 10). Este comportamento, embora não totalmente expectável, pode ser explicado pela mobilização parcial da resistência à tração das fibras durante a fase cíclica, como consequência do aumento das deformações promovido pela quebra de algumas ligações cimentícias. De facto, os resultados parecem indicar que, após a fase cíclica, o efeito benéfico da mobilização da resistência à tração das fibras é superior ao efeito prejudicial induzido pela deterioração da matriz cimentícia, ou seja, a fase cíclica promove o aumento de q_u e E_{u50} .

5 – CONCLUSÕES

O presente trabalho pretende dar uma contribuição para o conhecimento sobre o comportamento à compressão e à tração de solos estabilizados e reforçados com fibras metálicas e de polipropileno, quando submetidos a carregamento monotónico ou cíclico.

Considerando os resultados dos ensaios de compressão não confinada (UCS) e ensaios de compressão diametral (CD) realizados com um solo mole (solo D) estabilizado com 125 e 375 kg/m³ de ligante, num estado não reforçado e reforçado com fibras de polipropileno e metálicas, podem-se elencar as seguintes observações e conclusões:

- i) A inclusão de fibras metálicas e de polipropileno no material compósito aumenta a ductilidade do comportamento tensão-deformação, induzindo a diminuição do índice de fragilidade (I_B) e uma menor perda de resistência pós-pico.
- ii) O efeito da inclusão de fibras no solo estabilizado depende do tipo de fibra, do nível de deformação imposto por cada tipo de ensaio e do grau de cimentação induzido pela estabilização química. Para baixos níveis de cimentação, a inclusão de fibras no compósito promove o aumento de resistência, enquanto nos solos estabilizados com elevado teor em ligante o efeito de reforço com fibras é pequeno ou mesmo contraproducente, uma vez que o nível de deformação na rotura não é suficiente para a mobilização da resistência à tração das fibras.
- iii) O efeito positivo ou negativo da inclusão de fibras sobre a resistência à compressão e à tração depende da associação cumulativa de dois efeitos opostos, a redução do número de ligações cimentícias induzido pela adição de fibras e a mobilização da resistência à tração das fibras que depende do nível de deformação e do mecanismo de rotura imposto por cada tipo de ensaio. Assim, para elevadas dosagens de ligante, o mecanismo de rotura imposto no ensaio UCS não permite a mobilização efetiva da resistência à tração das fibras, pelo que a redução das ligações cimentícias induzida pela adição de fibras não é totalmente "compensada" pela mobilização da resistência à tração destas, sendo o efeito da inclusão de fibras negativo. Contudo, nos solos estabilizados com menor dosagem de ligante a rotura ocorre para níveis de deformação mais elevados, permitindo uma mais efetiva mobilização da resistência à tração das fibras e o consequente aumento de resistência. Por outro lado, o mecanismo de rotura imposto no ensaio CD origina uma fissura vertical no provete com diferentes níveis de deformação ao longo desta.

Assim, a resistência à tração das fibras localizadas junto ao topo do provete é mobilizada imediatamente após o início do ensaio, pelo que nestes casos a rigidez do esqueleto sólido tem reduzida influência na mobilização das fibras.

- iv) Com o aumento da dosagem de ligante de 125 para 375 kg/m³ constata-se a diminuição da relação f_{ct}/q_u tanto nos provetes não reforçados como nos provetes reforçados com fibras de polipropileno. Independentemente do teor em ligante utilizado, a adição de fibras de Pp em relação às fibras metálicas promove uma mobilização mais eficaz da resistência à tração, o que se repercute em maiores valores da relação f_{ct}/q_u .

Comparando os resultados de ensaios UCS monotónicos com ensaios equivalentes realizados após a aplicação de carregamento cíclico, em diversos solos estabilizados não reforçados e reforçados com fibras de polipropileno e metálicas, pode-se concluir o seguinte:

- i) A evolução da deformação axial permanente acumulada apresenta um aumento acentuado no início da fase cíclica, seguido de uma diminuição da taxa de deformação com o aumento do número de ciclos de carga.
- ii) A resistência pós-pico é independente do número de ciclos de carga aplicado, uma vez que após a rotura o nível de deformação imposto permite a mobilização da resistência à tração das fibras, sendo a resistência residual fundamentalmente condicionada pelo teor em fibras.
- iii) A resistência à compressão não confinada aumenta com o incremento do número de ciclos de carga, nomeadamente durante a aplicação dos primeiros ciclos de carga.
- iv) Independentemente do tipo de solo, o reforço com fibras tem um efeito benéfico sobre o comportamento cíclico dos solos estabilizados, induzindo a diminuição das deformações permanentes acumuladas em relação aos solos não reforçados. Este comportamento deve-se provavelmente à mobilização parcial da resistência à tração das fibras durante a fase cíclica.
- v) O aumento da percentagem de argila e de matéria orgânica tem um efeito negativo sobre o comportamento cíclico, induzindo deformações permanentes acumuladas mais elevadas.
- vi) A fase cíclica induz o aumento das características mecânicas (resistência e rigidez) do material compósito. De facto, a expectável deterioração do esqueleto sólido durante a fase cíclica parece ser parcialmente compensada pela mobilização da resistência à tração das fibras.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar os seus agradecimentos à CIMPOR e à BEKAERT pelo fornecimento dos ligantes e das fibras, respetivamente, e às instituições que suportaram financeiramente esta investigação: CIEPQPF (UIDB/00102/2020), FCT (POCI-01-0145-FEDER-028382) e Instituto para a Sustentabilidade e Inovação na Engenharia de Estruturas (ISISE), com a referência UIDB/04029/2020. Os autores também expressam os seus agradecimentos aos investigadores João C. A. Cajada, João M.N.P.C. Teles e Dione G. Custódio, cujo trabalho experimental desenvolvido no âmbito de dissertações de mestrado serviu de base ao presente artigo científico.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahmed, A.; Naggari, M. H. (2018). *Effect of cyclic loading on the compressive strength of soil stabilized with basanite-tire mixtures*. Journal of Material Cycles and Waste Management, 20, nº 1, pp. 525-532.

- Al-Tabbaa, A.; Barker, P.; Evans, C. W. (2009). *Keynote Lecture: Design of deep mixing in infrastructure applications*. International Symposium of Deep Mixing & Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.
- ASTM D2487 (1998). *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes* (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA.
- BS 1377-3 (1990): *Methods of test for soils for civil engineering purposes – part 7: Chemical and electro-chemical tests*. BSI, London, UK.
- Cai, Y.; Shi, B.; Ng, C. W. W.; Tang, C. (2006). *Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayed soil*. Engineering Geology, 87, pp. 230-240.
- Cajada, J. C. A. (2017). *Estabilização química de diferentes solos reforçados com fibras de polipropileno*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Chauhan, M. S.; Mittal, S.; Mohanty, B. (2008). *Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre*. Geotextiles and Geomembranes, 26, nº 5, pp. 429-435.
- Coelho, P. A. L. F. (2000). *Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo experimental do local da Quinta da Foja*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Consoli, N. C.; Vendruscolo M. A.; Fonini, A.; Rosa, F. D. (2009). *Fibre reinforcement effects on sand considering a wide cementation range*. Geotextiles and Geomembranes, 27, nº 3, pp. 196-203.
- Consoli, N. C.; Bassani, M. A. A.; Festugato, L. (2010). *Effect of fibre-reinforcement on the strength of cemented soils*. Geotextiles and Geomembranes, 28, nº 4, pp. 344-351.
- Consoli, N. C.; Zortéa, F.; Souza, M.; Festugato, L. (2011a). *Studies on the dosage of fibre-reinforced cemented soils*. Journal of Materials in Civil Engineering, 23, nº 12, pp. 1624-1632.
- Consoli, N. C.; Moraes, R. R.; Festugato, L. (2011b). *Split tensile strength of monofilament polypropylene fibre-reinforced cemented sandy soils*. Geosynthetics International, 18, nº 2, pp. 57-62.
- Consoli, N. C.; Bellaver Corte, M.; Festugato, L. (2012). *Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil-lime mixtures*. Geosynthetics International, 19, nº 5, pp. 409-414.
- Consoli, N. C.; Scapini B.; Festugato, L. (2013a). *A practical methodology for the determination of failure envelopes of fibre-reinforced cemented sands*. Geotextiles and Geomembranes, 41, pp. 50-54.
- Consoli, N. C.; Moraes, R. R.; Festugato, L. (2013b). *Parameters controlling tensile and compressive strength of fibre-reinforced cemented soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, 25, nº 10, pp. 1568-1573.
- Consoli, N. C.; Moraes, R. R.; Festugato, L. (2013c). *Variables controlling strength of fibre-reinforced cemented soils*. Ground Improvement, 166, nº 4, pp. 221-232.
- Correia, A. A. S. (2011). *Aplicabilidade da técnica de deep mixing ao solo mole do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Correia, A. A. S.; Venda Oliveira, P. J.; Custódio, D. G. (2015). *Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders*. Geotextiles and Geomembranes, 43, nº 2, pp. 97-106.

- Custódio, D. G. (2013). *Comportamento mecânico do solo mole do Baixo Mondego quimicamente estabilizado com adição de fibras de polipropileno*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Dall'Aqua, G. P.; Ghataora, G. S.; Ling, U. K. (2010). *Behaviour of fibre-reinforced and stabilized clayey soils subjected to cyclic loading*. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 32, nº 3, pp. 3-16.
- EN 197-1 (2000). *Cement e Part 1: Composition, Specifications and Conformity Criteria for Common Cements*. European Committee for Standardization.
- Estabragh, A. R.; Namdar, P.; Javadi, A. A. (2012). *Behaviour of cement-stabilized clay reinforced with nylon fibre*. *Geosynthetics International*, 19, nº 1, pp. 85-92.
- Eurosoilstab (2001). *Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization*. CT97-0351, EC Project No. BE 96-3177, Industrial and Materials Technologies Programme (BriteEuRam III), European Commission, pp. 94.
- Festugato, L.; Fourie, A.; Consoli, N. C. (2013). *Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill*. *Géotechnique Letters*, 3, pp. 5-12.
- Güllü, H.; Khudir A. (2014). *Effect of freeze-thaw cycles on unconfined compressive strength of fine-grained soil treated with jute fibre, steel fibre and lime*. *Cold Regions Science and Technology*, 106-107, pp. 55-65.
- Hernandez-Martinez, F. G.; Sparrevik, M.; Kvalvåg, Eggen, A.; Kvennås, A.; Grini, R. S. (2009). *Stabilization/solidification of two contaminate marine sediments*. International Symposium of Deep Mixing & Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.
- Holm, G. (2005). *Keynote Lecture: Towards a sustainable society – recent advances in deep mixing*. International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances: k13-k24. Swedish Deep Stabilization Centre. Stockholm, Sweden.
- Janz, M.; Johansson, S.-E. (2002). *The function of different binding agents in deep stabilization*. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 9, Linköping, Sweden.
- Kaïkea, A.; Achoura, D.; Duplan, F.; Rizzuti, L. (2014). *Effect of mineral admixtures and steel fibre volume contents on the behaviour of high performance fibre reinforced concrete*. *Materials and Design*, 63, pp. 493-499.
- Kaniraj, S. R.; Havanaji, V. J. (2001). *Behavior of cement-stabilized fiber- reinforced fly ash-soil mixtures*. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 127, nº 7, pp. 574-584.
- Khaloo, A.; Raisi, E. M.; Hosseini, P.; Tahrisi, H. (2014). *Mechanical performance of self-compacting concrete reinforced with steel fibres*. *Construction and Building Materials*, 51, pp. 179-186.
- Khattak, M. J.; Alrashidi, M. (2006). *Durability and mechanistic characteristics of fibre reinforced soil-cement mixtures*. *International Journal of Pavement Engineering*, 7, nº 1, pp. 53-62.
- Maher, M.; Ho, Y. (1993). *Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads*. *Geotechnical Testing Journal*, 16, nº 3, pp. 330-338.
- Olgun, M (2013). *Effects of polypropylene fibre inclusion on the strength and volume change characteristics of cement-fly ash stabilized clay soil*. *Geosynthetics International*, 20, nº 4, pp. 263-275.
- Park, S. (2009). *Effect of fibre reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fibre-reinforced cemented sand*. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, nº 2, pp. 162-166.

- Park, S. (2011). *Unconfined compressive strength and ductility of fibre-reinforced cemented sand*. Construction and Building Materials, 25, nº 2, pp. 1134-1138.
- Sarma, S. S.; Fahey, M. (2003). *Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129, nº 7, pp. 619-629.
- Sukontasukkul, P.; Jamsawang, P. (2012). *Use of steel and polypropylene fibres to improve flexural performance of deep soil-cement column*. Construction and Building Materials, 29, nº 1, pp. 201-205.
- Tang, C.; Shi, B.; Gao, W.; Chen, F.; Cai, Y. (2007). *Strength and mechanical behaviour of short polypropylene fibre reinforced and cement stabilized clayed soil*. Geotextiles and Geomembranes, 25, pp. 194-202.
- Taylor, H. F. W. (1997). *Cement Chemistry*. 2nd edition, Thomas Telford.
- Teles J. M. N. P. C. (2013). Comportamento mecânico do solo mole do “Baixo Mondego” quimicamente estabilizado com fibras metálicas. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Terashi, M.; Kitazume, M. (2009). *Keynote Lecture: Current practice and future perspective of QA/QC for deep-mixed ground*. International Symposium of Deep Mixing & Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.
- Terashi, M. (2005). *Keynote Lecture: Design of deep mixing in infrastructure applications*. International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances: k25-k45. Swedish Deep Stabilization Centre. Stockholm, Sweden.
- Venda Oliveira, P. J.; Correia, A. A. S.; Teles, J. M. N. P. C.; Custódio, D. G. (2016). *Effect of fibre type on the compressive and tensile strength of a soft soil chemically stabilised*. Geosynthetics International, 23, nº 3, pp. 171-182.
- Venda Oliveira, P. J.; Correia, A. A. S.; Teles, J. M. N. P. C.; Pedro, A. M. G. (2017). *Effect of cyclic loading on the behaviour of a chemically stabilised soft soil reinforced with steel fibres*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92, pp. 122-125.
- Venda Oliveira, P. J.; Correia, A. A. S.; Cajada J. C. A. (2018). *Effect of the type of soil on the cyclic behaviour of chemically stabilised soils unreinforced and reinforced with polypropylene fibres*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 115, pp. 336-343.
- Viana da Fonseca, A.; Rios, S.; Amaral, M. F.; Panico, F. (2013). *Fatigue Cyclic Tests on Artificially Cemented Soil*. Geotechnical Testing Journal, 36, nº 2, pp. 1–9.
- Yang, C.; Cui, Y. J.; Pereira, J. M.; Huang, M. S. (2008). *A constitutive model for unsaturated cemented soils under cyclic loading*. Computers and Geotechnics, 35, nº 6, pp. 853-859.

GRANDES ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO. UMA PERSPECTIVA SOBRE AS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS E OS SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA O SEU SUPORTE

Large urban excavations. A view on construction solutions and structural systems for their support

Manuel Matos Fernandes^a, António Silva Cardoso^a, Nuno Guerra^b

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

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

RESUMO – Analisa-se as principais soluções construtivas usadas no suporte de grandes escavações em meio urbano e situa-se no tempo o seu desenvolvimento. Mostra-se como às técnicas construtivas estão associados sistemas estruturais que, ao longo do tempo, foram sendo sucessivamente mais complexos, permitindo a execução de escavações em situações geotécnicas difíceis e com segurança adequada. Analisa-se as soluções construtivas disponíveis em relação à sua adequabilidade face a cinco cenários geotécnicos simplificados e, para os casos considerados adequados, classifica-se essas soluções em relação ao seu grau de viabilidade, ao potencial para controlo de deslocamentos e ao custo esperado. Classifica-se ainda as soluções construtivas do ponto de vista estrutural, associando-se a cada tipo de estrutura os principais esforços estruturais envolvidos.

SYNOPSIS – The main construction solutions used to support large excavations in urban areas are analyzed and their development is placed in time. It is shown how the construction techniques are associated with structural systems that, over time, have been successively more complex, allowing the execution of excavations in difficult geotechnical conditions with an adequate level of safety. The construction solutions available are analyzed considering their suitability in relation to five simplified geotechnical scenarios and, for the cases considered suitable, these solutions are classified according to their degree of viability, the potential for controlling displacements and the expected cost. Structural solutions are also classified from a structural point of view, associating the main structural loadings involved to each type of structure.

Palavras Chave: escavações profundas em meio urbano, técnicas construtivas, sistemas estruturais, classificação.

Keywords: deep urban excavations, construction techniques, structural systems, classification.

1 – INTRODUÇÃO

Nas grandes escavações urbanas a conceção estrutural está muitas vezes ligada à técnica e à sequência construtivas, o que também acontece em obras tão diversas como as estruturas subterrâ-

E-mails: mfern@fe.up.pt (M. Matos Fernandes), scardoso@fe.up.pt (A. Cardoso), nguerra@fct.unl.pt (N. Guerra)

ORCID: orcid.org/0000-0003-2661-9357 (M. Matos Fernandes), orcid.org/0000-0002-6025-4681 (A. Cardoso), orcid.org/0000-0001-8380-9902 (N. Guerra)

neas ou as pontes. No presente trabalho passa-se em revista as técnicas construtivas e as correspondentes soluções estruturais disponíveis para a execução de grandes escavações urbanas. Tal é feito sem entrar em detalhes executivos, mas com a preocupação de transmitir uma perspetiva da evolução e do encadeamento das soluções conhecidas. De facto, o entendimento da cadeia de avanços tecnológicos e estruturais relevantes é crucial na procura de novos desenvolvimentos.

O Quadro 1 apresenta uma lista das principais técnicas construtivas, e das correspondentes soluções estruturais, usadas desde as primeiras décadas do século XX na realização das grandes escavações urbanas, bem como uma tentativa de situar o seu uso no tempo. Essas técnicas e soluções são analisadas na secção seguinte.

Quadro 1 – Técnicas construtivas usadas no suporte de grandes escavações em meio urbano e datação do seu desenvolvimento

Técnicas construtivas	anos 50	anos 60	anos 70	anos 80	anos 90	2000 até hoje
Escavação em talude com (ou sem) suporte parcial de madeira	×					
Paredes de madeira escoradas	×					
Escavação em vala	×	×				
Paredes tipo Berlim (com pranchas de madeira), escoradas	×	×	×	×	×	×
Ancoragens		×	×	×	×	×
Paredes tipo Berlim (com pranchas de madeira), ancoradas		×	×	×	×	×
Paredes moldadas executadas com <i>clamshell</i> , escoradas ou ancoradas		×	×	×	×	×
Paredes suportadas pelas lajes da estrutura permanente (solução <i>top-down</i>)		×	×	×	×	×
Paredes tipo Berlim definitivas (com painéis de betão armado), escoradas ou ancoradas		×	×	×	×	×
Paredes moldadas executadas com hidrofresa, ancoradas ou escoradas				×	×	×
Paredes de estacas tangentes ou espaçadas, ancoradas ou escoradas				×	×	×
Paredes de estacas secantes, ancoradas ou escoradas					×	×
Pregagens em solos				×	×	×
Tratamento do terreno (<i>jet-grouting, compaction grouting, deep-soil-mixing</i>)					×	×
Poços elípticos construídos com o método sequencial de escavação-betonagem					×	×
Tratamento do terreno (<i>cutter-soil-mixing</i>) ou <i>cross-walls</i> executadas com a técnica das paredes moldadas						×
Sistema de escoramento pré-esforçado				×		×

Das soluções apresentadas, analisa-se posteriormente aquelas que se consideram realizáveis actualmente (excluem-se, portanto, as soluções mais antigas que não asseguram suficiente controlo dos deslocamentos e (ou) adequado nível de segurança) do ponto de vista da sua aplicação a cinco cenários geotécnicos relevantes. As soluções são, assim, classificadas, nos casos aplicáveis, quanto ao seu grau de viabilidade, ao potencial para controlo de deslocamentos e ao seu custo. Tal é apresentado na secção 3.

Finalmente, na secção 4, as soluções são classificadas do ponto de vista estrutural, identificando-se o principal tipo de esforço estrutural em causa, tanto na parede como nos seus apoios, nos casos em que existem.

2 – SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS E SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.1 – Soluções usadas antes dos anos 60

Antes dos anos sessenta, as técnicas construtivas empregues eram muito primitivas: i) escavações sem suporte ou com suporte parcial em madeira, com inclinação do talude adaptada à resistência do terreno (Figura 1); ii) escavações com suporte integral em madeira, o que exigia escavação prévia à instalação da estrutura de contenção (Figura 2); iii) perfis de aço verticais (tipo H ou I) instalados em furos na periferia da escavação previamente à realização desta, combinados com pranchas de madeira instaladas entre banzos, acompanhando o progresso da escavação (Figuras 3 e 4). Em todos estes casos, os apoios da face da escavação, quando existiam, eram escoras de madeira (Figura 3) ou de aço (Figura 4).

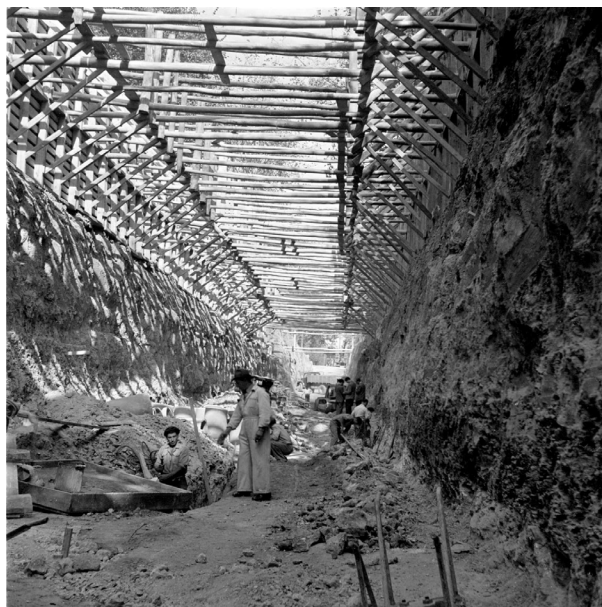


Fig. 1 – Metro de Lisboa, avenida da Liberdade, 1955 (gentileza do Metropolitano de Lisboa).

As estruturas com perfis metálicos verticais e pranchas de madeira são frequentemente designadas por paredes Berlim, pelo facto de as suas aplicações pioneiras terem provavelmente ocorrido na construção do metro daquela cidade logo nos primeiros anos do século XX (Wittke, 1997).

Estas estruturas cumpriam satisfatoriamente a sua função quando estavam reunidas, no essencial, as seguintes condições: i) maciços terrosos de razoável ou elevada resistência; ii) escavações não muito profundas; iii) inexistência de fundações diretas de edifícios na imediata vizinhança da face da escavação; iv) no caso de solos granulares, escavações acima do nível freático ou em circunstâncias em que o rebaixamento seja possível. Muitas das obras em causa corresponderam tipicamente a escavações *cut-and-cover* para linhas de metropolitano sob largas avenidas em muitas cidades da Europa e da América do Norte desde o dealbar do século XX até aos anos 50. Deve, todavia, notar-se que em algumas das obras apresentadas a segurança dos trabalhadores não estava de modo algum acautelada dentro das exigências atualmente consideradas imprescindíveis.

Quando aquelas três condições não se verificavam as dificuldades eram muito grandes. O recalce prévio dos edifícios mais próximos da escavação era por isso, nessa época, muito frequente.

Um método engenhoso para viabilizar as escavações em solos brandos minimizando os danos

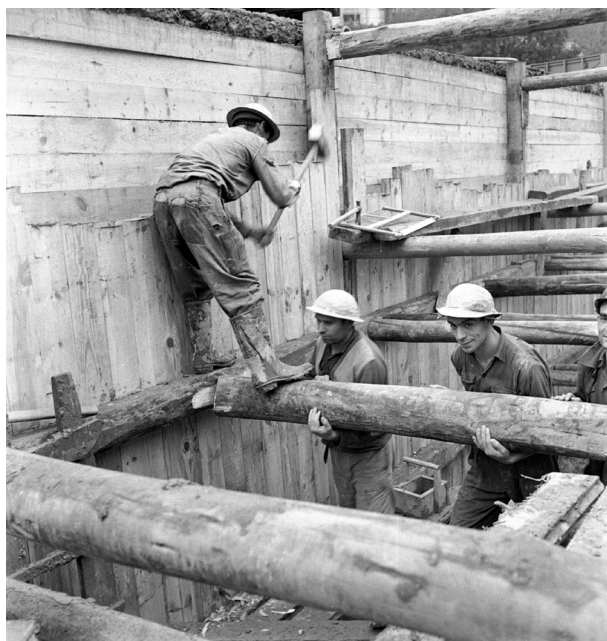


Fig. 2 – Metro de Lisboa, praça do Rossio, 1960 (gentileza do Metropolitano de Lisboa).

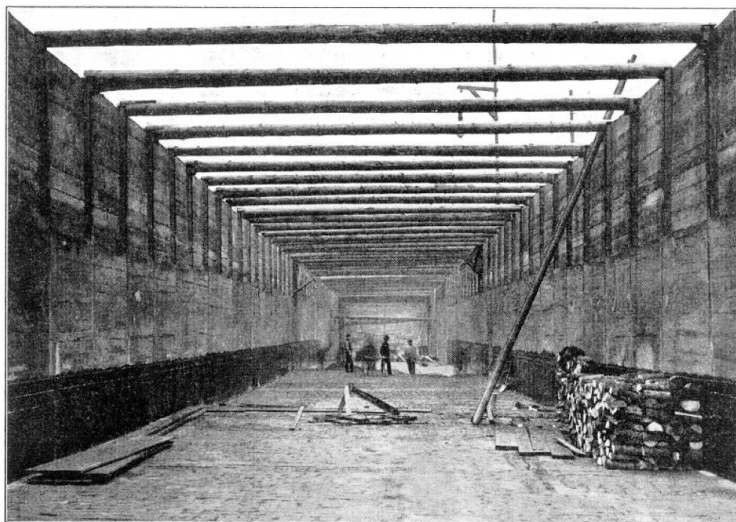


Fig. 3 – Metro de Berlim, 1908 (Wittig, 1908).

nos edifícios vizinhos é o designado *trench method*, desenvolvido em Chicago nos primeiros anos do século XX, período de rápida e profunda transformação da cidade. Este método foi aplicado pela primeira vez na construção das três caves do novo edifício sede do jornal Chicago Tribune, na Madison Avenue (Figura 5).

As caves eram necessárias para albergar a tipografia do jornal, para que a vibração das máquinas não afectasse o conforto no restante edifício (Randall, 1999). O método está esquematizado na Figura 6, e é descrito por Peck (1969) no seu famoso *State-of-the-Art Report* apresentado na

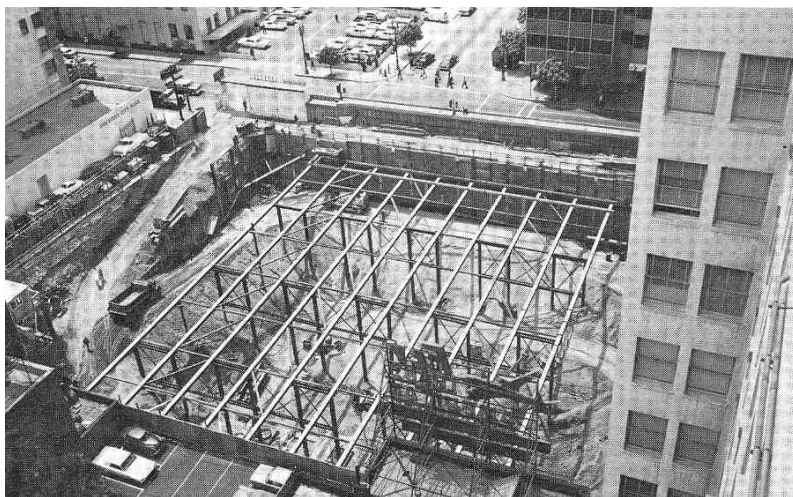
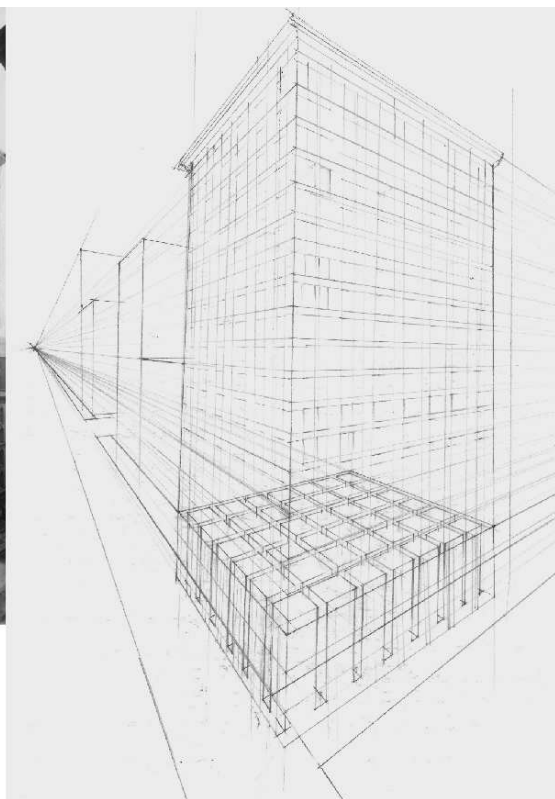


Fig. 4 – Escavação escorada, cortina tipo Berlim com painéis de madeira, São Francisco, década de 1950.



(a)



(b)

Fig. 5 – Edifício Tribune, Madison Avenue, Chicago: a) fotografia em 1910; b) esquema do *trench method* aplicado na escavação para as três caves; desenho de Bárbara Rangel (Matos Fernandes, 2015).

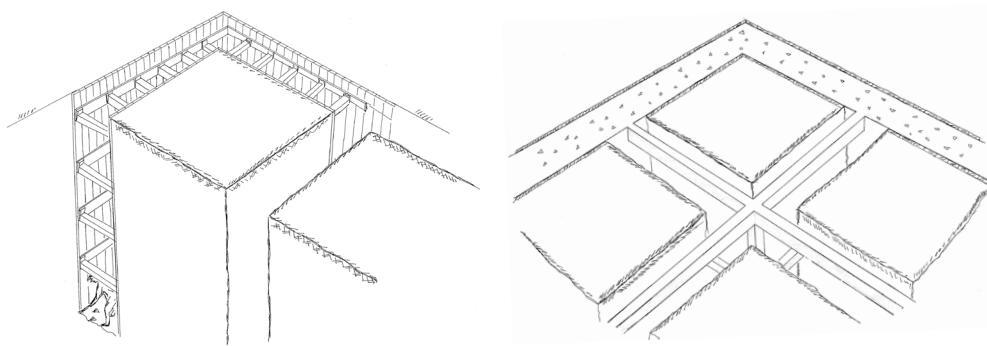


Fig. 6 – Duas fases do *trench method* usado na escavação dos três pisos enterrados do Edifício Tribune, Chicago, 1901; desenhos de Bárbara Rangel (Matos Fernandes, 2015).

conferência da ISSMFE, na Cidade do México:

“De acordo com este processo, era escavada uma vala, à mão, na periferia do edifício no local das paredes permanentes das caves. A largura da vala era tão pequena quanto fosse praticável. As superfícies laterais da vala eram suportadas por pranchas de madeira e por um grande número de escoras horizontais ligando um ao outro lado. As valas suportadas eram executadas até à profundidade final das paredes externas da estrutura. A armadura era então montada nas valas e o betão era colocado directamente contra o suporte, que funcionava como cofragem.

Em simultâneo com a construção da parede, eram escavadas valas transversais, habitualmente ao longo dos alinhamentos dos pilares e eram suportadas e escoradas de forma semelhante, até à mesma profundidade das paredes exteriores. Escoras de betão, mais tarde formando parte do piso mais profundo, eram então betonadas no fundo das valas. Os pilares eram executados na intersecção destas escoras (...). Deste modo, ficava definido um sistema completo de escoramento cruzado enquanto a maior parte do solo no interior das futuras caves estava ainda no local. Como passo final, o solo era escavado (...). Assim os assentamentos eram minimizados.”

É também interessante notar que no seu *state-of-the-art report* (fim da década de 1960) este era ainda o método recomendado por Peck como mais eficaz para escavações em solos brandos!

2.2 – As décadas de 60 e de 70

As décadas de 60 e de 70 marcam uma extraordinária viragem tecnológica e de contexto! Em termos de contexto, tendo sido um período de grande crescimento económico, nos países mais desenvolvidos as grandes escavações urbanas multiplicaram-se, agora não apenas para linhas de metro ou outras obras viárias, mas também para estacionamento automóvel em caves de novos edifícios ou sob espaços públicos. Estas escavações passaram, tipicamente, a ter maior largura e maior profundidade do que aquelas que eram destinadas a obras viárias.

No que respeita à tecnologia, a partir do fim da década de 60 passaram a ter generalizada aplicação dois avanços absolutamente brilhantes: i) as paredes de betão armado moldadas no terreno; ii) as ancoragens pré-esforçadas em solos.

Com a nova técnica das paredes moldadas no terreno, passou a ser possível instalar por completo uma parede de suporte periférica — de betão armado, com adequadas rigidez e resistência à flexão, impermeável, estendendo-se em profundidade para além da base da escavação, com descompressão

muito reduzida no terreno envolvente — antes da realização da escavação. Tal parede, servindo de contenção à escavação, é depois incorporada na estrutura resistente definitiva. Parece legítimo admitir que esta nova técnica terá em parte sido inspirada no chamado *trench method* atrás descrito.

As ancoragens pré-esforçadas em solos — executadas numa ampla gama de condições geotécnicas — usadas para apoio da cortina periférica, vieram libertar o interior da escavação dos severos constrangimentos físicos associados ao escoramento e ao respetivo sistema de contraventamento. A combinação destes dois importantes avanços tecnológicos, de que se mostra exemplo na Figura 7, contribuíram de forma relevantíssima para a generalização das grandes escavações urbanas nas décadas seguintes, fruto da redução do custo e do prazo de execução, bem como da redução do risco de danos induzidos nas estruturas vizinhas.



Fig. 7 – Cortina de paredes moldadas ancorada, parque de estacionamento da Alameda D. Afonso Henriques, Lisboa, 1974, fotografia de A. Campião (gentileza de Teixeira Duarte, Lisboa).

A partir do momento em que foi possível construir a parede periférica pela técnica das paredes moldadas no terreno, parede essa que era incorporada na estrutura definitiva, aparece como natural a chamada solução *top-down*, apoiando a parede periférica durante a escavação nas lajes da estrutura definitiva enterrada, construídas de cima para baixo. Esta solução é conveniente, por exemplo, quando as condições geotécnicas ou outras restrições desaconselham o uso de ancoragens. De modo a facilitar a remoção das terras, numa primeira fase, é comum que as lajes não sejam betonadas em toda a sua área de implantação. O caso ilustrado na Figura 8 (da década de 90, apesar de o sistema ser usado desde os anos 70) é particularmente interessante sob o ponto de vista estrutural, com cada laje funcionando como um anel comprimido de apoio da parede periférica.

Voltando às ancoragens, importa referir que a sua aplicação não se limitou, de modo algum, às obras com cortinas formadas por paredes moldadas no terreno. Como ilustra a Figura 9, a combinação das tradicionais cortinas tipo Berlim, de perfis metálicos verticais e pranchas de madeira entre banzos, com ancoragens tornou-se solução natural, por exemplo para o suporte de valas com grande largura e com cortina de contenção de natureza provisória.

Naquele tipo de cortina, o uso de betão projetado (em geral combinado com malhasol) em alternativa às pranchas de madeira em certas condições (terrenos coesivos de boa resistência, obras relevantes) foi um passo natural.

Quando a escavação, total ou parcialmente, envolvia horizontes de materiais muito rijos, a aplicabilidade da técnica das paredes moldadas tornava-se problemática, dada a dificuldade de desmonte



Fig. 8 – Solução *top-down*, com as lajes da estrutura definitiva parcialmente betonadas, Coimbra, 1998 (gentileza de Teixeira Duarte, Lisboa).



Fig. 9 – Cortina tipo Berlim ancorada, Estação Saldanha, Metropolitano de Lisboa, 1977 (gentileza de Teixeira Duarte, Lisboa).

do terreno pelos baldes de maxilas. Nessas circunstâncias, em grandes escavações e condições de elevada exigência de desempenho, aparece como solução conveniente a combinação de ancoragens pré-esforçadas, perfis metálicos verticais e painéis de betão armado, betonados contra o terreno, entre banzos dos perfis verticais, acompanhando o progresso da escavação. A Figura 10 mostra um caso notável com tal solução, no qual a parede resistente definitiva foi construída de forma tradicional, a partir do fundo da escavação, betonada contra a face da parede de contenção provisória que a figura iustra.

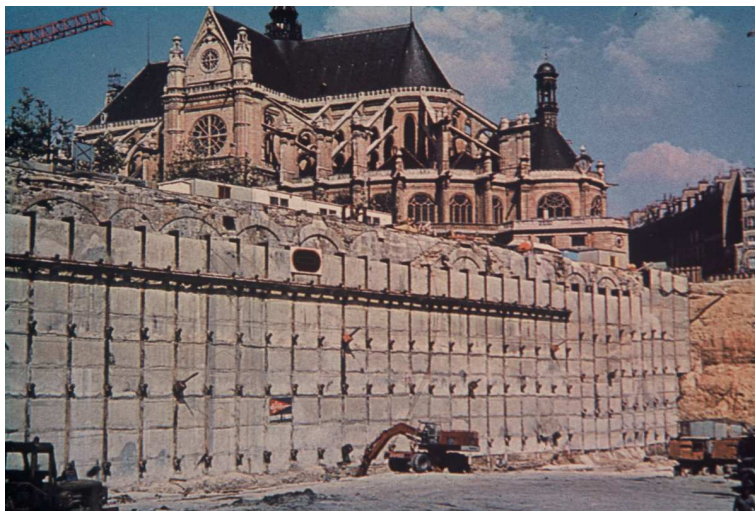


Fig. 10 – Cortina tipo Berlim ancorada, com painéis de betão armado, Forum des Halles, Paris, 1974 (Sif Bachy).

Compreende-se que em condições geotécnicas análogas à anterior (terrenos muito rijos que tornam menos viável o uso de paredes moldadas) tenha aparecido como solução economicamente competitiva fundir as paredes provisória e definitiva de betão armado numa só. Essa parede é construída por painéis de betão armado, de cima para baixo, apoiados nos (e envolvendo os) perfis metálicos. Surgiu assim o que é designado por cortina Berlim definitiva. A Figura 11 ilustra o processo construtivo de tais cortinas.

2.3 – As últimas duas décadas do século XX: a variedade de soluções

2.3.1 – Paredes moldadas executadas com hidrofresa

A década de 1980 conheceu um importante desenvolvimento da técnica das paredes moldadas no terreno, que permitiu ultrapassar a limitação referida nos parágrafos anteriores.

Esse desenvolvimento consistiu essencialmente em proceder ao desmonte do terreno por uma hidrofresa, de que se mostra imagens na Figura 12. Quando os detritos resultantes do desmonte passam a ter dimensão suficientemente reduzida, são removidos por bombagem para a superfície juntamente com a lama estabilizadora; em simultâneo, volume similar de lama reciclada é vertida na vala a partir da superfície. A ferramenta em causa é suscetível de desmontar solos muito rijos e maciços rochosos. Para além disso assegura maior rigor na verticalidade da parede e juntas entre painéis praticamente impermeáveis.

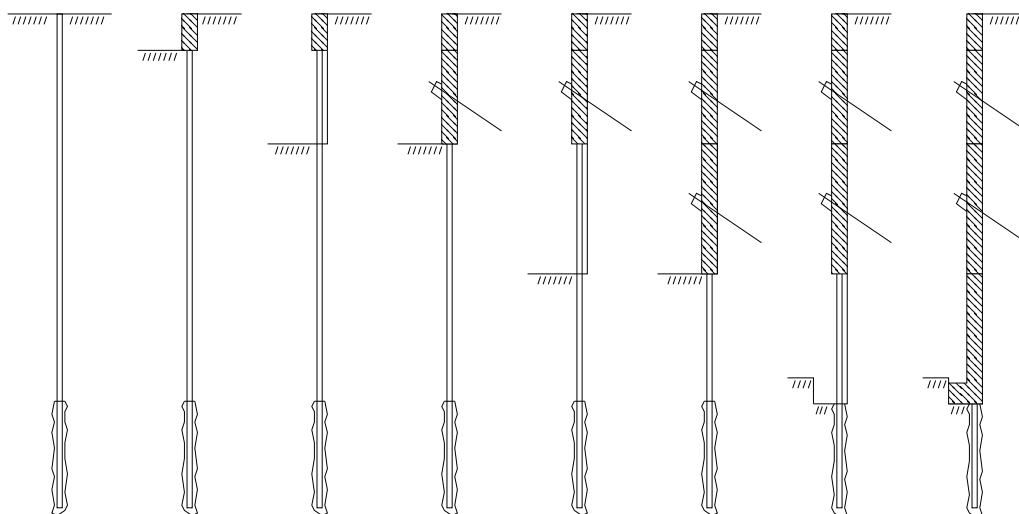


Fig. 11 – Sequência construtiva de uma cortina Berlim definitiva (Guerra, 1999).

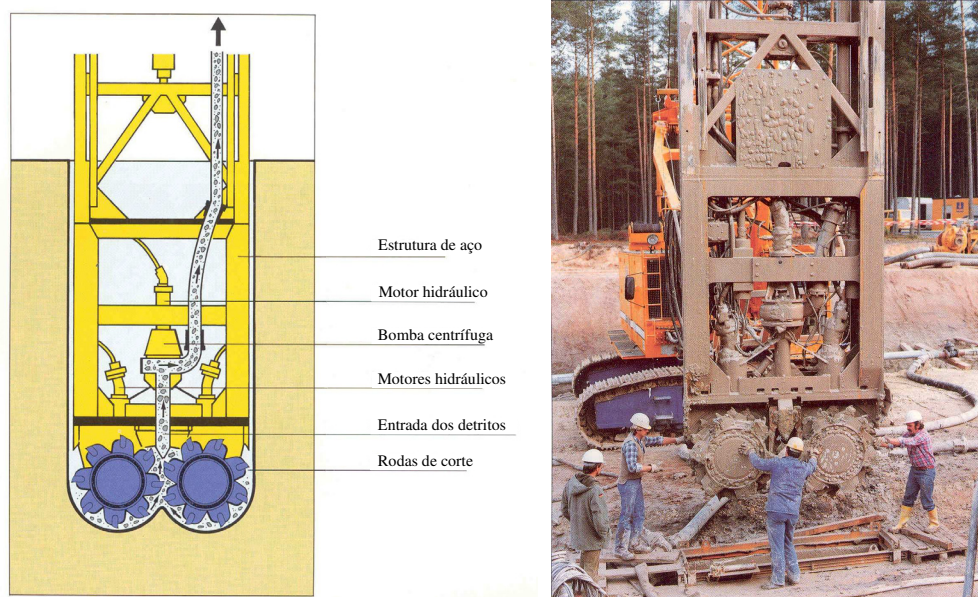


Fig. 12 – Execução de paredes moldadas com recurso a hidrofresa (BAUER Spezialtiefbau GmbH).

2.3.2 – Solo pregado

A década de 80 assistiu também à aplicação generalizada de uma técnica construtiva substancialmente distinta das anteriores: as escavações pregadas em solos.

O uso de pregagens para estabilização de maciços rochosos era já muito antiga. Pode dizer-se que a combinação dessa experiência, com o entendimento do comportamento dos solos reforçados com inclusões proveniente das estruturas de suporte de aterros armados (terra armada e similares), teve como fruto esta nova solução de escavações pregadas.

Esta solução torna-se mais atrativa para solos de resistência razoável e por vezes envolve a face

de escavação com uma pequena inclinação em relação à vertical. Nesta face as cabeças das pregagens estão ligadas a uma pele estrutural formada por malha eletrosoldada e betão projetado. A Figura 13 mostra imagem de uma obra executada com recurso a esta técnica.



Fig. 13 – Imagem de escavação pregada, Stuttgart, 1980 (BAUER Spezialtiefbau GmbH).

2.3.3 – Paredes de estacas

O uso de cortinas de estacas “quase-tangentes” ou com espaçamento ao eixo superior ao respetivo diâmetro é relativamente antigo. (Note-se que estacas tangentes são muito difíceis de construir porque tal exigiria desvios nulos do seu eixo em relação à posição teórica, pelo menos no plano da cortina). Estas cortinas podem constituir uma solução muito conveniente para escavações profundas em terrenos sedimentares muito rijos, nos quais as cortinas de paredes moldadas convencionais enfrentam sérias dificuldades de execução. Também em cenários de formações graníticas, com solos residuais e rocha mais ou menos alterada com as mais diversas combinações em profundidade (e até blocos quasi-esféricos de rocha são envolvidos no solo residual), aquele tipo de cortina afigura-se particularmente conveniente, tendo em conta que a ferramenta de furação pode ser facilmente substituída durante a execução, adaptando-a às características do terreno atravessado em cada horizonte.

No tipo de cenários geotécnicos apontados (solos sedimentares rijos, formações graníticas com variável grau de alteração) a face da escavação entre estacas pode ser protegida por betão projetado ou pura e simplesmente não ter proteção, consoante a resistência do terreno e o espaçamento entre estacas. A Figura 14 mostra uma estrutura deste tipo.

A partir da última década do século passado, passaram a ter aplicação as cortinas de estacas secantes. Trata-se de cortinas de estacas com espaçamento ao eixo menor do que o respetivo diâmetro, formadas pelas chamadas estacas primárias, de betão simples, executadas em avanço, e as estacas secundárias, executadas em segunda fase, de betão armado. A ponderação da relação entre o espaçamento das estacas e o seu diâmetro tem a ver com a tolerância a respeito do desvio do seu eixo em relação à posição teórica. Naturalmente, pretende-se que desvios dentro da tolerância de projeto não impliquem aberturas entre estacas primárias e secundárias.



Fig. 14 – Cortina de estacas de betão armado com espaçamento entre eixos superior ao respetivo diâmetro, *El Corte Inglés*, Lisboa, 1999 (gentileza de Teixeira Duarte, Lisboa).

Como se compreende, este último tipo de cortina apresenta todas as “capacidades” do anterior, mais as decorrentes de constituir uma cortina que fornece uma proteção estrutural integral e impermeável à face da escavação previamente à realização desta. Isso alarga a sua adequação a cenários geotécnicos muito distintos dos anteriores, como os solos argilosos muito moles ou os maciços que incluem estratos muito permeáveis, nível freático elevado e em que se torna imperioso manter durante a escavação as condições da água no maciço. A Figura 15 mostra uma estrutura deste tipo.

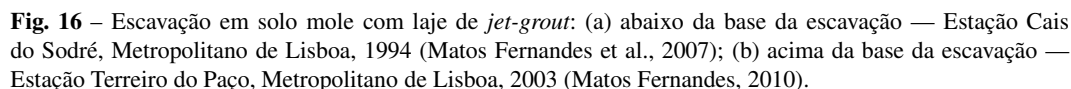


Fig. 15 – Cortina de estacas secantes de betão simples e de betão armado, Aeroporto Francisco Sá Carneiro, Porto, 2001 (gentileza de Teixeira Duarte, Lisboa).

2.3.4 – Tratamento de solos moles

Nos cenários geotécnicos mais adversos, as escavações em espessos depósitos de solos argilosos moles, desde cedo se concluiu ser altamente conveniente estender o pé da cortina até ao primeiro estrato firme subjacente. Em complemento, o tratamento do terreno imediatamente sob a base da

Nos caso das chamadas “lajes” de solo tratado, em escavações cuja base se aproxima ou atinge mesmo o estrato firme inferior, cedo se concluiu que a posição ótima do horizonte a tratar seria acima da base da escavação final, sendo assim o solo tratado removido juntamente com o restante no decurso da escavação. As Figuras 16(a) e (b) ilustram duas situações de escavações profundas em solos moles com “lajes” de *jet-grout*, respetivamente, abaixo e acima da base da escavação final.



2.4.1 – Poços elípticos construídos pelo método sequencial escavação-betonagem

Podem dizer-se que a técnica construtiva é análoga à abordada na secção 2.3.2, mas com omissão das pregagens, tirando partido da forma anelar em planta da escavação. Num poço de planta circular, cada anel do revestimento está sujeito a esforços puramente axiais (compressão simples). Quanto mais a forma em planta se afasta da circular, mais elevados tendem a ser os esforços de flexão e corte, requerendo assim maior secção de betão e maior taxa de armadura no revestimento.

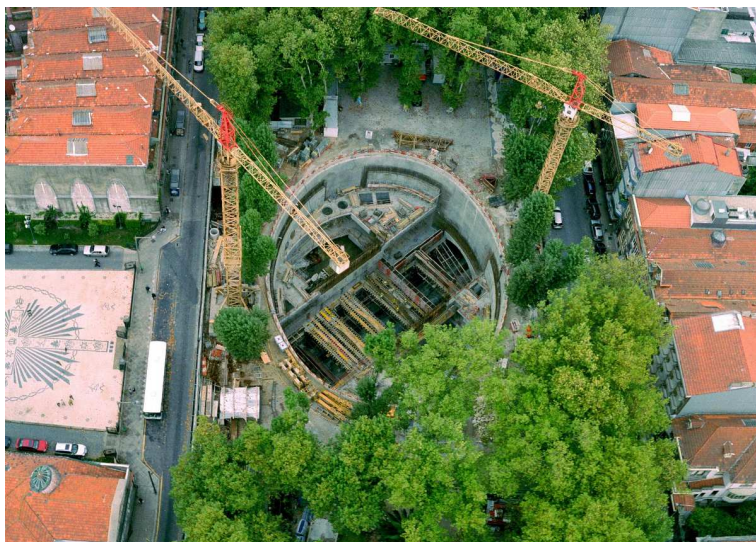


Fig. 17 – Poço elíptico construído pelo método sequencial de escavação-betonagem, Estação do Marquês de Pombal, Metropolitano do Porto, 2003 (gentileza da Metro do Porto).

Esta tecnologia, desenvolvida pela Engenharia Brasileira, tem sido aplicada com sucesso para a construção de estações de metro em maciços de solos residuais e maciços de solos sedimentares rijos.

Como tais estações têm em geral desenvolvimento bastante superior à largura, a forma alongada em planta que é necessária para as acomodar pode ser conseguida por meio da intersecção de dois ou mais poços, como mostra a Figura 18. Neste caso, a truncagem dos anéis elípticos no plano em que os mesmos se intersectam requer que os esforços na cortina periférica sejam equilibrados naquele plano por um pórtico formado por duas estacas de grande diâmetro, instaladas previamente à escavação nos pontos comuns às duas elipses, e por um ou mais níveis de vigas horizontais, executadas acompanhando o progresso da escavação.

2.4.2 – Escavação envolvendo totalmente um maciço terroso

Em todos os casos anteriores o contexto era o de pensar uma escavação suportando o maciço terroso envolvente. Mais raro, mas particularmente interessante, é o caso em que a escavação envolve totalmente um maciço, como é o caso da Figura 19a (Pinto et al., 2001).

A escavação, com 25 m de profundidade, foi executada na área dos jardins que rodeavam o edifício, sendo o seu limite interior adjacente às paredes periféricas do mesmo e o limite exterior definido pelos arruamentos vizinhos. O solo era composto por solos argilosos marinhos, do Miocénico.

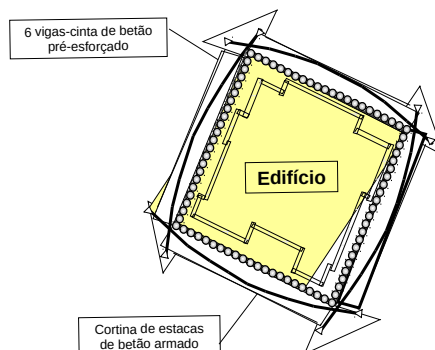
A estrutura de suporte da escavação em redor do edifício foi concebida como a de um barril, conforme sugerido pela Figura 19b. Os elementos verticais são estacas moldadas de betão armado, ligadas no topo às paredes de alvenaria do edifício através de uma viga de coroamento. As estacas foram suportadas por seis níveis de vigas horizontais de betão pré-esforçado projectadas para equilibrar as pressões de terras internas. Estas vigas foram betonadas contra o terreno e as suas cotas foram escolhidas por forma a permitir a sua incorporação nas lajes das caves. As vigas foram suportadas verticalmente próximo do seu limite exterior por um conjunto de perfis metálicos inseridos no terreno antes da escavação.



Fig. 18 – Duplo poço elíptico construído pelo método sequencial de escavação-betonagem, Estação Salgueiros, Metropolitano do Porto, 2004 (Topa Gomes et al., 2008).



(a)



(b)

Fig. 19 – Escavação em redor do Palácio Sotto Mayor, Lisboa, 2000 (Pinto et al., 2001).

2.4.3 – Contrafortes de solo tratado por CSM e *cross walls* executadas com a técnica das paredes moldadas

O tratamento do maciço mencionado em 2.3.4 tem por base a ideia de fornecer apoio à parede previamente à escavação, criando zonas do maciço de elevada rigidez entre as paredes periféricas.

Isto é particularmente recomendável para controlar os movimentos destas paredes em condições muito exigentes, como é o caso das escavações em espessos depósitos de solos argilosos moles.

Enquanto o *jet-grouting* parece estar mais vocacionado para a construção de “lajes” de solo tratado (ver Figura 16), o mais recente método designado por *cutter-soil-mixing* (CSM), pelo equipamento que envolve, inspirado nas hidrofresas das paredes moldadas, afigura-se mais apropriado para a construção de elementos laminares verticais que funcionam como contrafortes (Figura 20a).

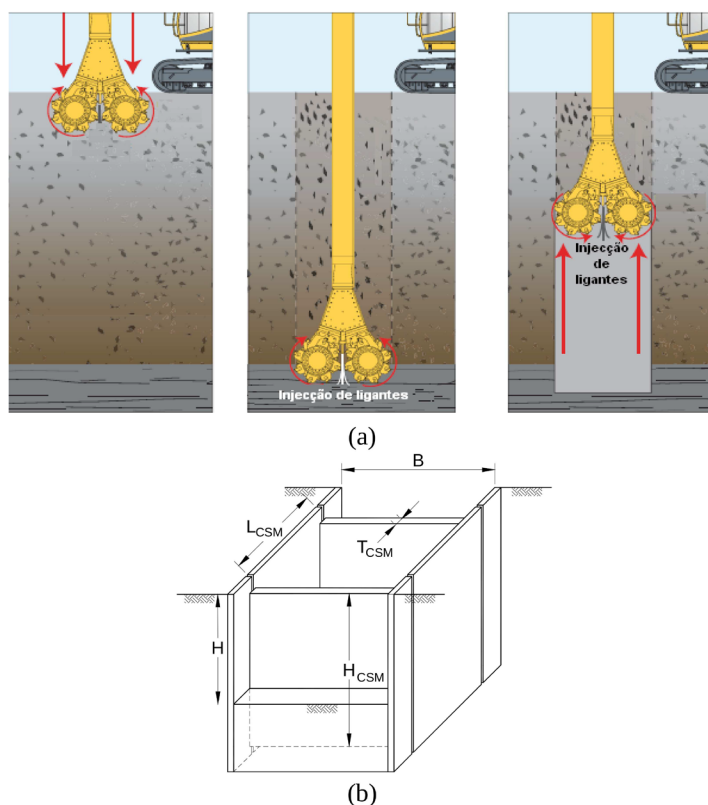


Fig. 20 – Cutter-soil-mixing: a) sequência de execução (www.golder.ca); b) contrafortes de solo tratado entre paredes periféricas (Matos Fernandes, 2015).

O CSM tem algumas importantes vantagens em relação aos métodos de tratamento precedentes, nomeadamente o rigor da geometria e da posição do solo tratado, bem como o facto de não envolver nem a descompressão nem a sobrecompressão do terreno envolvente.

Em escavações destinadas a obras viárias, de largura não elevada, o tratamento entre paredes periféricas aparece como atrativo, como sugere a Figura 20b. Estes contrafortes podem ser instalados com alturas diversas, isto é, mantendo-se subjacentes à base da escavação final ou prolongando-se acima desta, bem como com diversos espaçamentos longitudinais.

Dentro da mesma perspetiva, como ilustra a Figura 21, podem ser entendidas as chamadas *cross walls*, construídas, tal como as paredes periféricas, pela técnica das paredes moldadas no terreno. Aquelas paredes, que têm sido aplicadas em Taipei, Taiwan, são construídas até à superfície, sendo preenchidas com betão simples (sem armadura) acima da base da escavação (Ou et al., 2006; Hsieh et al., 2008; Wu et al., 2013).

No exemplo pioneiro da figura, pode observar-se que a filosofia de suporte é, até certo ponto,

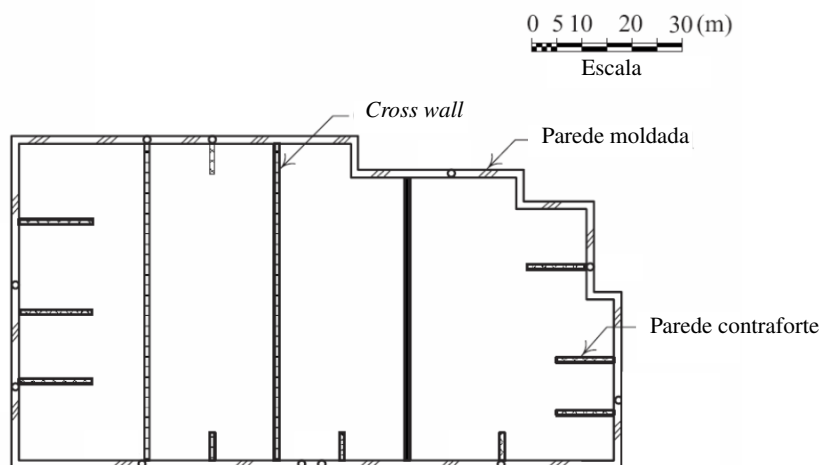


Fig. 21 – Escavação em solo mole com lajes de jet grout acima e abaixo da base da escavação, Taiwan (Ou et al., 2006, 2011, com permissão da ASCE/*with permission from ASCE*).

distinta da dos trabalhos previamente descritos, nos quais o comprimento da escavação é muito maior do que a sua largura. De facto, o uso de *cross walls* subdivide a escavação larga (largura e comprimento com a mesma ordem de grandeza) em escavações mais estreitas. Deste modo, a eficácia do controlo dos movimentos provém principalmente do chamado efeito de canto (efeito tridimensional), que reduz os deslocamentos nos cantos côncavos das escavações. Naturalmente que esse efeito será potenciado se a escavação e a construção da estrutura enterrada permanente forem executadas, em cada área elementar, de forma desfasada no tempo.

Importa notar que a ideia das *cross walls* (neste caso abaixo da base da escavação final) tinha sido já aplicada com sucesso no Metro de Oslo (Eide et al., 1972) na década de 1970, a que se seguiram outras aplicações nos países escandinavos.

2.4.4 – Escoras pré-esforçadas

Em escavações de grande largura em condições que não permitem a construção de ancoragens, o escoramento convencional entre parades paralelas torna-se oneroso, devido à estrutura de contra-ventamento que passa a ser indispensável (ver, a propósito, a Figura 4).

Relevante avanço neste domínio são estruturas como as representadas nas Figuras 22 e 23. Trata-se de estruturas dispostas no plano horizontal, compostas por um arco-funcular pré-esforçado de aço e escoras (dir-se-ia “escoras voadoras”!) que apoiam a cortina. Os esforços nos dois extremos do arco-funcular são absorvidos: i) pelas duas paredes periféricas em cada um dos cunhais que limitam a face suportada (caso da Figura 22); ii) por um sistema composto por uma viga horizontal chumbada à parede e por escoras convencionais nos extremos daquela viga (estas escoras estão apoiadas na parede paralela ou na parede perpendicular, casos das Figuras 22 e 23, respetivamente).

3 – CLASSIFICAÇÃO DAS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS NO CONTEXTO GEOTÉCNICO

No fim deste fascinante itinerário de técnicas e soluções construtivas pareceu aos autores que seria útil apresentar uma opinião sobre a adequabilidade das mesmas para cinco cenários geotécnicos simplificados:

- Cenário 1: maciço sedimentar formado essencialmente por solos arenosos abaixo do nível

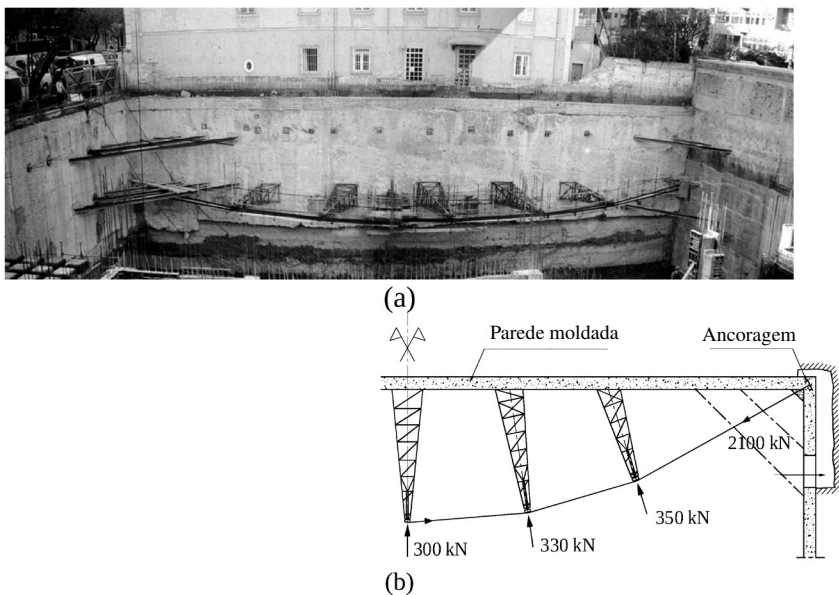


Fig. 22 – Sistema de contenção escoras-arco atirantado pré-esforçado, Lisboa, 1982: a) imagem geral; b) esquema estrutural (Matos Fernandes e Xavier, 2011).



Fig. 23 – Imagem de escavação com o sistema de contenção escoras-arco atirantado pré-esforçado, Coreia do Sul (Park et al., 2009, com permissão da ASCE/with permission from ASCE).

freático;

- Cenário 2: maciço sedimentar formado essencialmente por solos arenosos acima do nível freático;
- Cenário 3: espesso depósito de solos argilosos de baixa resistência;

- Cenário 4: maciço sedimentar formado essencialmente por solos argilosos de elevada resistência;
- Cenário 5: maciço de formações graníticas com horizontes de solos residuais e de rocha alterada.

Para cada um destes cinco cenários, apontou-se quais as técnicas e soluções construtivas apresentadas (com exceção das do ponto 2.1, por motivos óbvios) que deveriam, à partida, ser rejeitadas — designadas como “Não Recomendáveis”. Essas técnicas estão indicadas no Quadro 2 com “NR”, justificando-se tal indicação através de breves comentários.

Quadro 2 – Classificação das soluções do Quadro 1 em relação à sua viabilidade, potencial para controlo de deslocamentos e custo, para diferentes cenários geotécnicos

Casos em que a solução não é recomendada: NR

Grau de viabilidade: Simples, Normal e Difícil (S, N, D)

Potencial para controlo de deslocamentos: Bom, Variável, Mau (B, V, M)

Custo: Elevado, Médio, Baixo (E, M, B)

Técnicas construtivas	Areias submersas	Areias acima do nível freático	Depósitos espessos de argilas moles	Argilas rijas ou duras	Solos residuais/formações graníticas
Paredes tipo Berlim (com pranchas de madeira), escoradas	NR ¹	N/V/B	NR ²	S/V/B	S/V/B
Ancoragens	D/B/M	N/B/M	NR ³	N/V/M	S/B/M
Paredes tipo Berlim (com pranchas de madeira), ancoradas	NR ¹	N/M/B	NR ^{2,3}	N/V/M	S/B/M
Paredes moldadas executadas com <i>clamshell</i> , escoradas	S/B/M	S/B/M	S/V/M	S/B/M	NR ⁴
Paredes moldadas executadas com <i>clamshell</i> , ancoradas	S/B/M	S/B/M	NR ³	S/V/M	NR ⁴
Paredes suportadas pelas lajes da estrutura permanente (solução <i>top-down</i>)	N/B/M	N/B/M	N/V/M	N/B/M	NR ⁴
Paredes tipo Berlim definitivas (com painéis de betão armado), escoradas	NR ¹	D/M/B	NR ²	S/V/B	S/V/B
Paredes tipo Berlim definitivas (com painéis de betão armado), ancoradas	NR ¹	D/M/B	NR ^{2,3}	S/V/B	S/V/B
Paredes moldadas executadas com hidrofresa, escoradas	S/B/E	S/B/E	S/V/E	S/B/E	S/B/E
Paredes moldadas executadas com hidrofresa, ancoradas	S/B/E	S/B/E	NR ³	S/V/E	S/B/E
Paredes de estacas tangentes ou espaçadas, escoradas	NR ¹	S/V/M	NR ²	S/B/M	S/B/M
Paredes de estacas tangentes ou espaçadas, ancoradas	NR ¹	S/V/M	NR ^{2,3}	S/V/M	S/B/M
Paredes de estacas secantes, escoradas	S/B/E	S/B/E	S/V/E	S/B/E	S/B/E
Paredes de estacas secantes, ancoradas	S/B/E	S/B/E	NR ³	S/V/E	S/B/E
Pregagens em solos	NR ¹	D/V/B	NR ²	S/V/B	S/V/B
Tratamento do terreno (<i>jet-grouting, cutter-soil-mixing, cross walls, etc.</i>)	S/B/E	S/B/E	N/B/E	NR ⁵	NR ⁵
Poços elípticos construídos com o método sequencial de escavação-betonagem	NR ¹	S/B/M	NR ²	S/B/M	S/B/M

¹ Este tipo de cortina não assegura a cobertura integral da face do corte antes da escavação, pelo que são previsíveis instabilizações, descida do nível freático no exterior e erosão do solo suportado.

² A capacidade resistente da estrutura é inadequada, sendo previsíveis grandes deformações e rotura do maciço suportado.

³ Em solos argilosos moles e médios não são exequíveis ancoragens.

⁴ O equipamento de escavação para a execução dos painéis de parede moldada não tem capacidade de desmonte da rocha alterada ou de blocos de rocha alterados no interior dos horizontes de solo residual; a grande heterogeneidade típica destes maciços agrava o problema.

⁵ Neste tipo de maciços de apreciável resistência, o melhoramento do maciço dificilmente será opção competitiva.

Em seguida, para as soluções consideradas possíveis, atribuiu-se a classificação a respeito dos seguintes três aspetos:

- Grau de viabilidade (S, N, D): Simples, Normal, Difícil.
- Potencial para controlo de deslocamentos (B, V, M): Bom, Variável, Mau.
- Custo esperado (E, M, B): Elevado, Médio, Baixo.

O resultado deste exercício classificativo, desenvolvido pelos autores, está igualmente apresentado no Quadro 2. Naturalmente, as classificações atribuídas não são objetivas e algumas serão provavelmente controversas. Sublinha-se, a propósito, que as classificações se referem estritamente a grandes escavações em meio urbano.

4 – SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS SOB O PONTO DE VISTA ESTRUTURAL

As soluções disponíveis envolvem um elevado número de sistemas estruturais e de problemas de interação solo-estrutura. Para uma tentativa de classificação será útil distinguir entre os sistemas usados no suporte de escavações cujo comprimento é muito elevado, podendo ser admitidas condições de estado plano de deformação, e os casos em que, havendo dimensões longitudinal e transversal semelhantes, se tira partido do carácter tridimensional da geometria do problema.

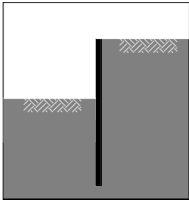
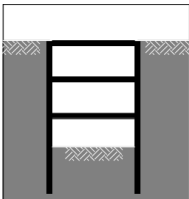
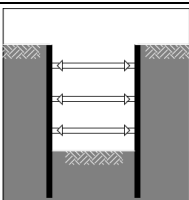
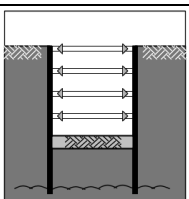
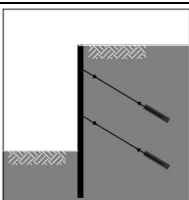
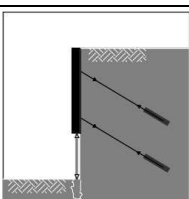
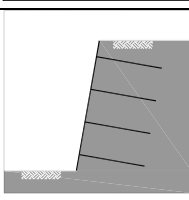
No Quadro 3 estão representados os sistemas bidimensionais, segundo uma secção transversal, e no Quadro 4 mostram-se os sistemas tridimensionais, segundo um corte por um plano horizontal. A ordem de apresentação em cada quadro corresponde, de certa forma, à complexidade crescente na interação solo-estrutura e a ordem de designação de cada tipo de carregamento reflecte a importância relativa para cada tipo de estrutura.

É interessante observar que o tipo de representação adoptada está tacitamente relacionado com o modelo mental de como as estruturas funcionam. De facto, para as estruturas do Quadro 3 o principal modo de funcionamento desenvolve-se em planos verticais, ao passo que os efeitos das acções nos planos horizontais são nulos ou correspondentes a flexão simples (em resultado da natureza discreta dos apoios fornecidos pelas escoras ou pelas ancoragens). Pelo contrário, para as estruturas do Quadro 4 a interação solo-estrutura e os efeitos das acções são claramente mais complexos no plano horizontal, sendo os do plano vertical de flexão simples.

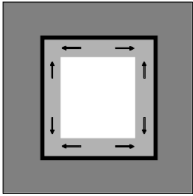
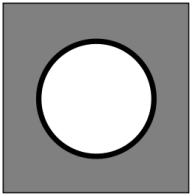
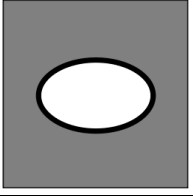
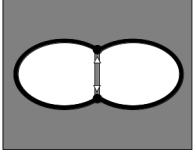
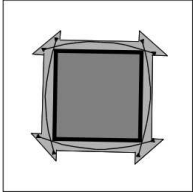
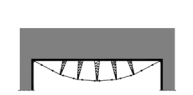
Surge um outro ponto curioso quando se consideram os sistemas estruturais do Quadro 4. De facto, para estes casos, as condições para o desenvolvimento de efeito de arco no solo são as ideais, o que torna claro que, em última instância, é o solo que suporta o solo, sendo o papel da estrutura o de auxiliar a massa de solo a adaptar-se às novas condições de equilíbrio induzidas pela escavação. Assim, para condições geotécnicas e desempenho comparáveis, os sistemas estruturais do Quadro 4 requerem menor quantidade de material estrutural do que os do Quadro 3. Não obstante, para estes últimos, a afirmação de que é o solo que, em última instância, suporta o solo, ainda se aplica, explorando a simetria do carregamento, como em estruturas de suporte multi-escoradas, ou transmitindo os impulsos do terreno suportado para zonas auto-estáveis do maciço, como em estruturas de suporte multi-ancoradas e (ou) prolongando a parede para além do fundo da escavação.

A variedade dos sistemas estruturais acima identificados mostra como este domínio tem sido um permanente desafio para os Engenheiros, requerendo uma combinação bem equilibrada de sensibilidade e especialização geotécnica e estrutural. A compreensão do comportamento desses sistemas estruturais complexos, cuja configuração evolui com o avanço da construção e cuja deformação influencia fortemente a magnitude e a distribuição das pressões de terra e das tensões e deslocamentos estruturais, foi consideravelmente desenvolvida, a partir do final da década de 1970, pelo uso de modelos de elementos finitos. Na verdade, a experiência e os contributos obtidos dos estudos com

Quadro 3 – Estruturas de suporte de escavações correspondentes a sistemas estruturais bidimensionais

Tipo de estrutura		Principal tipo de esforço estrutural		
		Parede		Apoios
		Plano vertical	Plano horizontal	
	Autoportante	Flexão	—	—
	Parede suportada por lajes da estrutura definitiva	Flexão e compressão	—	Compressão e flexão
	Parede escorada	Flexão	Flexão	Compressão e flexão
	Parede escorada e tratamento com <i>jet-grout</i> abaixo do fundo da escavação	Flexão	Flexão	Compressão e flexão
	Parede ancorada	Flexão	Flexão	Tracção
	Parede tipo Berlim definitiva	Flexão e compressão (painéis de betão armado) Compressão (perfis verticais)	Flexão	Tracção
	Escavação pregada	Punçoamento e flexão (secundária)	Punçoamento e flexão (secundária)	Tracção

Quadro 4 – Estruturas de suporte de escavações correspondentes a sistemas estruturais tridimensionais

Tipo de estrutura		Principal tipo de esforço estrutural		
		Parede		Apoios
		Plano vertical	Plano horizontal	
	Parede suportada pelas lajes da estrutura permanente	Flexão e compressão	Flexão	Flexão e compressão
	Poço cilíndrico	Compressão	Flexão	—
	Poço elíptico executado pelo método sequencial escavação-betonagem	Compressão e flexão	Flexão	—
	Duplo poço elíptico com escora central executado pelo método sequencial escavação-betonagem	Compressão e flexão	Flexão	Compressão e flexão
	Estrutura tipo barril	Flexão e compressão	Flexão	Flexão e tração
	Arco interno pré-esforçado ligado a escoras 'voadoras'	Flexão e compressão	Flexão	Compressão (escoras) e tração (cabo)

esses modelos influenciaram de forma progressiva e extensiva as soluções aplicadas, mesmo nos casos em que o projeto era, aparentemente, baseado apenas em métodos convencionais. Esses casos correspondiam à grande maioria até poucos anos atrás.

5 – CONCLUSÕES

Nas últimas décadas, sobretudo a partir de meados do século XX, grandes escavações profundas para caves e infraestruturas de transporte — executadas em condições cada vez mais ousadas e exigentes — tornaram-se habituais nas zonas urbanas.

Antes da década de 1960, este tipo de construção era caracterizado por soluções que empregavam técnicas muito primitivas e limitadas. Atualmente, é caracterizada pelo uso de tecnologias avançadas e diversificadas e por operações de construção e componentes estruturais cuidadosamente projetadas e detalhadas.

Em 50 anos — o que não é um período longo, correspondendo à duração de uma vida profissional — a evolução das escavações profundas em meio urbano tem sido notável. Agora realizamos escavações que há algumas décadas seriam inimagináveis ou envolveriam custos, tempo de construção e danos inaceitáveis nas estruturas vizinhas.

O enorme progresso alcançado neste tipo de obras tem sido possível através de uma exploração engenhosa e combinação dos avanços em três áreas principais: tecnologias de construção, concepção das estruturas de contenção e métodos de análise.

O que é fascinante no campo das escavações urbanas profundas é que permite grandes oportunidades para o cultivo do Engenho, naquele sentido profundo que deu origem ao nome da nossa Profissão!

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Eide, O., Aas, G., e Josang, T. (1972). *Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in oslo*. Em Proceedings of 5th European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 1, pp. 485–498, Madrid.
- Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical*. Tese de Doutorado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Hsieh, H., Wang, C., e Ou, C. (2008). *Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 3(2), pp. 55–60.
- Matos Fernandes, M. (2010). *Deep urban excavations in portugal: practice, design, research and perspectives*. Soils and Rocks, 33(3), pp. 115–142. Lição Manuel Rocha.
- Matos Fernandes, M. (2015). *New developments in the control and prediction of the movements induced by deep excavations in soft soils*. Soils and Rocks, 38(3), pp. 191–215. Lição Pacheco Silva.
- Matos Fernandes, M., Maranha das Neves, E., Salgado, F., Caldeira, L., Pina, R., Flor, A., Brito, J., e Tavares, A. (2007). *Jet grouting solutions for cut-and-cover subway metro stations in Lisbon downtown*. Em Proceedings of 14th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 2, pp. 895–900, Madrid.
- Matos Fernandes, M. e Xavier, B. (2011). *Discussion on 'New earth retention system with prestressed wales in an urban excavation' by Jong-Sik Park, Yong-Sun Joo and Nak-Kyung Kim*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(5), pp. 555–556.
- Ou, C., Hsieh, P., e Lin, Y. (2011). *Performance of excavations with cross walls*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(1), pp. 94–104.
- Ou, C., Lin, Y., e Hsieh, P. (2006). *Case record of an excavation with cross walls and buttress walls*. Journal of GeoEngineering, 1(2), pp. 79–86.

- Park, J.-S., Joo, Y.-S., e Kim, N.-K. (2009). *New earth retention system with prestressed wales in an urban excavation*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(11), pp. 1596–1604.
- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Em Proceedings of 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume state-of-the-art, pp. 225–290.
- Pinto, A., Ferreira, S., Barros, V., Costa, R., Lopes, P., e Dias, J. (2001). *Sotto Mayor Palace – design and performance of a deep excavation*. Em Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, volume 2, pp. 1237–1240, Istambul.
- Randall, F. (1999). *History of the development of building construction in Chicago*. University of Illinois Press, Champaign.
- Topa Gomes, A., Cardoso, A., Almeida e Sousa, J., Andrade, J., e Campanhã, C. (2008). *Design and behavior of Salgueiros Station for Porto Metro*. Em 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington. Missouri University of Science and Technology.
- Wittig, P. (1908). *Zur Eröffnung der Untergrundbahn nach Westend. Überblick über Vorgeschichte und Bauausführung der Bahn*. Hochbahngesellschaft. Em alemão.
- Wittke, W. (1997). *Heritage lecture: state of the art and development of geotechnical engineering in Germany*. Em Proceedings of 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 4, pp. 2075–2095, Hamburg.
- Wu, S., Ching, J., e Ou, C. (2013). *Predicting wall displacements for excavations with cross walls in soft clay*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(6), pp. 914–927.

BASES TEÓRICAS DE LA RESISTENCIA DE JUNTAS EN MACIZOS ROCOSOS CON LEYES DE FLUJO NO ASOCIADO

Theoretical bases of joint strength in rock masses with non-associated flow laws

Rubén Galindo^a, Alcibiades Serrano^a, Claudio Olalla^a

^a Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Universidad Politécnica de Madrid, España

RESUMEN – En este artículo se presentan las bases teóricas para evaluar la resistencia al corte en juntas de roca y derivar una ecuación que gobierna la relación entre tensiones tangenciales y normales actuantes sobre la junta. La ecuación teórica se aplica a dos criterios de rotura no lineales: Hoek y Brown Modificado y Mohr-Coulomb Modificado, sobre los que se utilizan leyes de flujo no asociadas. El modelo teórico considera como variables dependientes la dilatancia geométrica, el ángulo de rozamiento instantáneo y un parámetro que incorpora la rugosidad de la superficie de la junta. Este modelo deduce matemáticamente una estructura de ecuación similar a la ley empírica propuesta por Barton en 1973. Sin embargo, se consigue únicamente una buena correlación con los valores empíricos y, por tanto, con la ecuación de Barton, mediante la incorporación de una ley de flujo no asociado que gobierne los procesos de rotura. Esta ley de dilatancia se hace más significativa en medios altamente fracturados, lo que puede ser inducido en una junta de roca.

SYNOPSIS – This article presents the theoretical bases to evaluate the shear strength in rock joints and derive an equation that governs the relationship between tangential and normal stresses acting on the joint. The theoretical equation is applied to two non-linear failure criteria: Modified Hoek and Brown and Modified Mohr-Coulomb, on which non-associated flow laws are applied. The theoretical model considers as dependent variables the geometric dilatation, the instantaneous friction angle and a parameter that incorporates the roughness of the joint surface. This model mathematically deduces a similar equation structure as the empirical law proposed by Barton in 1973. However, a good correlation is only achieved with the empirical values and, therefore, with Barton's equation, by incorporating a law of unassociated flow governing the failure processes. This flow law becomes more significant in highly fractured media, which can be induced in a rock joint.

Palabras Clave – Resistencia al corte de juntas de roca, modelo teórico, ley de flujo no asociado

Keywords – Shear strength of rock joints, theoretical model, non-associated flow law

1 – INTRODUCCIÓN

La determinación de la resistencia al corte de las juntas de rocas requiere comprender la relación entre la tensión normal media en el plano de rotura (plano medio de la discontinuidad) y la tensión tangencial media que se produce para el deslizamiento entre las dos caras de la roca.

E-mails: rubenangel.galindo@upm.es (R. Galindo), alcibiades.serrano@upm.es (A. Serrano), claudio.olalla@upm.es (C. Olalla)

ORCID: orcid.org/0000-0001-9407-9183 (R. Galindo)

En el caso de las juntas de roca, se rompe el contacto de la roca y, como en cualquier proceso relacionado con la mecánica de rotura de macizos rocosos, una buena aproximación de los fenómenos de resistencia implica un conocimiento adecuado de las leyes de resistencia de dichos macizos rocosos. En este sentido, se debe realizar una investigación adecuada en el marco de criterios de rotura bien establecidos para estudiar los macizos rocosos.

Además, la predicción adecuada de los fenómenos de rotura cuando la carga desviadora se vuelve significativa (como juntas de rocas donde se determina la carga cortante que define la rotura en el plano medio de la discontinuidad para un nivel de carga normal dado en este plano) debe considerar la dilatación del material, cuya influencia es bien conocida en materiales rocosos (Veermeyer y De Borst, 1984, Detournay, 1986, Hoek y Brown, 1997, Medhurst y Brown, 1998, Fairhurst 2003, Alejano y Alonso 2005).

En esta investigación, tanto un adecuado criterio de rotura como de ley de dilatación se han incorporado en un modelo teórico previamente establecido (Serrano et al. 2014) para predecir y aproximar mejor los resultados experimentales según la ley experimental de Barton (1973).

Entre los trabajos pioneros relacionados con la evolución del estudio de las juntas de rocas se encuentran los siguientes: Patton (1966) propuso una formulación que se basaba en un patrón de dientes de sierra y se fundamentaba en pruebas que se realizaron en juntas creadas artificialmente en material de yeso. Newland y Alley (1957) ajustaron los resultados de las pruebas de acuerdo con una ley bilineal para describir la dilatación de los materiales granulares. Ladanyi y Archambault (1970) y Jaeger (1971) utilizaron leyes de ajuste más sofisticadas. Sin embargo, fue Barton (1973) quien incorporó una fórmula empírica que consideró los efectos de la rugosidad de la junta y la dependencia del nivel de carga en la dilatación.

A partir de entonces comenzaron a aparecer modelos empíricos más complejos. Algunos modelos compararon los ángulos que definían la rugosidad de la superficie según el esfuerzo normal aplicado (Schneider 1976). Heuze y Babour (1982) introdujeron un modelo de tres parámetros para predecir la ley de fluencia que se produce en las juntas de rocas identificando empíricamente un punto crítico más allá del cual no existe dilatación. Además, Lechnitz (1985) desarrolló un modelo que podría considerar las fracturas de la roca que fueron producidas por un comportamiento no lineal en el material basado en resultados experimentales sobre muestras de arenisca.

Plesha (1987) y Zubelewicz et al. (1987) estudiaron un factor de degradación de la rugosidad a partir del modelo de rugosidad del diente de sierra. Qiu et al. (1993) revisaron el modelo de Plesha considerando la rugosidad sinusoidal en lugar de la de dientes de sierra. Saeb y Amadei (1992) llevaron a cabo un estudio similar basado en una relación empírica del factor de dilatación dada en 1970 por Ladanyi y Archambault (1970). Hutson (1987), Hutson y Dowding (1990), Huang et al. (1993), Lee et al. (2001) y Homand et al. (1990), entre otros, llevaron a cabo otras investigaciones sobre la degradación de la rugosidad en los contactos entre las caras de las juntas.

Gens et al. (1990) propusieron un modelo constitutivo elastoplástico para describir los comportamientos tridimensionales de las fracturas. Más recientemente, Grasselli (2003), Belem (2007) y Samadhiya et al. (2008) formularon modelos con parámetros que consideraron la naturaleza tridimensional de las superficies de las juntas.

Entre los modelos existentes, el método empírico de (Barton, 1973, Barton, 1976, Barton y Choubey 1977) es el más utilizado en la práctica. Este método se basa en la selección de un coeficiente de rugosidad conjunta (JRC), para lo cual se han propuesto diversas aproximaciones para relacionar este valor con las morfologías de los perfiles que define. Este enfoque también ha sido evaluado por el uso del análisis fractal (Lee et al. 1990, Huang et al. 1992, Den Outer et al. 1995, Muralha 1995, Xie et al. 1999) o análisis estadístico (Reeves 1985), entre otros procedimientos.

Asadollahi (2009) introdujo una modificación del criterio de rotura por corte original de Barton, que se basaba en las limitaciones del criterio de Barton con respecto a la estimación del desplazamiento máximo o la resistencia al corte posterior al pico.

Sin embargo, la base teórica de la resistencia al corte de las juntas de roca fue establecida por Serrano et al. (2014), quien desarrolló un modelo teórico que podría capturar la estructura matemática primaria de la ecuación de Barton (1973) y la dependencia de las variables que se utilizan en la descripción de esta ecuación.

El objetivo de este artículo es aplicar esta formulación teórica (Serrano et al. 2014) para definir con mayor precisión la resistencia al corte de las juntas de roca de acuerdo con resultados experimentales conocidos. Para ello se utilizan criterios de rotura apropiados, que deben ser no lineales, y la dilatancia de las rocas a partir de una ley de flujo no asociada.

Por lo tanto, se utilizan dos criterios de rotura no lineales bien establecidos: el criterio de Hoek y Brown Modificado (Hoek et al., 1992, Hoek et al., 2002) y el criterio de Mohr-Coulomb Modificado, que fue sugerido por Singh et al. (2011) y Singh y Singh (2012). Adicionalmente, se considera el efecto de la dilatancia del material mediante el uso de una ley de variación lineal con respecto al ángulo de fricción instantáneo de modo que el modelo considere tanto la dilatancia geométrica de la rotura de contactos según planos de debilidad sobre las asperezas de la rugosidad como la del material.

2 – MODELO TEÓRICO

Se producen dos mecanismos de rotura cuando el contacto se produce a través de la rugosidad de la superficie. En el primer mecanismo, la junta desliza en sus contactos y forma un ángulo α con el plano medio de la junta (Figura 1); este mecanismo se utiliza para cargas normales bajas. En el segundo mecanismo, la rugosidad se plastifica y se rompe (Figura 1), y se presenta para cargas exteriores normales elevadas.

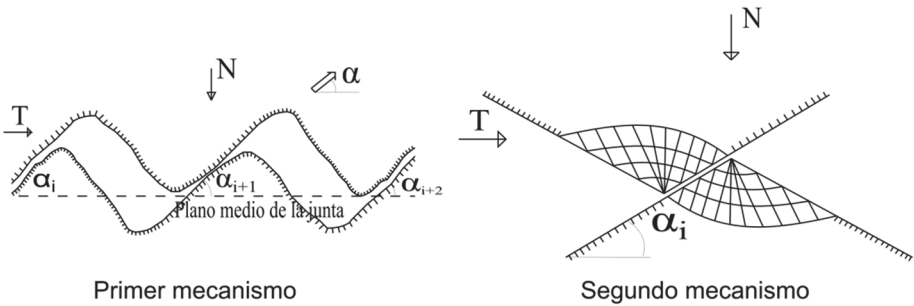


Fig. 1 – Primer mecanismo de rotura (deslizamiento) y segundo mecanismo de rotura (plastificación de los contactos).

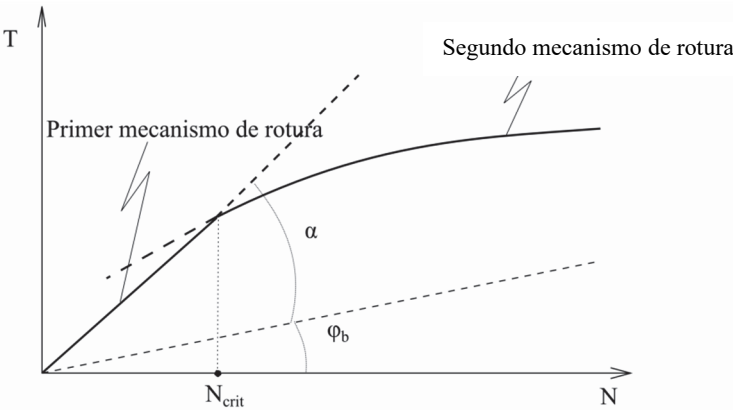


Fig. 2 – Ley que rige la resistencia máxima al corte de una junta.

La carga normal crítica N_{crit} discrimina entre ambos mecanismos. La rotura ocurre a través del primer mecanismo para tensiones normales por debajo de esta carga crítica, mientras que el segundo mecanismo se aplica a cargas por encima del nivel crítico (Figura 2).

2.1 – Análisis del primer mecanismo

El contacto “i” entre las áreas de rugosidad se considera según el perfil de la junta. Se supone que el plano tangencial en el contacto “i” forma el ángulo máximo α_i con el plano medio de la junta en una sección sobre el plano vertical Π_i , que es perpendicular al plano medio en la dirección de la carga de corte (Figura 3). El deslizamiento se produce cuando:

$$\frac{T_i}{N_i} = \tan(\varphi_b + \alpha_i) = \tan(\varphi_p)_i \tag{1}$$

donde φ_b es el ángulo de fricción básico del material y T_i y N_i son la fuerza tangencial y normal en la dirección del plano medio, respectivamente (Figura 3). Las fuerzas tangencial y normal en la dirección del plano tangencial en el contacto “i” se expresan mediante T_i^* y N_i^* . La notación $(\varphi_p)_i$ (ángulo de fricción pico) se usa para $\varphi_b + \alpha_i$.

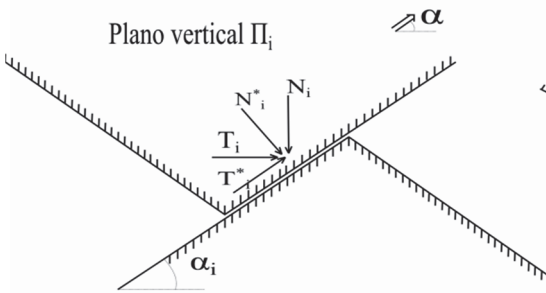


Fig. 3 – Fuerzas de contacto según el primer mecanismo de falla.

Si estos argumentos se extienden a los “n” contactos entre las caras de la junta y se asume una distribución uniforme de fuerza por unidad de superficie, podemos obtener la ley que rige la resistencia al corte de la junta de acuerdo con el primer mecanismo:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(\varphi_b + \alpha) \tag{2}$$

La forma práctica de abordar este primer mecanismo de deslizamiento incluye el supuesto de una pendiente promedio constante para todos los contactos. Así, suponemos que el deslizamiento se produce a lo largo de un plano que está formado por el ángulo α y el plano medio según la ecuación (2). Así, el movimiento entre las paredes de la junta se produce con dilatación constante según este **Fig. 2** – Ley que rige la resistencia máxima al corte de una junta. ángulo; este fenómeno se define como dilatación geométrica porque se produce por la geometría de la superficie de la junta.

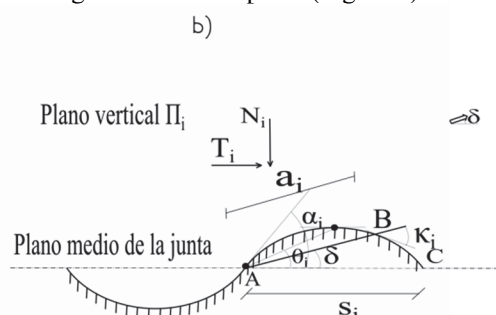
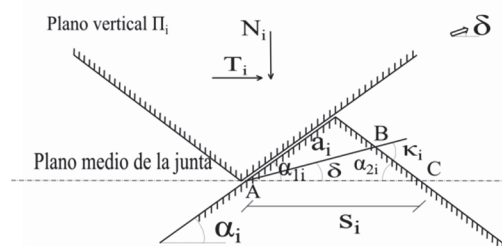
Al analizar este mecanismo en términos de superficies más realistas, las ecuaciones descritas anteriormente se verifican en cada estado de equilibrio variando el ángulo de la pendiente en el contacto a lo largo de la apertura de la junta. Esta condición supone una variación en la ley de resistencia del primer mecanismo con el desplazamiento relativo que se produce entre las caras de la junta. Esta configuración geométrica, que se produce principalmente a partir del daño generado

El diagrama ilustra la curva de resistencia de pico-residual de un contacto. El eje vertical representa la resistencia (T), el eje horizontal superior la carga tangencial (u_t) y el eje horizontal inferior la carga normal (u_n). La curva de resistencia de pico (T_{pico}) y la curva de resistencia residual ($T_{residual}$) se elevan con la carga normal. El ángulo de dilatación (ϕ_r) se indica entre la tangente a la curva residual y el eje de la carga normal. Se muestran también diagramas de un contacto en los estados de pico y residual.

2.2 – Análisis del segundo mecanismo

La matriz de la roca obedece a la ley que rige la resistencia al corte: $\tau = \tau(\sigma)$.

a)



ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 152 – julho/julio/july 2021 – pp. 555-583
https://doi.org/10.14195/2184-8394_152_18 – © 2021 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Otra hipótesis es que el área de fractura a_i de cada contacto depende del ángulo de dilatación δ según un ángulo particular $a_i(\delta)$.

Se utiliza una última hipótesis: la rotura se produce para un ángulo de dilatación δ que minimiza la fuerza de corte total T de la rotura para una cierta carga normal constante N sobre la junta. Esta condición se puede expresar matemáticamente como:

$$\left(\frac{\partial T}{\partial \delta}\right)_{N=const} = 0 \quad (3)$$

donde $T = \sum T_i$.

Con base en estas hipótesis, la ley que rige la resistencia al corte de la junta se puede deducir matemáticamente para relacionar las tensiones en el plano de la junta τ y la tensión normal σ_n para el segundo mecanismo de rotura de la siguiente manera (Serrano et al., 2014):

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{T}{N} = \tan(\rho + \kappa_m + \delta) \quad (4)$$

donde δ es el ángulo de dilatación en rotura, ρ es el ángulo de fricción instantáneo y κ_m es el ángulo que representa la reducción del área de contacto en la junta y debe obtenerse de las propiedades geométricas de los diferentes valores de rugosidad (Figura5) tal que para un i -ésimo contacto (Serrano et al., 2014):

$$\frac{1}{\tan \kappa_i} = \frac{-1}{a_i} \frac{da_i}{d\delta} \quad (5)$$

3 – MÉTODO EMPÍRICO DE BARTON (1973)

Barton (1973) estudió experimentalmente la ley que rige la resistencia al corte de una junta de roca a partir de las siguientes ecuaciones empíricas:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan(\varphi_b + \delta + f) = \tan \varphi_p \quad (6)$$

$$\varphi_p - \varphi_b = JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \quad (7)$$

dónde

τ y σ_n son las tensiones al inicio de la rotura según los ángulos tangencial y normal, respectivamente,

φ_b es el ángulo de fricción básico de la pared de la junta "sana",

δ es el ángulo de dilatación al inicio del movimiento de la junta,

f es un parámetro que depende de la rugosidad,

JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta, que depende de la rugosidad de la superficie, y

JCS representa la resistencia a la compresión de la junta de roca.

La ecuación (7) está restringida para valores JCS/σ_n mayores de 50, en cuyo caso se les asigna un ángulo de fricción constante e independiente de la carga de:

$$\varphi_p = \varphi_b + 1.7JRC \quad (8)$$

Cuando se alteran las superficies de las juntas, la rugosidad se suaviza y desaparece la dilatación. En este caso, se alcanza el ángulo de fricción residual φ_r y $\varphi_b = \varphi_r$.

Se puede considerar un efecto de escala para las pruebas de los valores de JRC y JCS cuando se utilizan ecuaciones de corrección (Barton y Bandis, 1982).

La ecuación (6) depende del ángulo de fricción básico de la pared de la junta (φ_b), el ángulo de dilatación (δ) y las características de rugosidad (f). En la fórmula teórica anterior (ecuación (4)), la resistencia al corte de la junta es una función del ángulo instantáneo de rugosidad (ρ), la dilatación geométrica (δ) y el grado de reducción en el área de contacto y depende de las propiedades geométricas que definen la rugosidad (κ_m). La similitud observada no es aleatoria sino que es el resultado de una adecuada consideración de los factores que contribuyen a la rotura conjunta a través de las hipótesis presentadas y la formulación teórica.

4 – INFLUENCIA DE LOS FACTORES GEOMÉTRICO DE LA RUGOSIDAD

Las influencias de la forma y la geometría de la rugosidad de la superficie en el segundo mecanismo de rotura se muestran claramente en esta formulación teórica mediante el uso de la reducción en el área de contacto κ_m . En la fórmula empírica de Barton, la influencia de la rugosidad superficial en la ley de resistencia se incluyó con el índice JRC, que en su formación inicial se determinó según la similitud de la junta real con los perfiles de rugosidad estándar. Posteriormente, se sugirieron métodos estadísticos y fractales que respaldaban las correlaciones de este índice con los parámetros del perfil de rugosidad conjunta para mejorar la objetividad de la estimación (Reeves, 1985, Lee et al., 1990, Huang et al., 1992, Den Outer et al., 1995, Muralha, 1995, Xie et al., 1999).

Se puede construir una manera simple y representativa de representar la rugosidad de la superficie de una roca a partir de la altura h_i y la amplitud b_i para cada rugosidad, de modo que el ángulo de contacto promedio de la irregularidad θ_i se pueda representar como $\tan\theta_i = 2h_i/b_i$.

Un estudio simplificado consiste en la suposición de formas simples para irregularidades, incluyendo dientes de sierra o curvas ablandadas que forman arcos de circunferencia, de manera que la rugosidad se puede determinar a partir de un solo parámetro: el ángulo de pendiente para cada rugosidad.

En el modelo teórico del segundo mecanismo, la geometría de la junta influye en el parámetro que se define como κ_m . La dependencia κ_i del ángulo de reducción para cada contacto se puede deducir para las distintas geometrías que se utilizan para definir los perfiles de junta (Serrano et al. 2014).

El uso de un perfil de junta en diente de sierra supone trabajar en un problema de deformación plana. Para el contacto “i”, se forman los ángulos α_{1i} y α_{2i} , como se muestra en la figura 5a:

$$\kappa_i = \alpha_{2i} + \delta \quad (9)$$

El uso de arcos de circunferencia para perfiles de juntas también está presente en la deformación del plano. El ángulo α_i corresponde al plano tangente en contacto “i” para crear una geometría de rugosidad superficial ideal y simétrica con respecto al plano medio (Figura 5b):

$$\kappa_i = \alpha_i - \delta \quad (10)$$

La relación entre el ángulo en el contacto y el ángulo de irregularidad promedio es directa y se muestra mediante $\alpha_i = 2\theta_i$.

Para una mejor aproximación al estudio de juntas reales, debemos considerar que la rugosidad superficial tiene una naturaleza tridimensional cuya geometría está formada por casquetes esféricos. En este caso, el área de contacto entre las caras de la junta es menor que en los modelos de deformación plana: específicamente, las intersecciones son circulares. La Figura 6 representa la

geometría evaluada para estas asperezas. El ángulo α_i sirve como parámetro de rugosidad y forma la tangente al contacto en el plano medio de la junta:

$$\tan \kappa_i = \frac{\tan(\alpha_i - \delta)}{2} \tag{11}$$

Al igual que en el caso anterior, puede resultar más práctico utilizar el ángulo de rugosidad medio $\theta_i = \alpha_i/2$.

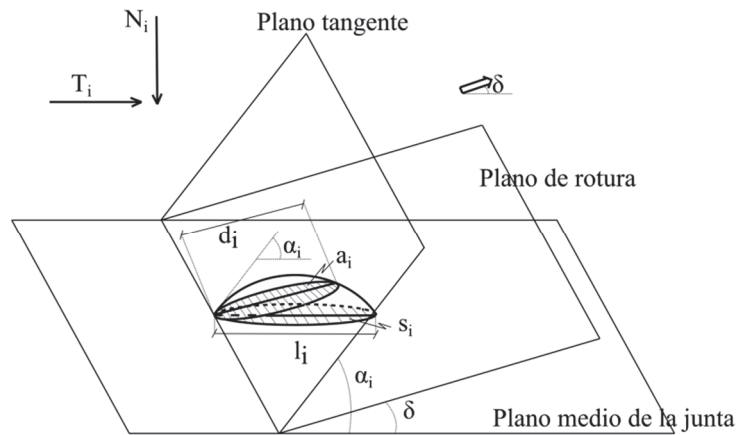


Fig. 6 – Rugosidad superficial tridimensional según los casquetes esféricos en el contacto “i”.

La comparación de las predicciones del modelo teórico con los criterios de Barton requiere relacionar el JRC con la variable geométrica α_i (o θ_i), que se utiliza para definir la rugosidad.

Así, para caracterizar la geometría de irregularidades con formas perfiladas, proponemos caracterizar la dimensión fractal de las juntas con un generador de arco de circunferencia que depende del ángulo de contacto medio ya definido con respecto al plano medio (Figura 6) según la geometría de rugosidad superficial de los arcos de circunferencia. Para este modelo, se obtiene la siguiente dimensión fractal (Serrano et al. 2014):

$$D_b = \frac{\ln 3}{\ln \left(2 + \frac{\sin 2 \theta}{2 \theta} \right)} \tag{12}$$

La correlación entre el JRC y la dimensión fractal del modelo establecido se puede obtener con la razón empírica estadística que fue utilizada por Tse y Cruden (1979). La relación empírica entre el valor de JRC y la dimensión fractal para el modelo fractal en la Figura 6 se puede expresar utilizando la siguiente ecuación (Serrano et al. 2014):

$$JRC = 8.0011 \ln(D_b - 1) + 41.8964 \tag{13}$$

5 – INFLUENCIA DE LA LEY DE RESISTENCIA INTRÍNSECA DE LA ROCA EN LOS CONTACTOS

5.1 – Criterio de rotura de Hoek y Brown Modificado

El criterio de Hoek-Brown Modificado (Hoek et al., 1992, Hoek et al., 2002) es el siguiente:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^n \quad (14)$$

donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor en la rotura; σ_3 es la tensión principal menor; σ_c es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca matriz; m y s son constantes que dependen de las características del macizo rocoso, su grado de fracturación y el factor de perturbación D . El valor del exponente n también depende generalmente del grado de fracturación mediante el Índice de Resistencia Geológica (GSI). Su ecuación es la siguiente (Hoek et al., 2002):

$$n = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (15)$$

Para juntas de roca, el factor de perturbación D se puede elegir convenientemente para representar las condiciones de alteración a lo largo de la superficie de la junta.

La expresión para el criterio de rotura de Hoek-Brown Modificado, que involucra las variables de Lambe para el análisis de deformación plana, ($p=(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y $q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$), permite un tratamiento simplificado y normalizado de los fenómenos de rotura de macizos rocosos. Con estas variables, el criterio de rotura de Hoek-Brown Modificado se expresa de la siguiente manera (Serrano et al. 2000):

$$\frac{p}{\beta_n} + \zeta_n = \left[1 + (1 - n) \left(\frac{q}{\beta_n} \right)^k \right] \frac{q}{\beta_n} \quad (16)$$

donde k , β_n y ζ_n son constantes que representan el macizo rocoso y dependen de n , m , s y σ_c de la siguiente manera:

$$k = \frac{(1 - n)}{n}; \beta_n = A_n \sigma_c; \zeta_n = \frac{s}{mA_n} \quad (17)$$

donde $A_n^k = m(1 - n)/2^{1/n}$

La rotura sobre los círculos de Mohr, $\tau = \tau(\sigma)$, está definida por (Figura7):

$$\tau = q \cos \psi \quad (18)$$

$$\sigma = p - q \sin \psi \quad (19)$$

donde ψ es el ángulo de dilatación, que marca el punto de rotura del criterio de fallo en el círculo de Mohr.

El concepto del ángulo de fricción instantáneo fué definido por Serrano y Olalla (1994):

$$\sin \rho = \frac{dq}{dp} \quad (20)$$

Según Eq. (16),

$$\sin \rho = \frac{dq}{dp} = \frac{1}{1 + k \left(\frac{q}{\beta_n} \right)^k} \quad (21)$$

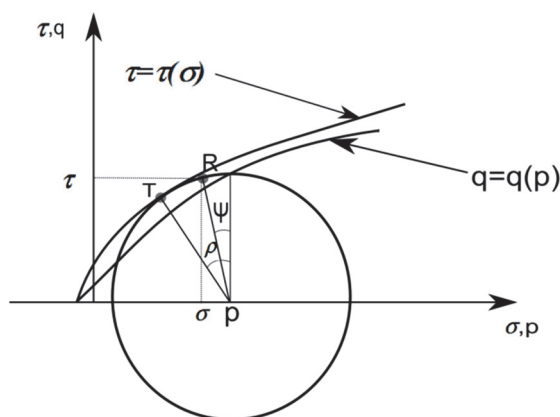


Fig. 7 – Círculo de tensiones de Mohr y tensiones en el plano de rotura.

Las ecuaciones paramétricas se obtienen para el criterio con las variables de Lambe [a partir de (16) y (21)]:

$$q^* \equiv \frac{q}{\beta_n} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \quad (22)$$

$$p_0^* \equiv \frac{p}{\beta_n} + \zeta_n = n \left[\frac{1 + k \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \quad (23)$$

Las expresiones paramétricas de las tensiones de rotura en el círculo de Mohr para el criterio de Hoek-Brown Modificado (2002) bajo una ley de flujo no asociado se pueden obtener considerando (18), (19), (20) y (23):

$$\tau^* \equiv \frac{\tau}{\beta_n} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \cos \psi \quad (24)$$

$$\sigma_0^* \equiv \frac{\sigma}{\beta_n} + \zeta_n = \left(\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right)^{\frac{1}{k}} \left[n \left(\frac{1 + k \sin \rho}{\sin \rho} \right) - \sin \psi \right] \quad (25)$$

5.2 – Criterio de rotura de Mohr-Coulomb Modificado

Singh et al. (2011) y Singh y Singh (2012) sugirieron un criterio de resistencia no lineal de un macizo rocoso como sigue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{cj} + 2 \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j} \sigma_3 - \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j} \frac{\sigma_3^2}{\sigma_c} \quad (26)$$

dónde

σ_3 y σ_1 son los esfuerzos principales menores y mayores efectivos en caso de rotura,
 σ_c es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,

σ_{cj} es la resistencia del macizo rocoso, y

φ_j es el ángulo de fricción, que se obtiene al realizar pruebas de resistencia triaxial en muestras de roca a bajas presiones de confinamiento ($\sigma_3 \rightarrow 0$).

Si $\sigma_3 > \sigma_c$, entonces $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{cj} + \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j} \sigma_c$. Es decir, cuando $(\sigma_1 - \sigma_3)$ alcanza su valor máximo en (26), entonces este valor se considera constante $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e igual a ese valor máximo.

La ecuación (26) se puede expresar en forma normalizada dividiendo por σ_c :

$$\sigma_1^* - \sigma_3^* = \frac{\sigma_{cj}}{\sigma_c} + 2 \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j} \sigma_3^* - \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j} (\sigma_3^*)^2 \quad (27)$$

La ecuación (27) se puede escribir de una forma más simple para todas las rocas:

$$\sigma_1^* - \sigma_3^* = r + 2n_j \sigma_3^* - n_j (\sigma_3^*)^2 \quad (28)$$

donde $n_j = \frac{\sin \varphi_j}{1 - \sin \varphi_j}$ y $r = \frac{\sigma_{cj}}{\sigma_c}$.

Al utilizar los parámetros de Lambe, $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, el criterio de Mohr-Coulomb Modificado se puede expresar de la siguiente manera:

$$2q^* = r + 2n_j(p^* - q^*) - n_j(p^* - q^*)^2 \quad (29)$$

$$2p^* = r + 2(n_j + 1)(p^* - q^*) - n_j(p^* - q^*)^2 \quad (30)$$

Usando las ecuaciones (29) y (30) y llamando $t^* = \sigma_3^*$, se pueden obtener las siguientes expresiones:

$$2q^* = r + n_j - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \quad (31)$$

$$2p^* = 2 + r + n_j - \frac{2}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right) - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \quad (32)$$

$$\sin \rho = \frac{n_j(1 - t^*)}{1 + n_j(1 - t^*)} \quad (33)$$

Para una predicción realista, debe prestarse atención a la evaluación de los parámetros del criterio (r y n_j). La estimación del valor de n_j requiere el parámetro φ_j , que se puede obtener como se analiza en (Singh y Singh 2012):

$$n_j = n_0 + (1 - r) \quad (34)$$

$$n_0 = \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (35)$$

donde φ es el ángulo de fricción, que se obtiene al realizar pruebas de resistencia triaxial en roca intacta a bajas presiones de confinamiento ($\sigma_3 \rightarrow 0$). Por lo tanto,

$$\sin \varphi_j = \frac{1 - r + n_0}{2 - r + n_0} \quad (36)$$

El otro parámetro (r) implica estimar σ_{cj} .

De (17), (18), (31), (32) y (33), las expresiones paramétricas de rotura en el círculo de Mohr para el criterio de Mohr-Coulomb Modificado bajo una ley de flujo no asociado son:

$$\tau^* = \frac{1}{2} \left[r + n_j - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right] \cos \psi \quad (37)$$

$$\sigma^* = \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 (-1 + \sin \psi) - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right) + \frac{r + n_j}{2} (1 - \sin \psi) + 1 \quad (38)$$

5.3 – Ley de flujo no asociado

El ángulo crítico (ρ_{crit}) se define como el ángulo de fricción instantáneo a partir del cual el macizo rocoso deja de tener dilatancia positiva. Después de este punto, la dilatancia es nula y no ocurren cambios de volumen durante la plastificación del macizo rocoso. A partir de esta definición, el ángulo crítico se puede obtener con base en las expresiones de (18) y (19), considerando la razón crítica (σ_1/σ_3). Para el criterio original de Hoek y Brown y el criterio de Mohr-Coulomb Modificado, podemos obtener expresiones explícitas mediante las siguientes ecuaciones.

Para el criterio original de Hoek y Brown Modificado:

$$\sin \rho_{crit} = \frac{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - 1}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + 1 \right) + 2 \sqrt{1 + \frac{\zeta}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - 1 \right)^2}} \quad (39)$$

Para el criterio de Mohr-Coulomb Modificado:

$$\sin \rho_{crit} = \frac{1 + A}{2 + A + B} \quad (40)$$

$$A = \sqrt{1 - n_j(1 + B)[2 + (r + n_j)(1 - B)]} \quad (41)$$

$$B = \frac{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + 1}{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - 1} \quad (42)$$

Este ángulo crítico ρ_{crit} presenta un valor variable que se sitúa aproximadamente entre 0° y 30° y depende de los valores de los parámetros. Según la expresión del criterio de Hoek y Brown llega a 0° cuando $\sigma_1 = \sigma_3$ para macizos rocosos.

La dilatación máxima ($\sin \psi_{\max}$) se produce cuando el macizo rocoso se somete a tracción simple. Las líneas de rotura forman el ángulo $(\pi/4 - \psi/2)$ con la deformación principal mayor (y por tanto con σ_1 al trabajar con materiales coaxiales).

En el caso de que una muestra de roca se someta a una prueba de tracción simple, la rotura siempre se produce en una dirección perpendicular al esfuerzo principal menor, de manera que las líneas de rotura forman un ángulo de $\pi/2$ con la deformación principal mayor, por lo que el ángulo que corresponde a la dilatación máxima alcanza un valor de $\pi/2$.

Bajo estas consideraciones, en esta investigación se ha considerado una ley de flujo lineal. La expresión matemática de esta ley de flujo es:

$$\sin \psi = \frac{\sin \psi_{\max}}{1 - \sin \rho_{\text{crit}}} (\sin \rho - \sin \rho_{\text{crit}}) \text{ if } \rho < \rho_{\text{crit}} \rightarrow \psi = 0 \quad (43)$$

La ley de flujo propuesta sigue las recomendaciones de Veermer y De Borst (1984), de manera que es función del ángulo de fricción interno (variable según las condiciones de tensión) y del ángulo crítico del material. Por tanto, la ley de dilatación lineal se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sin \psi = E \sin \rho - F \quad (44)$$

donde E y F son constantes no negativas tales que $E \leq 2$, $F \leq 1$ y $E - F \leq 1$.

El caso de $E = 1$ y $F = 0$ corresponde a la ley de flujo asociada, mientras que $E = F = 0$ implica una dilatación nula.

El estado inferido en una junta de roca corresponde a la calidad alterada de una roca (lo que indica menos dilatación de lo esperado y, por lo tanto, peor resistencia en comparación con un macizo rocoso sano). Archambault et al. (1993) observaron que al aumentar la escala del análisis, la resistencia pico disminuye, la resistencia residual se mantiene y por lo tanto la dilatación es menor, por lo que el material comienza a expandirse a un nivel más alto de deformación plástica. Si consideramos que el índice de calidad da cuenta del efecto de la escala, estas observaciones son consistentes con las propuestas de Hoek y Brown (Hoek et al., 1998), que indican que la diferencia entre la resistencia máxima y residual es mayor a menor escala (es decir, más calidad geotécnica).

En este sentido y con respecto a la regla de flujo, algunos trabajos (Hoek y Brown, 1997, Fairhurst, 2003) demostraron la necesidad de utilizar una regla de flujo no asociado y, en particular, adoptar una dilatación nula para macizos rocosos blandos. Así, los resultados que se muestran en la siguiente sección para el modelo teórico de la resistencia al corte de las discontinuidades están muy cerca de los valores experimentales al adoptar valores de $E = F = 0$ en (44), es decir, dilatación cero.

6 – APLICACIÓN DEL MODELO TEÓRICO CON UNA LEY DE FLUJO NO ASOCIADA

El segundo mecanismo de fallo está asociado con la rotura de rugosidades y, por lo tanto, requiere incorporar un criterio de resistencia intrínseco con el cual modelar este mecanismo.

Los estudios de rocas requieren criterios de rotura no lineal para considerar las influencias de las presiones de confinamiento en la resistencia al corte. El uso de este criterio de análisis proporciona una base para la comparación con el modelo empírico de Barton.

Se aplicó un criterio de rotura de Hoek y Brown Modificado y un criterio de Mohr-Coulomb Modificado considerando una ley de flujo no asociada en ambos casos.

6.1 – Criterio de rotura de Hoek y Brown Modificado

El criterio de rotura de Hoek y Brown Modificado con flujo no asociado se puede expresar en forma paramétrica con el ángulo de fricción instantáneo como variable (Serrano y Olalla, 1994) según las ecuaciones (24) y (25). En tales expresiones, el subíndice “i” se usa cuando se aplica a una aspereza, y el subíndice “r” se usa para indicar variables en el plano de rotura.

Las expresiones que relacionan las fuerzas sobre los ejes globales y las del plano de rotura satisfacen lo siguiente:

$$N_i = a_{ir}(\sigma_{ri} \cos \delta - \tau_{ri} \sin \delta) \quad (45)$$

$$T_i = a_{ir}(\sigma_{ri} \sin \delta + \tau_{ri} \cos \delta) \quad (46)$$

Con base en las expresiones anteriores, podemos obtener ecuaciones específicas para cada tipo de rugosidad modelada. Sin embargo, el caso más realista es el del modelado geométrico con casquetes esféricos. En este caso,

$$a_{ir} = a_i \frac{\sin^2(\alpha_i - \delta)}{\sin^2 \alpha_i} \quad (47)$$

La sustitución de las ecuaciones (24), (25) y (47) en las ecuaciones (45) y (46) para la rotura de Hoek y Brown Modificado produce lo siguiente:

$$N_i = \beta_n a_i \frac{\sin^2(\alpha_i - \delta)}{\sin^2 \alpha_i} \left[\left(n \left[\frac{1 + k \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} - \zeta_n - \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \sin \psi \right) \cos \delta - \right. \\ \left. - \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \cos \psi \sin \delta \right] \quad (48)$$

$$T_i = \beta_n a_i \frac{\sin^2(\alpha_i - \delta)}{\sin^2 \alpha_i} \left[\left(n \left[\frac{1 + k \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} - \zeta_n - \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \sin \psi \right) \sin \delta + \right. \\ \left. + \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{\frac{1}{k}} \cos \psi \cos \delta \right] \quad (49)$$

donde la ley de dilatación se expresa mediante (44).

Para abordar el estudio de juntas tridimensionales, se debe considerar la ecuación (11) porque define el ángulo de reducción del contacto.

Debemos resolver el sistema de ecuaciones no lineales que consta de las ecuaciones (48) y (49) (aplicadas a toda la junta), (4), (11) y la ley de dilatación (44). La solución de este sistema permite obtener los valores del ángulo de dilatación geométrico δ y el ángulo de fricción instantáneo ρ , a partir de los cuales calcular los valores compatibles de la fuerza normal y cortante que definen la resistencia de la junta de roca.

El lugar geométrico en un diagrama N-T que muestra la resistencia de la junta de roca debe excluir aquellos valores que se obtuvieron para resultados negativos de ángulos de dilatación y para valores de dilatación superiores al ángulo α , que representa el parámetro geométrico del contacto (pendiente máxima de asperezas), porque estos valores son físicamente imposibles.

Para un valor de dilatación geométrica nula ($\delta = 0$), las ecuaciones (48) y (49) muestran el comportamiento de rotura exactamente como lo predice el criterio de Hoek y Brown cuando se usa una ley de flujo no asociada. Este lugar geométrico del criterio Modificado de Hoek y Brown se identifica con el segundo mecanismo de rotura, que corresponde a la formulación teórica desarrollada. Tal ley de resistencia al corte de la junta debería intersectar con el primer mecanismo de rotura (2), que gobierna el comportamiento a tensiones normales bajas. La ecuación (2) se aplica a todas las geometrías de rugosidad considerando cada ángulo de contacto promedio (es decir, $\alpha_i = \theta_i$).

Como se indicó anteriormente, también debemos evaluar los valores de m y s considerando el valor de m_0 , que corresponde a la roca intacta, y considerar cualquier alteración al aplicar este valor a las condiciones de las paredes de las juntas según la ecuación (50). El valor de s se puede obtener mediante $s = (m/m_0)^{28/9}$.

Cuando se utiliza el criterio de rotura de Hoek y Brown, el valor del ángulo de fricción instantáneo depende del nivel de tensión: a medida que aumenta el valor de carga normal, se logra un valor de ángulo menor. Basado en las ecuaciones anteriores, el segundo mecanismo implica una representación particular de las tensiones en el plano τ - σ , que depende de los parámetros de Hoek y Brown. Cuando se aplican a juntas, estos parámetros deben incluir diferentes factores que son difíciles de cuantificar en la práctica con los criterios que se utilizan normalmente para macizos rocosos. Para las juntas, se pueden incorporar alteraciones si el valor asignado del ángulo básico φ_b (o φ_r residual) se usa para medir estos factores. Por lo tanto, como predice la fórmula de Barton, el valor del ángulo de fricción pico que define la resistencia al corte de la junta se reduce al valor del ángulo básico si la tensión normal es igual a la resistencia a la compresión uniaxial de la pared de la junta.

Igualar el valor del ángulo de fricción básico con lo que predice el segundo mecanismo de rotura para un esfuerzo normal en la junta ($\sigma_n = \sigma_c$) y demostrar que el ángulo de dilatación es positivo nos permite obtener el valor del parámetro m según el criterio de Hoek y Brown a partir de la siguiente ecuación:

$$\varphi_b = (\rho + \kappa_m + \delta)_{\sigma_n = \sigma_c} \quad (50)$$

Para dilatación nula, la rotura estaría indicada directamente por el criterio de Hoek y Brown, y podemos obtener el valor del parámetro m que produciría un esfuerzo cortante que es igual a $\sigma_c \tan \varphi_b$.

Las ecuaciones de criterio de Hoek y Brown se pueden aplicar para definir los esfuerzos sobre la junta que corresponden a situaciones en las que la resolución de las ecuaciones del segundo mecanismo conduce a ángulos de dilatación geométricos negativos. Debido a que tales ángulos no son físicamente posibles, tales situaciones requieren la propuesta de dilatación nula y por lo tanto una aplicación directa de las ecuaciones del criterio de rotura.

6.1.1 – Resultados del modelo teórico con el criterio de Hoek y Brown Modificado

En el caso más general, tres zonas contribuyen al comportamiento de resistencia de una junta que está sujeta a un esfuerzo cortante (que se muestra en la Figura 11a). La primera zona corresponde al primer mecanismo, que se produce hasta que la ecuación (2) es igual a (4). En la segunda zona, que implica valores decrecientes de dilatación geométrica, las ecuaciones del segundo mecanismo gobiernan el sistema hasta que la dilatación geométrica llega a cero.

Finalmente, la tercera zona se describe mediante las ecuaciones (24) y (25), que corresponden al criterio de rotura.

Las Figuras 8 a 11 analizan la ley que gobierna la resistencia al corte para algunos valores de los parámetros del modelo teórico, considerando áreas de rugosidad tridimensionales iguales y el criterio de rotura de Hoek y Brown Modificado y usando ley de flujo no asociada. Estas representaciones también muestran la ley que rige la resistencia al corte cuando se aplicó el criterio de Barton con el valor del JRC según (13). Estos gráficos permiten comparar ambos modelos para diferentes valores de m_0 y α y un valor de ángulo de fricción residual de 30° en todos los casos.

Como se mencionó anteriormente, realizamos un análisis con respecto a una ley de flujo no asociado que está representada por la ley lineal (44) para estudiar las juntas de roca. Así, los resultados al evaluar la resistencia a corte de la junta de roca en el diagrama N-T (Figura 8) muestran una aproximación a la ecuación de Barton en función de los parámetros E y F, que definen la ley de dilatancia (44). Esta figura muestra el caso que corresponde a una junta de roca con una pendiente máxima de rugosidad $\alpha = 20^\circ$, un valor de ángulo de fricción residual de 30° y un parámetro de macizo rocoso $m_0 = 20$. El resultado de (50) para el valor m considera la alteración del macizo rocoso en la zona de debilidad por la presencia de la junta; este valor corresponde al valor de $m = 2,5$. La situación de flujo asociada se muestra en el gráfico para $E = 1$ y $F = 0$. De acuerdo con este gráfico, el mejor ajuste se obtuvo para $E = F = 0$, es decir, para dilatancia cero, donde la curva que representa la resistencia de la junta de la roca fue muy cercana al resultado de la ley empírica de Barton (5).

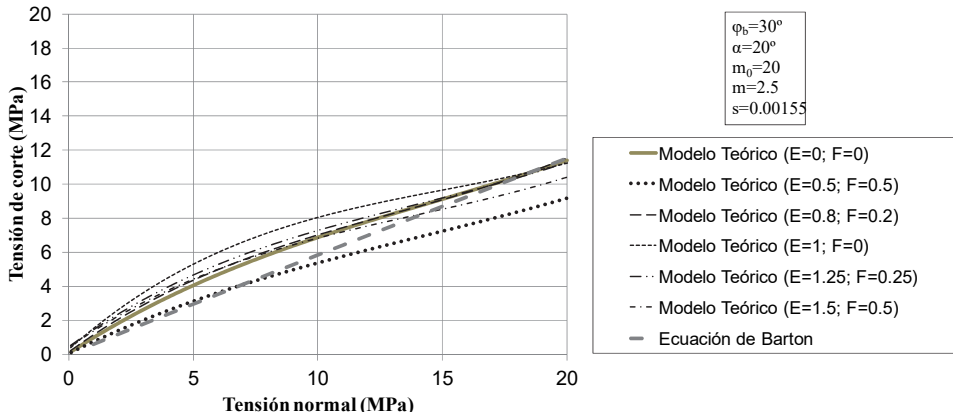


Fig. 8 – Ley que rige la resistencia al corte según el modelo teórico (con el criterio de Hoek y Brown Modificado) y modelo experimental de Barton en función de los parámetros E y F que definen la ley de dilatación para $\phi_b = 30^\circ$; $\alpha = 20^\circ$; $m_0 = 20$; $m = 2,5$.

Este primer análisis podría extenderse a todos los casos analizados. La experimentación numérica indicó que la mejor ley de flujo no asociado para estudiar el comportamiento de la resistencia a cortante de juntas de roca según el modelo teórico para el segundo mecanismo de rotura se obtuvo al utilizar dilatancia de material nula (Figuras 9 a 11, solo muestran la ley de dilatancia nula y la ley de flujo asociada para mayor claridad).

Los resultados con dilatancia del material nula están bastante cerca de lo que predice la ley de Barton, sobrestimando levemente la resistencia a esfuerzos normales bajos, donde el ángulo de resistencia pico es mayor que el valor obtenido experimentalmente.

De acuerdo con la aplicación de las ecuaciones anteriores, estas figuras muestran las tres zonas que delimitan la ley que rige la resistencia al cortante hasta alcanzar un valor de 20 MPa para la resistencia a compresión uniaxial de la pared de la junta. En la figura 11a, se llega al caso más general porque las tres zonas de resistencia aparecen cuando se usa dilatancia nula. La primera

zona, que se rige por el primer mecanismo, conduce a la zona para el segundo mecanismo, que finaliza cuando se obtienen valores negativos de la dilatación geométrica (valores físicamente imposibles) y luego rige el criterio de rotura cuando se utiliza la ley de flujo no asociada. Para la ley de flujo asociada, el segundo mecanismo desaparece porque no se cruza ni con el criterio de rotura ni con el primer mecanismo.

Los resultados que se obtuvieron con ángulos más altos de la rugosidad (Figuras 11a y 11b) demostraron que los valores de tensión normal bajos afectaron en gran medida la rugosidad a través de la degradación. En estos casos, se obtuvo la dilatación geométrica nula y el comportamiento de la junta vino dado por el criterio de resistencia de la roca. Por tanto, estas

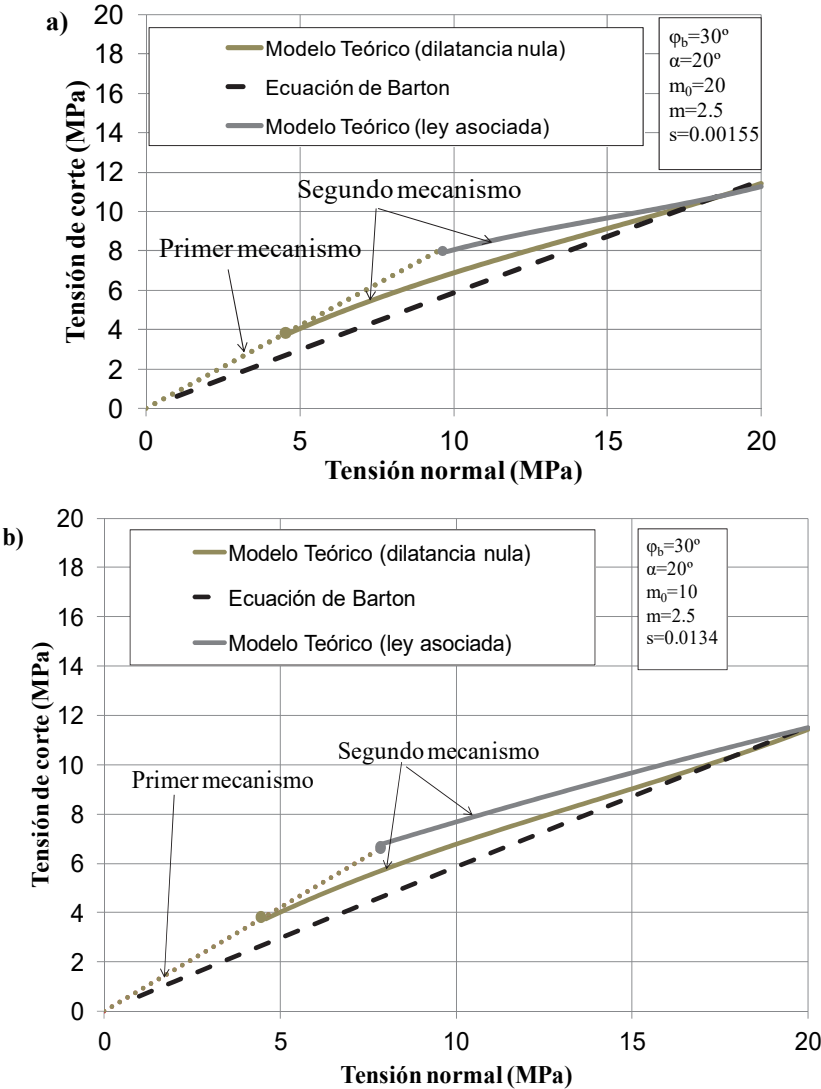


Fig. 9 – (a) Ley que rige la resistencia al corte según el modelo teórico (con el criterio de Hoek y Brown) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$, $m_0 = 20$ y $m = 2.5$; (b) ley que gobierna la resistencia al corte de acuerdo con el modelo teórico (dilatación nula del material) y modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$, $m_0 = 10$ y $m = 2.5$.

simulaciones de rugosidad con ángulos de contacto elevados correspondían a juntas de roca de baja calidad.

En ángulos de rugosidad más bajos, la carga normal que se aplicó a la junta tuvo un efecto inicial menor, aunque su resistencia sería menor. Por tanto, la zona de dilatación geométrica distinta de cero alcanzó valores de tensión normales elevados y aumentó la contribución del segundo mecanismo.

La consistencia del modelo es evidente. Las variaciones en el parámetro m_0 fueron casi insignificantes al considerar los valores de α y ϕ_b . Así, las Figuras 9a y 9b usaron el mismo valor $\alpha = 20^\circ$, mientras que las Figuras 10a y 10b usaron $\alpha = 30^\circ$ al variar el parámetro m_0 .

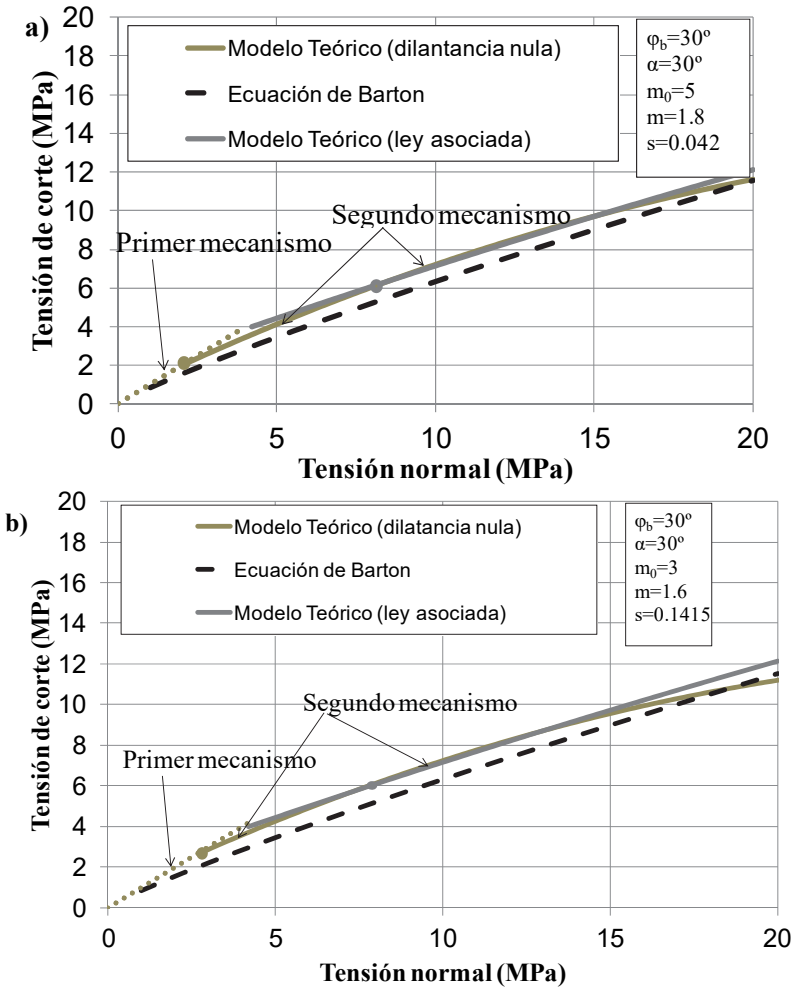


Fig. 10 – (a) Ley que rige la resistencia al corte según el modelo teórico (con el criterio de Hoek y Brown) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, $m_0 = 5$, y $m = 1.8$; (b) ley que gobierna la resistencia al corte de acuerdo con el modelo teórico (dilatancia nula del material) y modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, $m_0 = 3$ y $m = 1.6$.

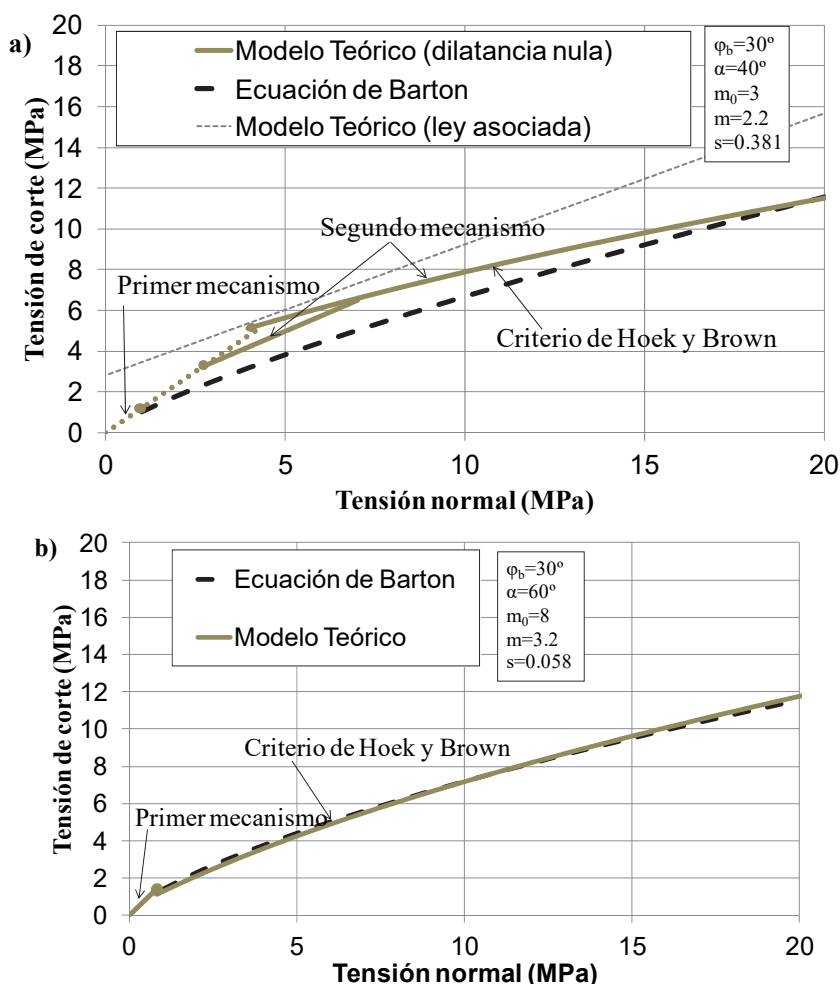


Fig. 11 – (a) Ley que rige la resistencia al corte según el modelo teórico (con el criterio de Hoek y Brown) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 40^\circ$, $m_0 = 3$ y $m = 2.2$; (b) ley que gobierna la resistencia al corte de acuerdo con el modelo teórico (dilatación nula del material) y modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 60^\circ$, $m_0 = 8$ y $m = 3.2$.

6.2 – Criterio de rotura de Mohr-Coulomb Modificado

Siguiendo el mismo enfoque para el criterio de Hoek y Brown Modificado, las tensiones en el plano de rotura para el criterio de Mohr-Coulomb Modificado con una ley de flujo no asociada pueden expresarse en forma paramétrica como una función del ángulo de fricción instantáneo (ecuaciones (37) y (38)).

Asimismo, las siguientes ecuaciones para el caso más realista de modelado geométrico con casquetes esféricos pueden deducirse al considerar las expresiones de rotación de los ejes para relacionar las fuerzas normales y cortantes en el plano medio de la junta y su perpendicular con (31) y (32):

$$N_i = \sigma_c a_i \frac{\sin^2(\alpha_i - \delta)}{\sin^2 \alpha_i} \left[\left(1 + \frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right) + \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \cos \delta - \right. \\ \left. - \left(\frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \sin \psi \cos \delta - \left(\frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \cos \psi \sin \delta \right] \quad (51)$$

$$T_i = \sigma_c a_i \frac{\sin^2(\alpha_i - \delta)}{\sin^2 \alpha_i} \left[\left(1 + \frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right) + \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \sin \psi \sin \delta - \right. \\ \left. - \left(\frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \sin \psi \sin \delta + \left(\frac{r + n_j}{2} - \frac{1}{2n_j} \left(\frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho} \right)^2 \right) \cos \psi \cos \delta \right] \quad (52)$$

donde la ley de dilatancia se expresa mediante (44).

El sistema de ecuaciones no lineales para las ecuaciones (51) y (52) (aplicadas a toda la junta), (4), (11) y la ley de dilatancia (44) producen el ángulo de dilatancia geométrico δ y el ángulo de fricción instantáneo ρ y nos permiten calcular los valores compatibles de la fuerza normal y cortante que definen la resistencia de la junta de roca para el segundo mecanismo de rotura.

Se puede utilizar un diagrama N-T para indicar la resistencia de la junta de roca. Los ángulos de dilatancia negativos y los valores de dilatancia superiores al ángulo α , que representa el parámetro geométrico del contacto (pendiente máxima de asperezas), son físicamente imposibles. Este segundo mecanismo de rotura está limitado a tensiones bajas en comparación con el primer mecanismo.

Para un valor de dilatancia geométrico nulo ($\delta = 0$), las ecuaciones (51) y (52) muestran el comportamiento de rotura exactamente como lo predice el criterio de Mohr-Coulomb Modificado cuando se usa una ley de flujo no asociada.

Cuando se estudia la resistencia al corte de las juntas de roca, los parámetros de Mohr-Coulomb Modificado deben incluir diferentes factores que se cuantifican en la práctica para macizos rocosos. En este caso, la elección de parámetros es clara. Por un lado, este estudio corresponde a una zona que se ve afectada por la discontinuidad y por lo tanto alterada, por lo que se puede considerar un valor prácticamente nulo para el parámetro r porque su influencia es despreciable al utilizar valores bajos, lo que está del lado de la seguridad. Por otro lado, el parámetro ϕ se puede calcular usando (50), que considera la alteración en la junta de roca.

6.2.1 – Resultados del modelo teórico con el criterio de Mohr-Coulomb Modificado

La estimación de los parámetros de este criterio a partir del criterio de Hoek y Brown es de gran utilidad porque el criterio de Hoek y Brown se introdujo hace mucho tiempo y ha recibido contraste con una multitud de datos experimentales y de campo. Además, este criterio simula con éxito las características de rotura más importantes del macizo rocoso, como la dependencia no lineal con los niveles de tensión, la influencia de la resistencia y el tipo de roca y las condiciones de calidad del macizo rocoso.

La equiparación de los valores de la tensión principal mayor para ambos criterios cuando no existe confinamiento ($\sigma_3 \rightarrow 0$) permite obtener la relación entre el parámetro s del criterio de Hoek y Brown y el parámetro r del criterio de Mohr-Coulomb Modificado. Por tanto, el parámetro r está asociado con el GSI porque el parámetro s depende de este índice. Esta relación se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$r = (s)^n \quad (53)$$

donde n es el exponente del criterio de Hoek y Brown Modificado.

Asimismo, podemos obtener la relación del parámetro m del criterio de Hoek y Brown con los parámetros n_j o φ_j ; en este caso, los ángulos de fricción instantáneos son iguales para ambos criterios en una situación no confinada:

$$\sin \varphi_j = \frac{m}{m + 4r} \quad (54)$$

La ecuación (54) muestra las diferencias conceptuales entre los dos criterios y no debe interpretarse como un método para obtener los parámetros de diseño de un criterio a partir del otro cuando estos factores se conocen. Por lo tanto, para la roca intacta,

$$\sin \varphi = \frac{m_0}{m_0 + 4} \quad (55)$$

Esta ecuación indica que se obtiene el mismo valor de ángulo de fricción a partir de la resistencia triaxial bajo bajas presiones de confinamiento en roca intacta para el mismo valor del parámetro m_0 . El valor m_0 está asociado con un tipo de roca en el criterio de Hoek y Brown; por lo tanto, cada tipo de roca se caracteriza de forma única por un ángulo de fricción.

El gráfico de la Figura 12 muestra el resultado de aplicar el criterio de Mohr-Coulomb Modificado al considerar la equivalencia de los parámetros anteriores con el criterio de Hoek y Brown Modificado. La resistencia de la junta de la roca fue mucho mayor cuando se utilizó el criterio de Mohr-Coulomb Modificado, principalmente debido a la diferencia significativa entre los dos criterios. De acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb Modificado, un macizo rocoso de baja calidad se ve muy atenuado por el efecto del confinamiento (Figura 13a); sin embargo, el criterio de Hoek y Brown penaliza el grado de alteración y fracturación de un macizo rocoso en todos los niveles de tensión (Figura 13b). Por lo tanto, a medida que la carga normal aumenta, la diferencia entre ambos criterios de rotura en la junta se vuelve más importante porque los parámetros equivalentes se obtienen bajo tensiones de confinamiento bajas.

Así, debemos obtener los parámetros basados en estudios específicos de juntas de rocas para utilizar el criterio de Mohr-Coulomb Modificado y compararlo con la ley de Barton y por lo tanto realizar una comparación con el criterio de Hoek y Brown; en este caso, el parámetro r se consideró nulo, mientras que el parámetro φ se calculó mediante la ecuación (50).

Como se indica para el criterio de Hoek y Brown, se utilizaron diferentes valores de E y F en la ley de dilatación (44) para obtener el mejor ajuste a los datos experimentales. La Figura 14 muestra los valores E y F para ángulos de rugosidad de $\alpha = 20^\circ$ y $\varphi_b = 30^\circ$, que obtuvieron los mejores resultados para dilatación nula. En las Figuras 15 y 16, solo se muestran los resultados de dilatación nula.

En las Figuras 14 a 16, la ley que gobierna la resistencia al corte para algunos de los valores en los parámetros del modelo teórico se analizó considerando áreas de rugosidad tridimensionales iguales y el criterio de rotura de Mohr-Coulomb Modificado usando una ley de flujo no asociada. Estas representaciones también mostraron la ley que rige la resistencia al corte que se dedujo cuando se aplicó la ley de Barton con el valor del JRC según (13). Estos gráficos nos permiten comparar ambos modelos para diferentes valores de α y un valor de ángulo de fricción residual de 30° en todos los casos.

Como se observa en los gráficos representados, una ley de flujo asociada produjo valores más altos que los del método de Barton para el modelo teórico de este estudio.

Al igual que con el criterio de Hoek y Brown, los resultados con dilatancia de material nula estuvieron bastante cerca de lo predicho por la ley de Barton, sobrestimando ligeramente la resistencia a tensiones normales más bajas.

De acuerdo con la aplicación de las ecuaciones anteriores, estas figuras muestran las tres zonas que delimitan la ley que rige la resistencia al corte hasta alcanzar un valor de 20 MPa para la resistencia a compresión uniaxial de la pared de la junta. La primera zona, que está gobernada por el primer mecanismo, conduce a la zona del segundo mecanismo, que finaliza cuando se obtienen valores negativos de la dilatancia geométrica (valores físicamente imposibles), y luego gobierna el criterio de rotura utilizando una ley de flujo no asociada.

Los resultados con ángulos de rugosidad más altos indican un macizo rocoso de baja calidad porque este modelo requiere un parámetro de ángulo de fricción bajo.

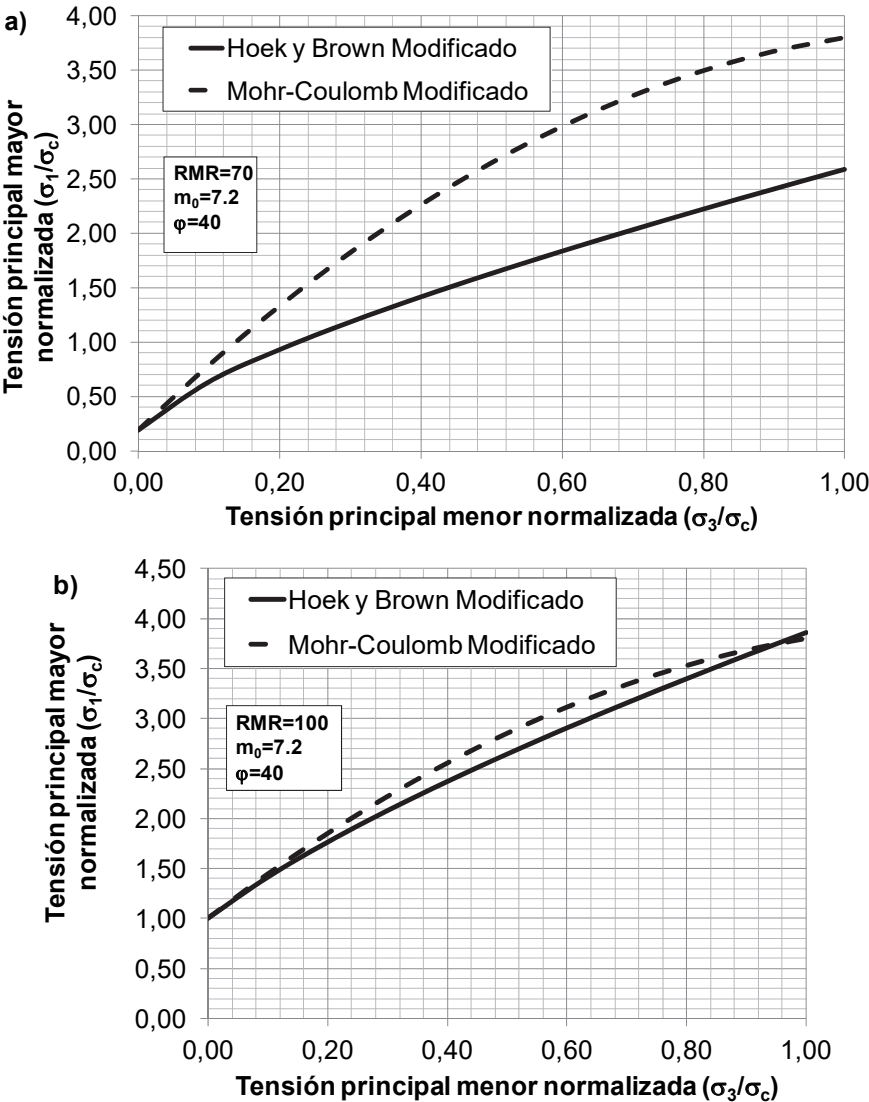


Fig. 12 – a) Comparación de ambos criterios de rotura en un diagrama τ - σ para $GSI \approx RMR = 70$;
b) Comparación de ambos criterios de rotura en un diagrama τ - σ para $GSI \approx RMR = 100$.

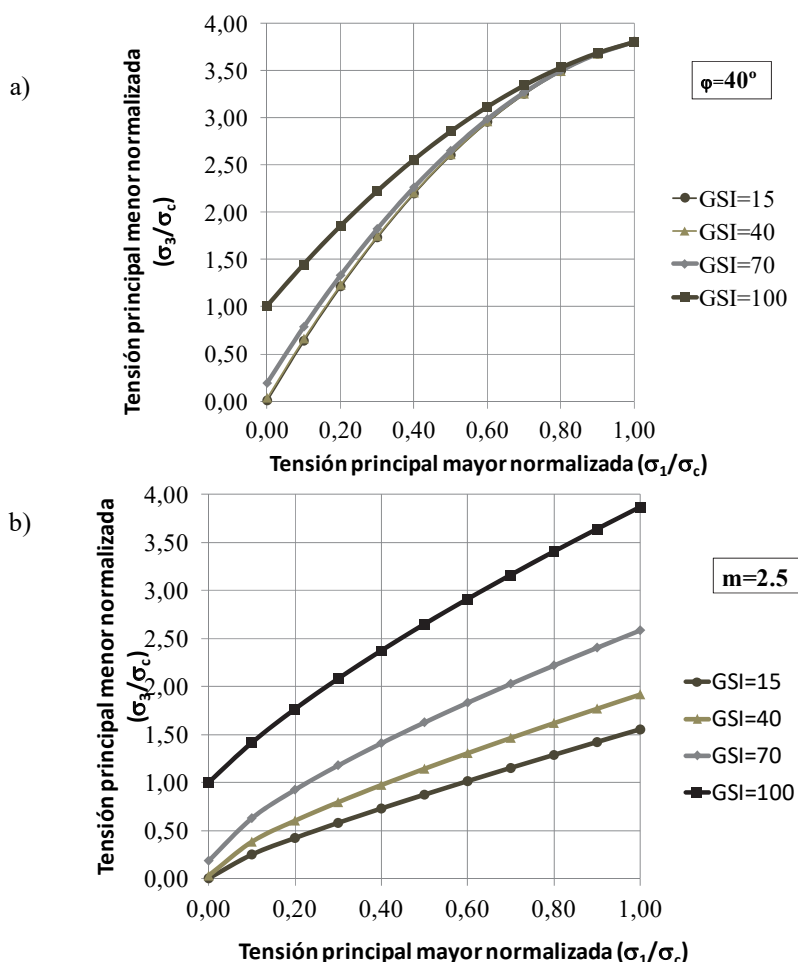


Fig. 13 – a) Influencia del GSI sobre el criterio de Mohr-Coulomb Modificado para $\phi = 40^\circ$;
b) influencia del GSI en el criterio de Hoek y Brown Modificado para $m = 2.5$.

En la Figura 16b se obtuvo una dilatancia geométrica nula para el segundo mecanismo, por lo que se aplicó directamente el criterio de Mohr-Coulomb Modificado (solo en este caso se utilizó un valor distinto de cero del parámetro r), lo que arrojó valores muy cercanos a lo predicho por la formulación experimental, aunque estos valores fueron ligeramente inferiores.

En ángulos de rugosidad más bajos, la zona de dilatancia distinta de cero alcanzó valores altos de tensión normal y aumentó la contribución del segundo mecanismo.

Las juntas lineales no representan de manera óptima el comportamiento tridimensional, por lo que no podemos obtener valores razonables con los criterios de Hoek y Brown Modificados o de Mohr-Coulomb Modificados al determinar un mecanismo de rotura de rugosidad, principalmente porque los modelos de juntas lineales, como los modelos de dientes de sierra o de arco de circunferencia, implican una mayor área de contacto entre las superficies de contacto y sobreestiman la resistencia máxima por encima de los valores realistas y los valores que se obtienen para geometrías tridimensionales. En consecuencia, las situaciones de dilatancia nula aparecen con mucha facilidad en casi todos los rangos de parámetros que se asignan al modelo, lo que reduce el estudio al primer mecanismo y al criterio de rotura.

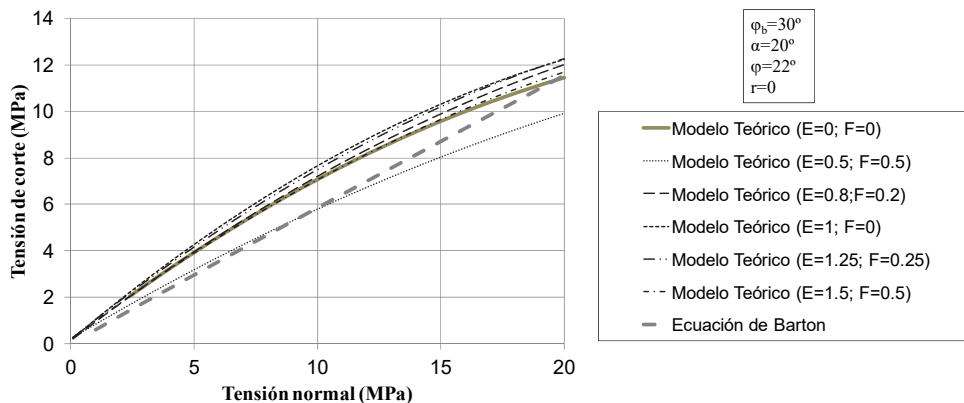


Fig. 14 – Ley que rige la resistencia al corte de juntas según el modelo teórico (con el criterio de Mohr-Coulomb Modificado) y el modelo experimental de Barton en función de los parámetros E y F que definen la ley de dilatancia para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$, $\phi = 22^\circ$ y $r = 0$.

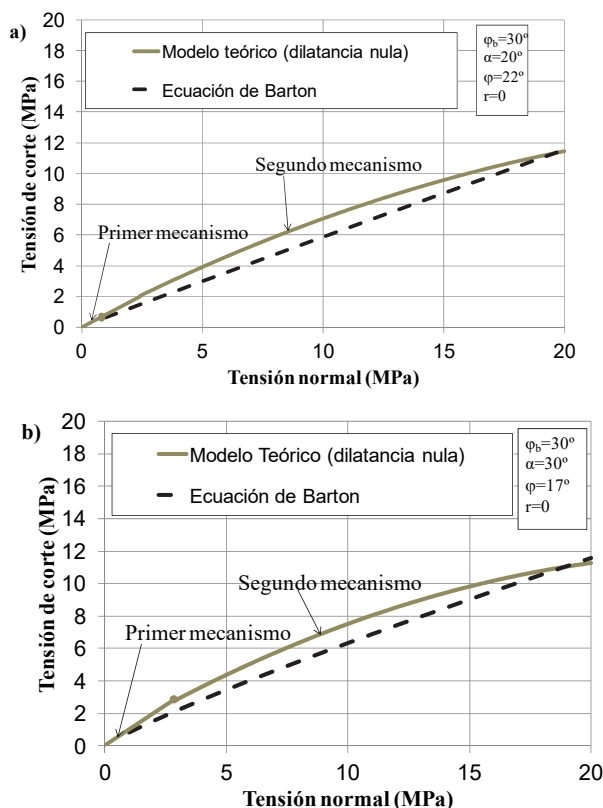


Fig. 15 –(a) Ley que rige la resistencia al corte de una junta según el modelo teórico (con el criterio de Mohr-Coulomb Modificado) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 20^\circ$, $\phi = 22^\circ$ y $r = 0$; (b) ley que rige la resistencia al corte de acuerdo con el modelo teórico (dilatación nula del material) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, $\phi = 17^\circ$ y $r = 0$.

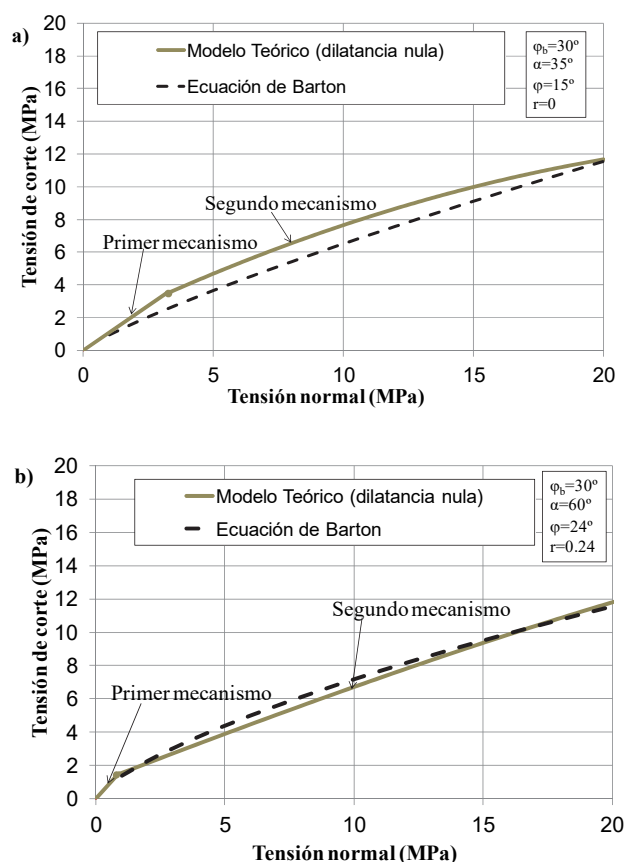


Fig. 16 – (a) Ley que rige la resistencia al corte de juntas según el modelo teórico (con el criterio de Mohr-Coulomb Modificado) y el modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 35^\circ$, $\phi = 15^\circ$ y $r = 0$; (b) ley que gobierna la resistencia al corte de acuerdo con el modelo teórico (dilatancia nula del material) y modelo experimental de Barton para $\phi_b = 30^\circ$, $\alpha = 60^\circ$, $\phi = 24^\circ$ y $r = 0.24$.

7 – CONCLUSIONES

Esta investigación estableció una formulación teórica para elaborar los criterios de resistencia al corte para las discontinuidades de la roca. Los resultados se compararon con ecuaciones empíricas, produciendo valores muy cercanos para diferentes estados de rugosidad.

Se identificaron dos mecanismos de rotura de acuerdo con un nivel de carga normal en la junta. Ambos mecanismos tuvieron claras interpretaciones físicas y fueron apoyados por evidencias empíricas en numerosos estudios. El primer mecanismo apareció para tensiones normales bajas y correspondió al deslizamiento entre las caras de cada pared de junta. Cuando la tensión normal actuante era alta, se produce el segundo mecanismo de rotura, que corresponde a una rotura de los contactos por plastificación de la rugosidad. Ambos mecanismos fueron analizados teóricamente y su comportamiento siguió las ecuaciones (2) y (4).

Como indica la formulación teórica para el análisis del segundo mecanismo, las juntas de roca deben estar adecuadamente caracterizadas en base a la elección de modelos de rugosidad con un

criterio de rotura realista y deben considerar tanto la dilatación geométrica que se produce por la rotura de contactos según una dirección como leyes de flujo no asociadas.

La influencia de la rugosidad superficial se caracterizó por la definición de parámetros geométricos simples. En particular, se calculó el ángulo de contacto medio θ para la rugosidad. Este valor es fácilmente medible tanto en el campo como en el laboratorio y se define como el ángulo cuya tangente es la altura de rugosidad dividida por la mitad de la longitud en el plano medio, que está cubierto por la rugosidad de la superficie. Se caracterizaron diferentes geometrías de rugosidad asumidas utilizando este parámetro. En particular, se recomienda el uso de irregularidades como casquetes esféricos en el plano medio de la junta para el estudio tridimensional de las discontinuidades.

En esta investigación se utilizaron los criterios Modificados de Hoek y Brown y Mohr-Coulomb. Estos criterios nos permitieron obtener comportamientos muy diferentes para macizos rocosos alterados o fracturados. En este caso, el criterio de Mohr-Coulomb Modificado dependió en gran medida del esfuerzo de confinamiento, perdiendo su influencia después de la alteración o para un macizo rocoso de baja calidad cuando aumentó la presión de confinamiento (a diferencia del criterio de Hoek y Brown). Este hecho hace que este criterio sea inútil para comparar lo que ocurre en juntas sometidas a tensiones elevadas mediante la transformación directa de parámetros entre ambos criterios, ya que esta transformación se produce a tensiones bajas.

Los parámetros fueron elegidos para que los resultados de la ley de Barton pudieran asociar un ángulo de resistencia residual a un esfuerzo normal que igualara la resistencia uniaxial de la junta. Para el criterio de Mohr-Coulomb Modificado, se sugiere un valor para el parámetro s igual a cero.

Se utilizó una ley lineal de dilatación (44) para evaluar la importancia del flujo no asociado, por lo que los mejores resultados se obtuvieron para dilatación de material nula, que consideró cambios significativos para macizos rocosos suaves o zonas de debilidad alteradas.

Se obtuvieron resultados muy cercanos a los valores empíricos (ecuación de Barton) utilizando asperezas de ángulos de 20° a 60°, lo que mejoró las predicciones del modelo teórico para el segundo mecanismo con respecto al caso de flujo asociado.

La fórmula teórica que se presentó en este documento podría usarse para estudiar la resistencia al corte de las juntas de rocas con base en suposiciones no empíricas con un proceso de análisis relativamente simple y práctico.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alejano, L.R.; Alonso E. (2005). *Considerations of the dilatancy angle of rocks and rock masses*. Int J Rock Mech Sci and Geom Abstr, 42(4):481–07.
- Archambault, G.; Roleau, A.; Daigneault, R.; Flamand, R. (1993). *Progressive failure of rock masses by a self similar anastomosing process of rupture at all scales and its scale effects on their shear strength*. In: Pinto da Cunha, editor. Proc. 2° Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses. Lisbon. Balkema, pp. 133-141.
- Asadollahi, P. (2009). *Stability analysis of a single three dimensional rock block: effect of dilatancy and high-velocity water jet impact*. PhD Thesis, University of Texas, Austin.
- Barton, N. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints*. Eng Geol, 7:287–332.
- Barton N. (1976). *Rock mechanics review: the shear strength of rock and rock joints*. Int J Rock Mech Min Sci, 13:255–79.
- Barton, N.; Bandis, S. (1982). *Effects of block size on the shear behavior of jointed rock*. In: Proceedings of the 23rd US Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, California.

- Barton, N.; Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mech Rock Eng, 10: 1-54.
- Belem, T.; Souley, M.; Homand, F. (2007). *Modelling surface roughness degradation of rock joint wall during monotonic and cyclic shearing*. Acta Geotech, 2:227-48.
- Den Outer, A.; Kaashoek, J.F.; Hack, H.R.G.K. (1995). *Difficulties with using continuous fractal theory for discontinuity surfaces*. Int J Rock Mech Min Sci, 32:3-9.
- Detournay, E. (1986). *Elastoplastic model of a deep tunnel for a rock with variable dilatancy*. Rock Mech Rock Eng, 19:99-108.
- Fairhurst, C. (2003). *Stress determination in rock: a brief history and review*. Int J Rock Mech Min Sci, 40:957-73.
- Gens, A.; Carol, I.; Alonso, E.E. (1990). *A constitutive model for rock joints, formulation and numerical implementation*. Comput Geotech, 9:3-20.
- Grasselli, G.; Egger, P. (2003). *Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters*. Int J Rock Mech Min. Sci, 40:25-40.
- Heuze, F.E.; Barbour, T.G. (1982). *New models for rock joints and interfaces*. ASCE J Geotech Eng Div, 108(5):757-76.
- Hoek, E.; Brown, E.T. (1997). *Practical estimates of rock mass strength*. Int J Rock Mech Sci and Geom Abstr, 34(8):1165-187.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*. In Hammah, R. Bawden, W., Curran, J., Telesnicki M, editors. Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto, pp. 267-73.
- Hoek, E.; Marinos, P.; Benissi, M. (1998). *Applicability of the geological strength index (GSI) classification for weak and sheared rock masses; the case of the Athens schist formation*. Bull Eng Geol Env, 57(2):151-160.
- Hoek, E.; Wood, D.; Shah, S. (1992). *A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses*. In: Hudson, J.A., editor. Proceedings of the Rock Characterization Symposium of ISRM: Eurock 92. London: British Geotechnical Society, pp. 209-14.
- Homand, F.; Lefevre, F.; Belem, T.; Souley, M. (1990). *Rock joints behaviour under cyclic direct shear tests*. In: Amadei K, Smealie & Scott, editors. Rock mechanics for industry. Rotterdam: Balkema, p. 399-406.
- Huang, X.; Haimson, B.C.; Plesha, M.E.; Qui, X. (1993). *An investigation of the mechanics of rock joints – part I. Laboratory investigation*. Int J Rock Mech Min Sci, 30:257-69.
- Huang, S.L.; Oelfke, S.M.; Speck, R.C. (1992). *Applicability of fractal characterization and modelling to rock joint profile*. Int J Rock Mech Min Sci, 29:89-8.
- Hutson, R.W. (1987). *Preparation of duplicate rock joints and their changing dilatancy under cyclic shear*. PhD Thesis, Northwestern University, Evanston.
- Hutson, R.W.; Dowding, C.H. (1990). *Joint asperity degradation during cyclic shear*. Int J Rock Mech. Min Sci, 27(2):109-19.
- Jaeger, J.C. (1971). *Friction of rocks and stability of rock slopes*. Geotechnique, 21(2):97-34.
- Ladanyi, B.; Archambault, G. (1970). *Simulations of the shear behavior of a jointed rock mass*. In: Proceedings 11th US Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, p. 105-125.

- Lee, Y.H.; Carr, J.R.; Barr, D.J.; Haas, C.J. (1990). *The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles*. Int J Rock Mech Min Sci, 27:453-64.
- Lee, H.S.; Park, Y.J.; Cho, T.F.; You, K.H. (2001). *Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading*. Int J Rock Mech Min Sci, 38:976-80.
- Leichnitz, W. (1985). *Mechanical properties of rock joints*. Int J Rock Mech Min Sci, 22(5):313–21.
- Medhurst, T.P.; Brown, E.T. (1998). *A study of the mechanical behaviour of coal for pillar design*. Int J Rock Mech Min Sci, 35(8):1087–105.
- Muralha, J. (1995). *Fractal dimension of joint roughness surfaces*. In: Proceedings Fractured and Jointed Rock Masses, Rotterdam, p. 205-12.
- Newland, P.L.; Alley, B.H. (1957). *Volume changes in drained triaxial tests on granular materials*. Geotechnique, 7:17-34.
- Patton, F.D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock*. In: Proceedings of the First Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisboa, Portugal, p. 509-513.
- Plesha, M.E. (1987). *Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation*. Int J Num Anal Meth Geomech, 11:345-62.
- Qiu, X.; Plesha, M.E.; Huang, X.; Haimson, B.C. (1993). *An investigation of the mechanics of rock joints-part II: analytical investigation*. Int J Rock Mech Min Sci, 30(3):271–87.
- Reeves, M.J. (1985). *Rock surface roughness and frictional strength*. Int J Rock Mech Min Sci, 22:429-42.
- Saeb, S.; Amadei, B. (1992). *Modeling rock joints under shear and normal loading*. Int. J. Rock Mech Min Sci, 29:267-78.
- Samadhiya, N.K.; Viladkar, M.N.; Al-Obaydi, M.A. (2008). *Three-dimensional joint/interface element for rough undulating major discontinuities in rock masses*. Int J Geomech, 8(6):327–35.
- Schneider, H.J. (1976). *The friction and deformation behavior of rock joints*. Rock Mech Rock Eng, 8:169-84.
- Serrano, A.; Olalla, C. (1994). *Ultimate bearing capacity of rock masses*, Int J Rock Mech Min Sci, 31(2):93-06.
- Serrano, A.; Olalla, C.; Galindo, R.A. (2014). *Micromechanical basis for shear strength of rock discontinuities*. Int J Rock Mech Min Sci, 70:533–46.
- Serrano, A.; Olalla, C.; Gonzalez, J. (2000). *Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci, 37:1013–1018.
- Singh, M.; Raj, A.; Singh, B. (2011). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks*. Int J Rock Mech Min Sci, 48:546–55.
- Singh, M.; Singh, B. (2012). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of jointed rocks*. Int J Rock Mech Min Sci, 51:43–52.
- Tse, R.; Cruden, D.M. (1979). *Estimating joint roughness coefficients*. Int J Rock Mech Min Sci, 16:303-7.

- Veermmer, P.A.; De Borst, R. (1984). *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*. Heron, 29(3):3–64.
- Xie, H.; Wang, J.A.; Kwasniewski, M.A. (1999). *Multifractal characterization of rock fracture surfaces*. Int J Rock Mech Min Sci, 36:19-7.
- Zubelewicz, A.; O'Connor, K.; Dowding, C.H.; Belytschko, T.; Plesha, M.E. (1987). *A constitutive model for cyclic behavior of dilatant rock joints*. Proceedings 2nd International Conference on constitutive laws for engineering materials, Arizona, p. 1137–1144.

TÉCNICAS DE APRENDIZAJE AUTOMÁTICO PARA CARACTERIZACIÓN Y PERFILADO DEL TERRENO. APLICACIÓN PRÁCTICA AL CPTU.

Applied machine learning and predictive modeling techniques for soil profiling. Practical CPTU application.

Santiago Peña Fernández^a, Enrique Asanza Izquierdo^a

^a Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, España.

RESUMEN – Este artículo introduce algunos conceptos e ideas básicas del campo del aprendizaje automático, con los que afrontar la caracterización geotécnica y perfilado del terreno a partir de ensayos de penetración tipo CPTU. Se muestran los resultados prácticos obtenidos para una campaña para un puerto español. En última instancia se pretende mostrar al diseñador algunos algoritmos que permitan ayudar a la elaboración, en los casos que sea posible, de modelos de terreno objetivamente evaluables, repetibles y precisos.

SYNOPSIS – This article addresses some concepts and principles of machine learning applied to soil profiling and geotechnical characterization based on cone penetration testing (CPTU). Some practical outcomes from a survey at a Spanish Port are discussed. Ultimately, the article aims to provide a mathematical approach that assist designers to produce, if possible, a more objectively assessable repeatable and precise soil profile models.

Palabras Clave – Aprendizaje automático, caracterización del terreno, CPTU

Keywords – Machine learning, soil characterization, CPTU.

1 – INTRODUCCIÓN

Indiscutiblemente, en las últimas décadas se ha producido un cambio de paradigma en la forma de abordar y gestionar la información debido a la ingente cantidad de registros creados, lo que se ha acuñado como la “era del Big Data”. Existe, además, gran disponibilidad de mucha información: así, se tiene constancia de más de un trillón de páginas web en el mundo; y el genoma (consistente en $3.8 \cdot 10^9$ pares de bases) de miríadas de personas ha sido ya secuenciado. Los casos en que la cantidad de información era algo que, apenas hace unos años, ni siquiera se valoraba administrar, son ahora bases de datos estándar.

A la par que la disponibilidad y acopio de datos se ha ido incrementando, diversas técnicas matemáticas de análisis de datos han ido adquiriendo una tremenda popularidad. Estas técnicas se han venido a englobar de forma algo general dentro de los denominados algoritmos de aprendizaje automático (“Machine Learning”) (Murphy, 2012). En términos laxos, se puede decir que estos algoritmos proveen de métodos o estrategias automatizadas para el análisis de datos. Es entendible

E-mails: Santiago.pena@cedex.es (S. Peña), Enrique.asanza@cedex.es (E. Asanza)

ORCID: orcid.org/0000-0002-1079-7995, orcid.org/0000-0001-5436-0181

que, bajo esta definición, su aplicabilidad se aprecie de forma difusa. No obstante, este conjunto de métodos permite estudiar la información existente (cualquiera que sea su ámbito) para poder extraer conclusiones de manera objetiva, medible y repetible. En general, su aplicación se sustenta en el uso intensivo de la capacidad de cálculo de los equipos actuales. Algunas de estas técnicas son fácilmente comprensibles, o visualizables, y no requieren ningún conocimiento previo en estadística u otras ramas de las matemáticas. Otras, en cambio, son más complejas y se apoyan en métodos cuya comprensión puede requerir una fuerte base de conocimientos matemáticos, y cuya visualización es imposible en la práctica. Para cualquiera de los dos casos, en ocasiones se pueden construir modelos e intentar obtener los resultados que mejor se ajustan al problema al que se pueda enfrentar el ingeniero en su trabajo diario, incluso sin el conocimiento detallado de los algoritmos, siempre que se sigan unas pautas básicas de validación y fiabilidad, de forma algo similar a como se usa una calculadora sin comprender cómo opera internamente el aparato.

El comité técnico TC309 (“Machine Learning”), de reciente creación, de la ISSMGE Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos, tiene por objetivo la disseminación del conocimiento y puesta en práctica de las técnicas de aprendizaje automático para resolver problemas relevantes para la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica. A través de la página web del TC304, estrechamente vinculado con el anterior, se encuentran disponibles decenas de ejemplos de aplicación de estas técnicas en una amplia variedad de ámbitos dentro del campo de la geotecnia (http://140.112.12.21/issmge/ML_ref.htm).

Si bien se ha comprobado su utilidad en otras campañas, este artículo sólo muestra los resultados del perfil del terreno partiendo exclusivamente de registros de CPTUs. En general, con cualquiera de los algoritmos aplicados, perfiles geológicos simples resultan en modelos similares y sin más complicaciones que la apropiada interpretación de los ensayos in situ. En el caso de perfiles más complejos, laminados, o con intercalaciones, los modelos son más divergentes. En cualquier caso, los principios aplicados a los resultados de los CPTU se pueden trasladar a cualquier ensayo in situ o de laboratorio o registro que sirva para categorizar un punto del espacio.

Puertos del Estado, ente público empresarial dependiente del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana de España, ha mostrado interés en que se impulsen estas técnicas en los trabajos geotécnicos de su competencia, por lo que ha dotado al encargo con el CEDEX una partida para acometer esta investigación. Este artículo es un resumen del avance del trabajo.

2 – APRENDIZAJE AUTOMÁTICO

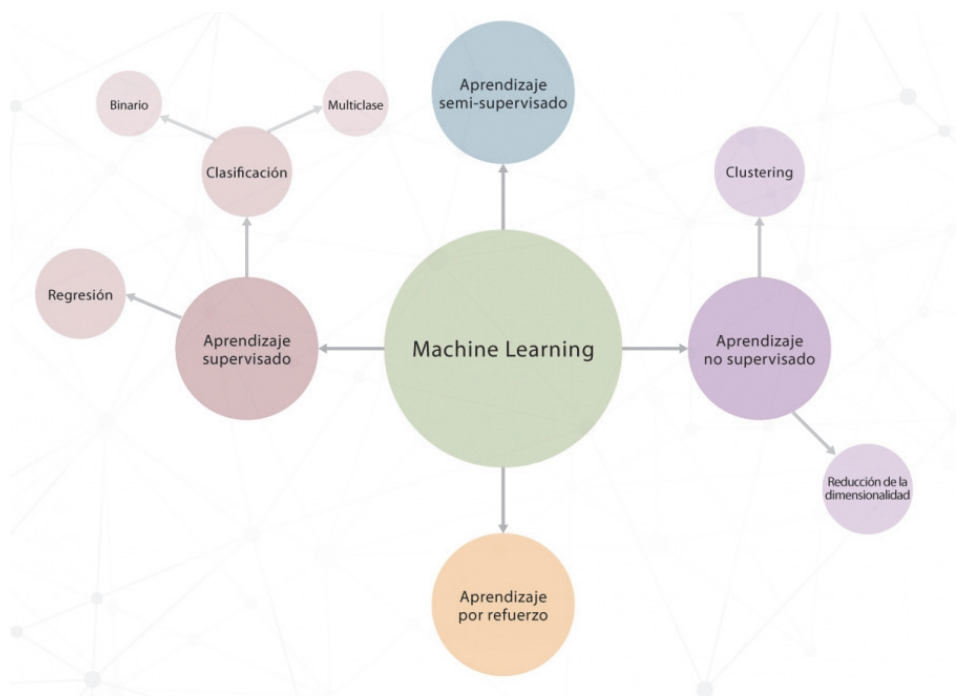
La denominada inteligencia artificial, o el aprendizaje automático, quizá se encuentre actualmente en una fase de sobredimensionamiento, provocado, tal vez, por una sobreexposición mediática que no favorece la profundización sobre su alcance y eficacia. Los beneficios y versatilidad de sus técnicas son evidentes y, muy probablemente, formarán parte a corto plazo de las herramientas de trabajo habituales en un amplio rango de ocupaciones y actividades.

Se trata de un conjunto de procedimientos extremadamente extenso y de estudiada especificidad. Se encuentran, en cualquier caso, lejos de replicar el funcionamiento de la inteligencia humana y, probablemente, como dice Ramón López de Mántaras (fundador y exdirector del instituto de Investigación en Inteligencia Artificial del CSIC), constituyen un ejemplo de lo que Daniel Dennett define como “habilidad sin comprensión” (López Mántaras, 2020).

Existe también en algunos ámbitos cierta confusión o indefinición en la terminología, quizá intencionadamente llamativa: “Inteligencia Artificial”, “Aprendizaje automático” (machine learning) o “Aprendizaje profundo” (Deep learning). En primera aproximación, se puede estar de acuerdo en que el aprendizaje automático engloba las técnicas de aprendizaje profundo (que prácticamente hacen referencia, de manera exclusiva, a las redes neuronales), y la inteligencia artificial contiene las técnicas de aprendizaje automático e incluye, de manera genérica, todas aquellas técnicas orientadas a automatizar tareas normalmente realizadas por seres humanos.

Se utiliza muy ampliamente la terminología original (en inglés) no encontrándose, aún, del todo estandarizada o extendida su traducción al español. A lo largo del artículo se intentará buscar una traducción literal, o aproximada, que, intuitivamente, dé a entender el alcance de lo que la denominación original pretendía o, en su defecto, busque su equivalencia en español (preferiblemente si ya ha sido utilizada en alguna publicación).

Existen diversas clasificaciones de las técnicas de aprendizaje automático (Duda et al (2000), Hastie et al (2008), etc.). Los algoritmos de aprendizaje automático se suelen dividir, en general, en dos grandes grupos: supervisados y no supervisados (se deja al margen el denominado “aprendizaje de refuerzo”). El término “supervisado” hace referencia a la capacidad del modelo de auto-confirmar su capacidad predictiva con un conjunto de datos de prueba reservados a tal efecto; los algoritmos no supervisados hacen referencia a modelos descriptivos sin posibilidad ni pretensión de actuar como predictores. Esto se esquematiza en la Figura 1.



Fuente:<https://datos.gob.es/es/blog/como-aprenden-las-maquinas-machine-learning-y-sus-diferentes-tipos>

Fig. 1 – Tipos de aprendizaje automático.

Los algoritmos de **aprendizaje supervisado**, o **predictivos**, crean modelos para pronosticar valores de una variable respuesta (pongamos m-dimensional) a partir de los valores de una variable predictora (n-dimensional). Estos modelos se crean a partir de un subconjunto de la información disponible, típicamente en torno al 75% de la muestra, a partir del cual se “entrena” el modelo, y se validan, o comprueban, con el subconjunto de la información disponible que no haya sido utilizado para crear el modelo (25% restante). De esta manera se puede decir que el modelo ha “aprendido” de forma “supervisada” puesto que el modelo ha sido generado, probado y evaluado con la información disponible. Esto es, el modelo aporta una respuesta inferida (y^*), y el “supervisor” expone la respuesta correcta (y) comprobando, así, si la respuesta es correcta y, en su caso, el error asociado a la respuesta del modelo (una función de pérdida como, por ejemplo, $L(y^*, y) = (y^* - y)^2$, si el valor es numérico y continuo). En este tipo de problemas también se suele decir que la muestra se encuentra “etiquetada” (“labeled”), en referencia a que lleva asociada la variable objetivo.

El segundo tipo de algoritmos son los denominados de **aprendizaje no supervisado**, o modelos **descriptivos**. Éstos no disponen de un subconjunto de la información para validar o evaluar el modelo (bien sea por voluntad del evaluador o porque la cantidad de información es limitada). Su función es “acopiar” toda la información disponible y observar “patrones interesantes” dentro del conjunto de N observaciones de un k-vector. El objetivo es, entonces, inferir, de alguna manera, las propiedades de los datos sin la “ayuda” de un “supervisor” que evalúe la fiabilidad o el error en cada observación. Se dice, en este sentido, que se trata de muestras “no etiquetadas” (“unlabeled”). Aunque se trata, en general, de un problema más abierto e indefinido que el del aprendizaje supervisado (en tanto que no se predefine qué clase de patrones se buscan o qué medida es apropiada para evaluar el error), y suele abarcar un campo, quizá, menos sugerente, reconocido y con un rango de aplicación menor, se trata de un problema muy recurrente en el trabajo diario de un ingeniero geotécnico y que tiende a resolverse de manera intuitiva y poco estricta.

Existen diversos motivos por los que el aprendizaje no supervisado pudiera ser de interés, varios de los cuales pudieran estar relacionados con el trabajo de caracterización del terreno. Uno de ellos es que puede ser razonable operar de manera inversa, esto es, trabajar de manera no supervisada con grandes cantidades de datos no etiquetados y, posteriormente, crear modelos supervisados. Este es el procedimiento seguido en este artículo. Ciertamente el lector geotécnico intuirá que la aplicación práctica de la mayoría de las técnicas de aprendizaje automático en el trabajo diario, no exige, a priori, la rigurosidad y precisión habituales que los proyectos de inteligencia artificial o los analistas de datos reportan en sus artículos.

3 – CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El proceso de caracterización es quizá uno de los más controvertidos y difusos en Geotecnia. Dicho proceso que, partiendo de un total desconocimiento, ha de discriminar tipos de terreno y asignarles parámetros, lleva aparejado diversas de las fuentes de error e incertidumbres propias de un proceso de análisis. Se resume en la siguiente secuencia:

- A. *Acopio de información y datos numéricos*: ensayos in situ y de laboratorio, como registros de sondeos, o cualquier trabajo de campo de que se pueda inferir o extraer algún dato.
- B. *Evaluación de la información y datos*: labores de gabinete para su análisis y procesamiento;
- C. *Selección del modelo que mejor representa o resume la información*: elaboración de un perfil geológico-geotécnico y la asignación de unos parámetros característicos. Estos procesos se pueden desarrollar en paralelo, secuencial o alternativamente. Este modelo debe ser lo suficientemente simple para su uso práctico y, al mismo tiempo, lo bastante detallado como para no perder capacidad descriptiva.
- D. *Estimación de la incertidumbre del modelo y verificación de las asunciones adoptadas*.

Las posibles fuentes de error de estas etapas pueden incluirse dentro de alguno de estos grupos (Nadim, 2007):

- *Incertidumbre por errores u omisiones humanos*. Si se producen, son difíciles de predecir. No obstante, hoy día no puede prescindirse de la labor humana, que desempeña labores correctoras y de supervisión. Todo modelo precisa de esta labor para ser construido de acuerdo con algún criterio establecido por la experiencia, conocimiento o alcance definido por el ser humano. Sólo pueden reducirse los errores humanos si se destinan los trabajos tediosos y repetitivos a algoritmos y se asignan a la persona especialista aquellas tareas que son mejor realizadas por él.
- *Incertidumbre aleatoria*: es la propia de la naturaleza que, por el hecho de estar expuesta a un número muy elevado de agentes actuando sobre ella, muestra una variabilidad natural reflejo del efecto en mayor o menor grado de cada uno de estos agentes. Esta

incertidumbre es inherente a cualquier objeto no idealizado. Algunos ejemplos pueden ser la variación de los parámetros del terreno dentro de un mismo estrato, la variación de la altura de ola con el tiempo, etc. El ser humano no puede, a priori, intervenir sobre esta incertidumbre y debe ser aceptada, estudiada y operar en consecuencia.

- *Incetidumbre epistémica*: que es la producida por la falta de conocimiento de la variable estudiada y cuya fuente puede estar localizada en:
 1. *Errores en las mediciones*. Definida como un error (aleatorio en torno al valor medio poblacional) y/o sesgo (constante en un sentido u otro) en el registro de los resultados de los ensayos realizados (precisión del valor bruto del ensayo in situ realizado: SPT, CPT, etc.). En este sentido resulta de importancia tener cierta sensibilidad a la precisión habitual del ensayo realizado y a detectar, aunque resulte, en ocasiones, complejo, si el equipo tiene o no algún sesgo. Ensayos como el SPT, con una significativa falta de repetibilidad, incluso en condiciones controladas, debido a su naturaleza dinámica y a la variabilidad de la energía aplicada, puede contener errores difíciles de acotar a priori, pero con un impacto potencialmente significativo en el diseño.
 2. *Errores estadísticos*. Debidos a la falta de información a causa de un tamaño muestral limitado. En la práctica es habitual realizar asunciones poco argumentadas, o sin considerar su efecto sobre la incertidumbre, sobre qué valores representativos adoptar en función del tamaño muestral y tipo de ensayo, y la decisión del valor característico suele estar vinculada a la percepción subjetiva del geotécnico. Las normativas actuales tales como el Eurocódigo 7 (EN 1997-2 (2007)) muestran cierta tendencia a incluir criterios estadísticos en este sentido (no vinculantes) para una evaluación del valor característico razonablemente (asociando un intervalo de confianza concreto) conservador del valor medio. Estas aproximaciones tienen la virtud de poner de relevancia, si procede, la falta de información.
 3. *Errores del modelo aplicado*: provocados por las simplificaciones asumidas al idealizar el problema. Por ejemplo, si se asume que existe una relación biunívoca entre el valor del ángulo de rozamiento y el valor del ensayo de penetración estándar, se está asumiendo un error y/o un sesgo en ocasiones poco valorado.

La secuencia de pasos del proceso de caracterización puede llevar asociada algunos de los errores descritos. En los siguientes apartados se mostrarán algunas propuestas, para reducir, acotar o evaluar algunos de estos errores asociados, fundamentalmente, a los pasos B, C y D que se realizan durante el proceso de caracterización. A continuación se mostrarán algunos resultados aplicados a la campaña de piezoconos mencionada. Por su tamaño muestral, antiguamente, las campañas grandes de CPTU resultaban, en ocasiones, difíciles de manejar u operar, pero contienen una información incomparable, completa y continua para la elaboración de perfiles.

4 – REGISTROS UTILIZADOS EN ESTE ESTUDIO

Para el estudio se han utilizado diversas campañas de piezoconos ejecutadas en ambiente marino. Sólo se mostrarán los resultados de una campaña específica ejecutada desde pontona en el Puerto de Barcelona. En dicha campaña se realizaron (entre otros ensayos y sondeos) 103 CPTUs de unos 40m de profundidad desde el fondo marino. Esto supone, considerando una lectura cada cm, más de 400.000 registros de cada una de las 4 variables medidas por el CPTU: resistencia por punta (q), resistencia por fuste (f_s), presión de poros registrada durante el avance (u_2) y profundidad.

Las propuestas descritas están orientadas a su aplicación en el trabajo diario de un diseñador asumiendo la disponibilidad de un ordenador convencional de gama media-alta. La posibilidad de disponer de equipos de alta gama o computación de alto rendimiento cambia, lógicamente, la

perspectiva de algunos comentarios. Esto último permite el desarrollo de modelos mucho más grandes y sin la necesidad de llevar a cabo estrategias simplificadoras. Dependiendo del algoritmo usado, con ordenadores convencionales, puede resultar impracticable una matriz de 400.000 x 4, por lo que se puede hacer necesario tomar sub-muestras aleatorias de menor tamaño.

Aunque lo descrito en lo que sigue es de aplicación a modelos tridimensionales, por claridad expositiva y de visualización se ha utilizado la proyección sobre una alineación de toda la longitud estudiada. Se ve en planta en la Figura 2 y el perfil utilizado en la Figura 3.

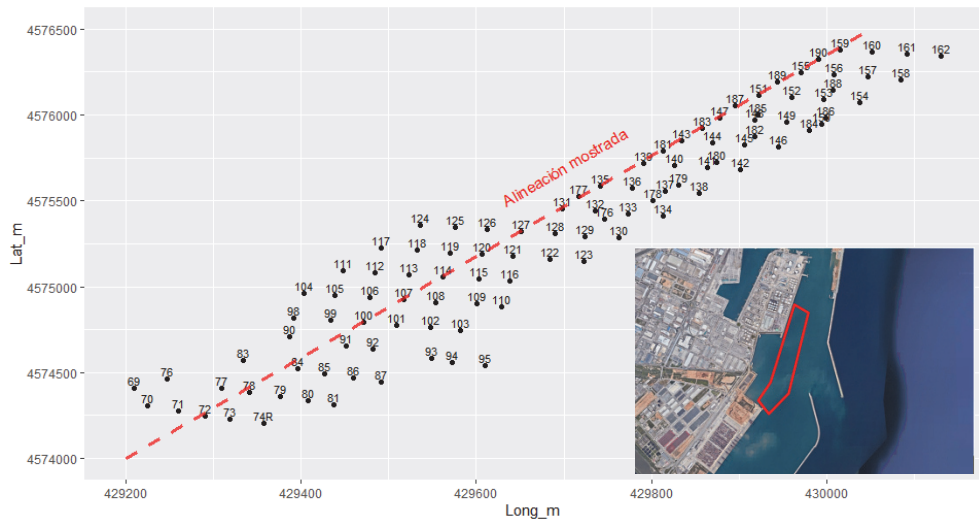


Fig. 2 – Planta de los puntos de investigación.

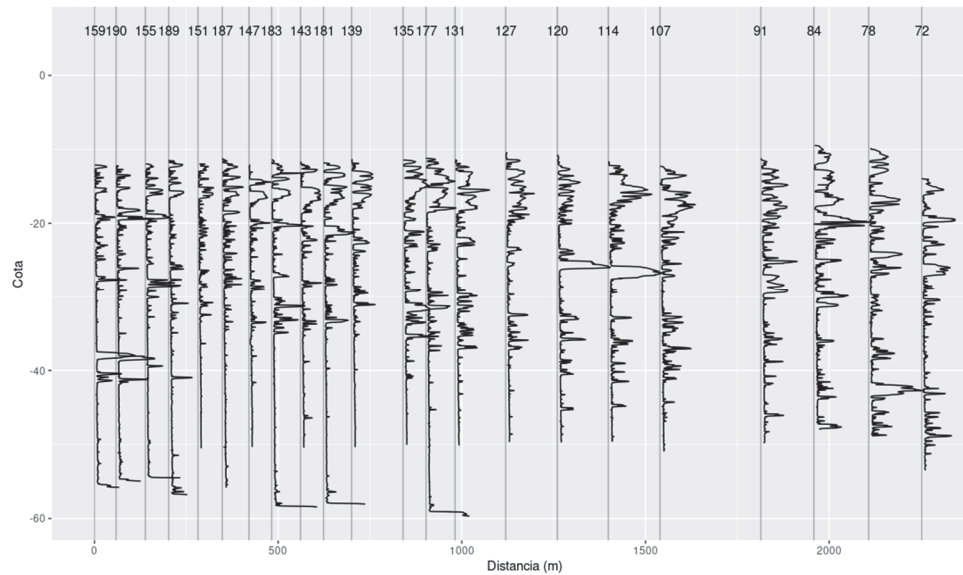


Fig. 3 – Proyección de los CPTU sobre la alineación indicada.

Para este caso de aprendizaje no supervisado se han utilizado como variables de entrada los registros normalizados de la resistencia por punta, fuste y sobrepresión de poros (Q_{tn} , Fr , B_q),

según Robertson (2016). Los dos datos de coordenadas (latitud y longitud), se reducen a uno sólo (“distancia”) al efectuar la proyección bidimensional.

En la elaboración de los modelos se ha asumido un pre-procesado básico de datos, eliminando registros incongruentes o no representativos asociados a contingencias durante la ejecución. Se trata de un procedimiento habitual que no produce variaciones apreciables porque no elimina una cantidad significativa de registros.

5 – MODELOS PROPUESTOS Y EJEMPLOS

El proceso de caracterización que se sigue se sintetiza en dos etapas:

1. Aprendizaje no supervisado: se recoge la información y se agrupan los registros en distintas categorías homogéneas y diferenciadas.
2. Aprendizaje supervisado: Usando las variables espaciales (Coordenadas X, Y, Z) como variables predictoras y las categorías antes definidas como variables objetivo, se crea un modelo (tridimensional) que ubique espacialmente cada categoría, estableciendo las fronteras entre cada grupo de datos (como se ha aclarado, aquí se representará en dos dimensiones para facilitar la visualización)

5.1 – Aprendizaje no supervisado

La fase de aprendizaje no supervisado consiste en agrupar los datos de entrada en categorías o grupos excluyentes (unívocos), de tal forma que a cada vector m-dimensional (en el caso que nos mueve, sería un vector tridimensional de variables $\{Q_{in}, Fr, B_q\}$, provenientes del registro del CPTU), se le asigne una categoría (por ejemplo, “Arenas limpias”, “Mezclas arenosas-limos arenosos”, “Arcillas-Arcillas limosas”, etc. o, para simplificar, “A”, “B”, “C”, etc.), con lo que se dispondría de grupos de datos categorizados.

A modo exclusivo de ejemplo, si se tuvieran ciertos resultados de límite líquido (*LL*) e índice de plasticidad (*IP*), necesarios para su representación en el ábaco de Casagrande, se puede dar una situación como la de la Figura 4. En esta situación es habitual realizar intuitivamente una agrupación de estos pares de datos (vector bidimensional {Límite líquido, Índice de Plasticidad}) en dos conjuntos como los mostrados.

Esto llevaría (a falta de mayor información) a clasificar el terreno del cual se han extraído las muestras, y sobre las cuales se han realizado ensayos de laboratorio, en dos categorías (Arcillas de alta plasticidad y Limos de alta plasticidad).

Sin embargo, el mecanismo mental por el cual se llega a dicha agrupación no parece obvio y en el proceso de describir dicho criterio se puede cuestionar si esta agrupación es óptima o se podría haber llegado a otras distintas, como las indicadas en la Figura 5, que pudieran representar de manera más eficaz, si así fuera, el número de grupos subyacentes en la información existente. Cuestionar esto lleva de manera lógica a preguntarse por qué no es tan sencillo, o unívoco, definir grupos si los datos fueran los que se muestran en la Figura 6.

Este proceso aquí simplificado se puede extender a N dimensiones. Supóngase, por ejemplo, que se dispone del N_{60} , el porcentaje de finos y el *LL*, provenientes de una muestra de un ensayo SPT. Las técnicas de aprendizaje no supervisado proponen una amplitud de criterios para establecer distintas formas de agrupar o “etiquetar” dicha información.

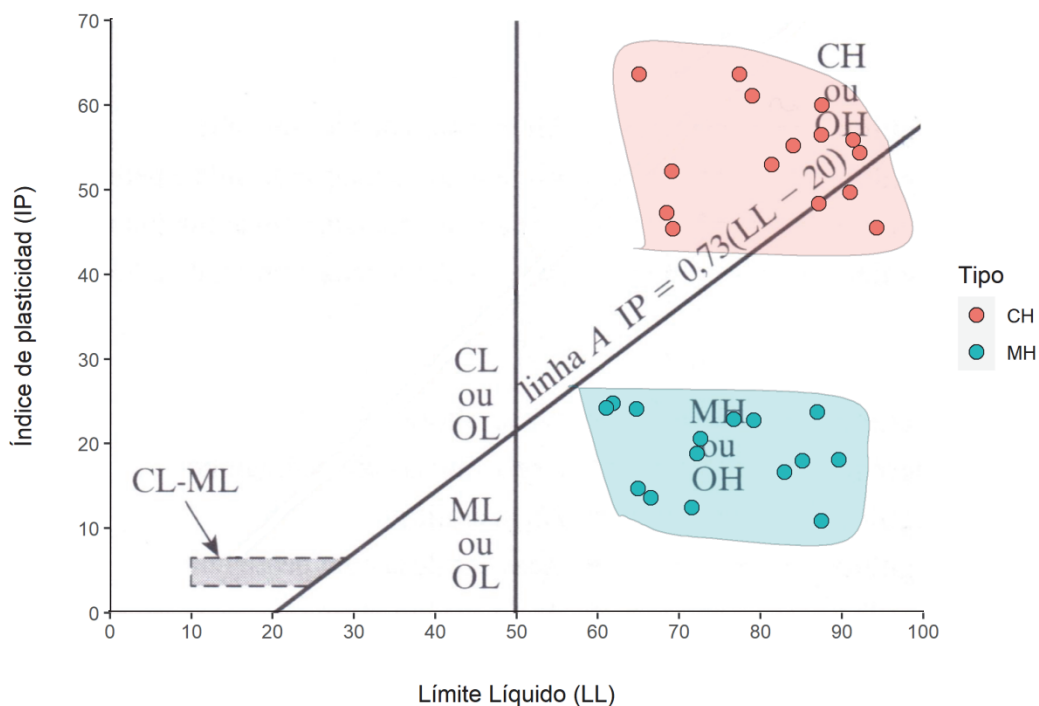


Fig. 4 – Grupos afines de valores de los límites de Atterberg en el ábaco de Casagrande

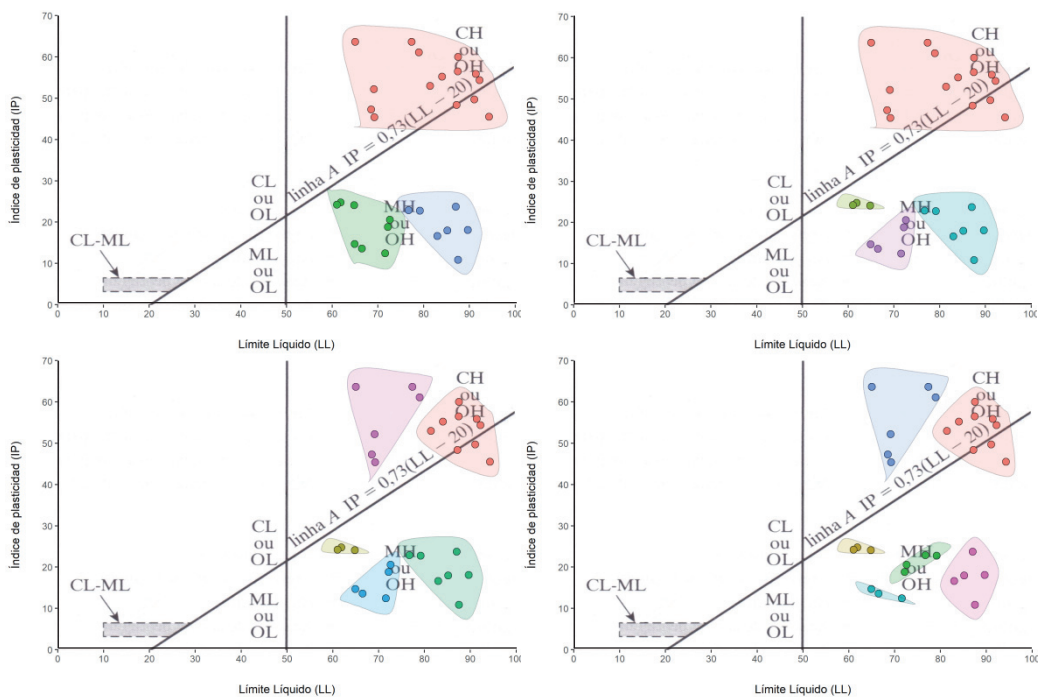


Fig. 5 – Distintas formas de agrupar los mismos pares de valores de LL e IP

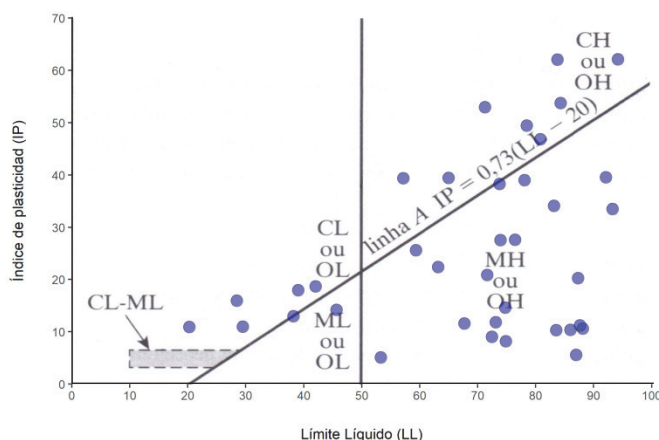


Fig. 6 – Valores de LL e IP distribuídos aleatoriamente e agrupação complexa

5.1.1 – Análisis de conglomerados (Cluster analysis) con el algoritmo k-medias (k-means)

De los muy diversos métodos o técnicas que pueden ser utilizadas para el propósito de “etiquetar” o discriminar/clasificar un conjunto de datos en diferentes “conglomerados” el probablemente más antiguo, de sencilla aplicación, comprensión y más difusión es el algoritmo de *k*-medias (MacQueen (1967), Hartigan and Wong (1979), Lloyd (1982)), usado ampliamente también en geotecnia (Wierzbicki et al (2016), etc.). Este método agrupa los datos de forma rápida y eficaz, habitualmente en muy pocas iteraciones en un número predeterminado, *k*, de grupos.

Sea una muestra de *n* observaciones y *q* variables. Tómense por caso, los resultados de una campaña donde se dispone de ensayos SPT, índices de plasticidad y porcentaje de finos de las muestras de cada SPT. El número de muestras se correspondería con el número *n* de observaciones y el número de variables sería tres (*N*₆₀, *IP*, %finos). El algoritmo consta de las siguientes 5 etapas:

- 1 *Seleccionar k puntos aleatoriamente como centroides de los grupos originales:* Existen diversos criterios para elegir los *k* centroides iniciales. A efectos prácticos se puede asumir que se toman aleatoriamente.
- 2 *Calcular la similitud (o distancia) de cada observación a los k centroides anteriores y asignar cada elemento a su centroide más próximo.* Comúnmente se adopta la distancia euclídea, aunque pueden adoptarse otras medidas de similitud que permitan ordenar de manera jerarquizada todos los elementos. En definitiva, se requiere un “operador” que compute el grado de “similitud” o “proximidad” entre dos puntos observaciones, y que cumpla las condiciones de distancia para poder ordenar todas ellas. La distancia euclídea se adopta aquí por ser fácilmente interpretable y visualizable, no obstante, se puede consultar bibliografía especializada que sostienen la idoneidad de otras medidas de distancia en el ámbito de la geotecnia (Wierzechon et al (2018), Hegazy et al (2002), Mlynarek et al (2005)).
- 3 *Recalcular el centroide* tras la nueva asignación. El valor medio de cada grupo se toma como nuevo centroide dentro de cada iteración.
- 4 *Definir criterio de optimización y comprobar si reasignando alguno de los elementos, mejora el criterio.*
- 5 Si no es posible mejorar el criterio de optimización, terminar el proceso.

El criterio de optimización utilizado en el algoritmo usado es el de minimizar la varianza intragrupal o, lo que es equivalente, la suma de las diferencias respecto al valor medio al cuadrado dentro de los grupos (Suma de Cuadrados Dentro de los Grupos):

$$SCDG = \sum_{g=1}^k \sum_{j=1}^q \sum_{i=1}^{n_g} (X_{ijg} - \bar{X}_{ijg})^2 \quad (1)$$

siendo x_{ijg} el valor de la variable j en la observación i del grupo g , $\bar{x}_{ijg}$ la media de esa variable en dicho grupo y n_g es el número de elementos dentro del grupo g . Este criterio de optimalidad es equivalente a minimizar la suma ponderada (por el número de elementos u observaciones) de las varianzas de las variables de cada grupo.

Se asumirán 3 grupos en la campaña referida, siendo las variables Q_{tn} , B_q y $Fr(\%)$. La Figura 7 muestra los 3 grupos resultantes sobre los ábacos de Robertson (2016), junto los 3 grupos en el espacio tridimensional (no físico) Q_{tn} , B_q y $Fr(\%)$. La Figura 8 muestra la visualización de los valores en el modelo tridimensional de la campaña

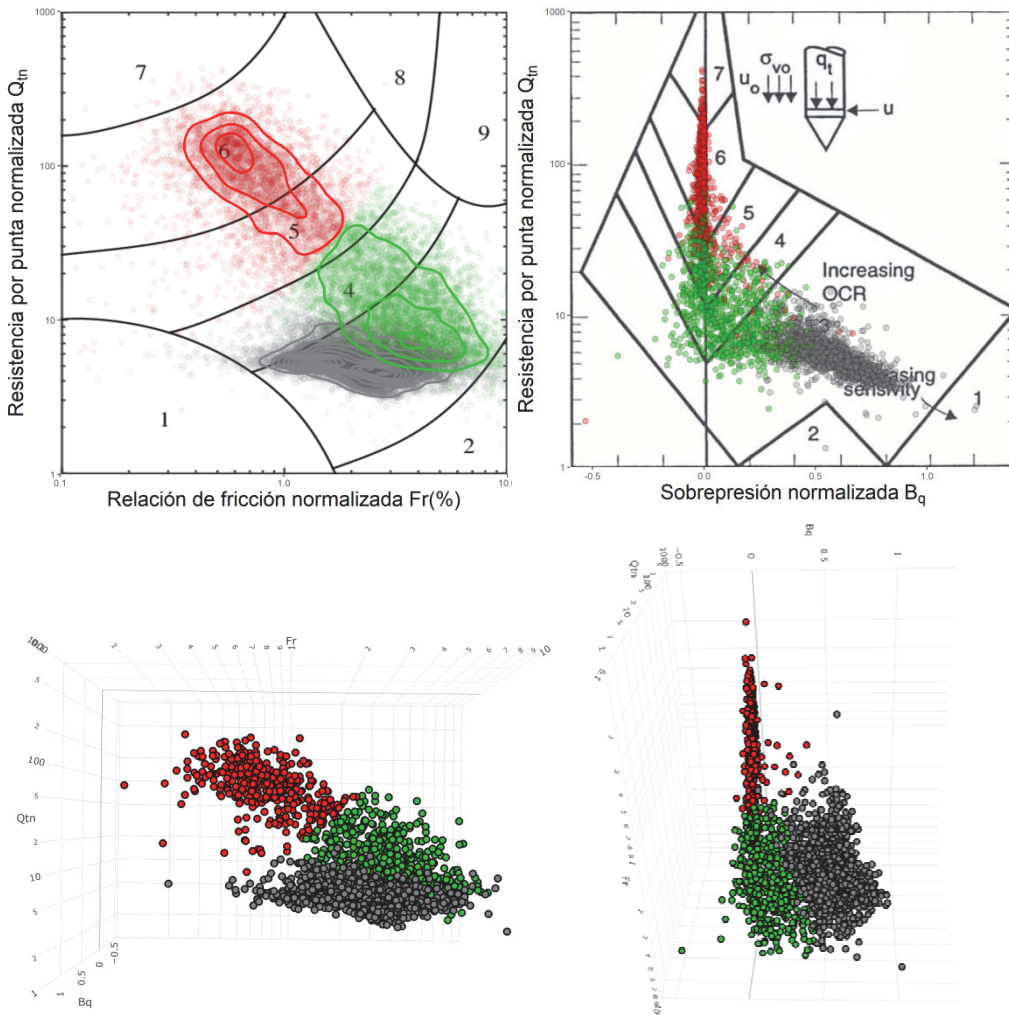


Fig. 7 – (Arr.) Agrupación de datos (en 3 grupos) obtenidos mediante el algoritmo de k -medias sobre los ábacos de Robertson (2016). (Abaj.) Representación en el espacio tridimensional Q_{tn} , Fr % y B_q agrupados por clases.

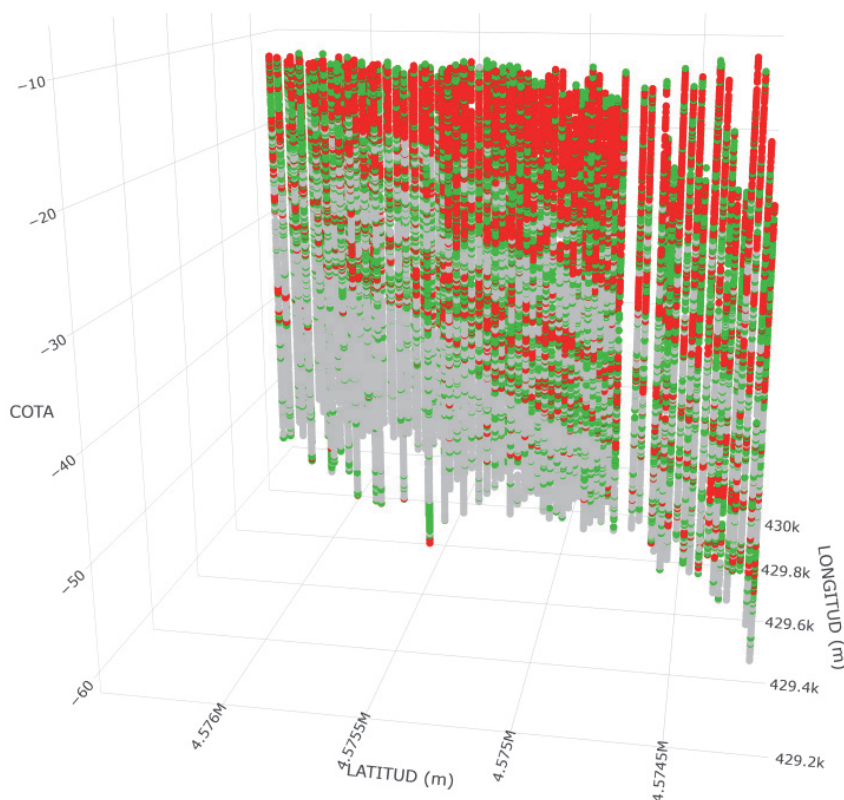


Fig. 8 – Vista 3D de los registros de los CPTUs agrupados.

La normalización de las variables es habitual en el proceso de creación de conglomerados, pues las distancias quedan desligadas de las unidades físicas de las variables en bruto. La normalización univariante consiste en realizar la transformación lineal de los valores de cada variable restándoles su valor medio (centrado) y dividiéndoles por su desviación típica (estandarizado), de tal forma que todos los valores puedan ser representados por el número de desviaciones típicas que se alejan respecto a su valor medio. Aunque en general es recomendable, la conveniencia o no de esta transformación debe ser estudiada en función del proceso y datos que se busque analizar.

El algoritmo de *k*-medias es simple de aplicar y visualizar, muy rápido, escalable e intuitivamente comprensible. Valores extremos o atípicos (“outliers”) muy acentuados, aunque sean escasos, tienden a generar grupos independientes, lo que permite por un lado, su detección, y por otro, si procede, la evaluación de su efecto. En el caso de los registros de los CPTUs, tiende a formar grupos con las ternas de valores eliminados en el pre-procesado.

Por otro lado, la propiedad principal del criterio de distancias asumido es que resultan grupos aproximadamente esféricos y excluyentes. Cuando los datos no formen grupos pseudo-esféricos, o tengan acentuados diferentes tamaños o densidades, este algoritmo podría dar lugar a agrupaciones erróneas. En este sentido, el conocimiento previo del proyectista sobre el resultado esperable debe hacerse valer. Los resultados deben contrastarse visualmente para su validez y, si procede, someterse a un algoritmo distinto.

Dado que el algoritmo es sensible a la posición de los centroides iniciales, puede corregirse de varias formas; una de ellas consiste en repetir varias veces el proceso de inicialización aleatoria para adoptar los grupos resultantes óptimos de entre todas las inicializaciones.

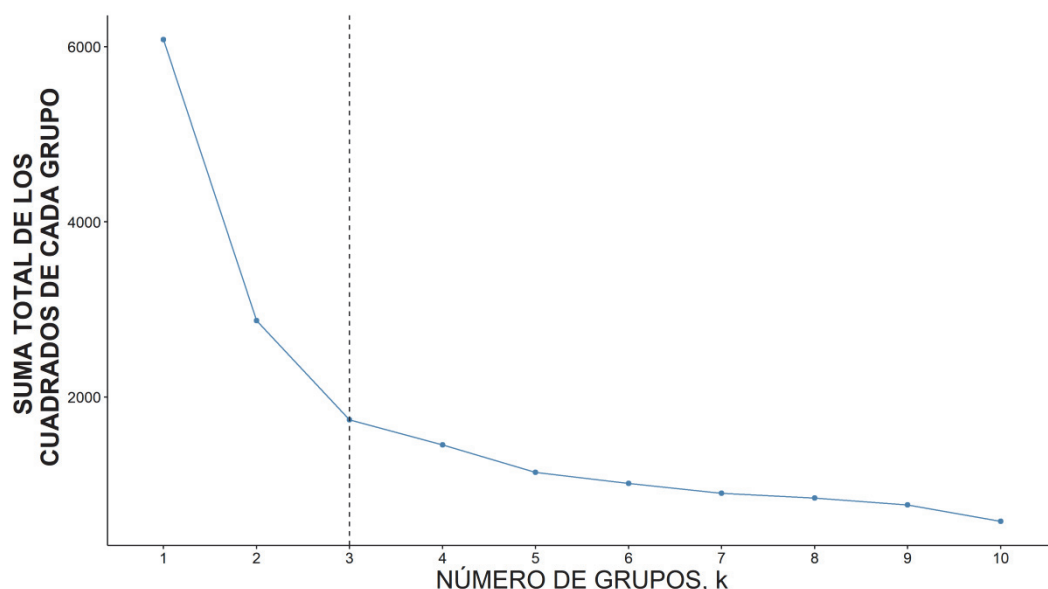


Fig. 9 – Balance entre el número de grupos y el criterio de optimización para los datos de la alineación.

Un inconveniente del algoritmo de k -medias (y otros) es que precisa una postura a priori sobre el número de grupos a definir. Esta postura no se puede definir con un criterio de optimización (simple), pues la varianza intragrupal disminuirá conforme aumente el número de grupos establecido. En rigor, la situación óptima sería un número de grupos igual al número de elementos disponible, en el que la varianza dentro de cada grupo sería nula y, por lo tanto, el sumatorio resultaría en $SCDG=0$. Típicamente, el sumatorio de varianzas varía con el número de grupos según una curva similar a la de la Figura 9. Se trata de establecer un equilibrio entre un número de grupos no excesivo (evitando definir grupos inexistentes) y una varianza intragrupal pequeña (que haga que cada grupo contenga información concreta). De forma simplista, este equilibrio se puede establecer en el “codo” de la mencionada curva. Eén, también, otros procesos más elaborados para la determinación del número de grupos. Los resultados que se exponen aquí (3 grupos), se han obtenido con esta “regla del codo”.

5.1.2 – *Análisis de conglomerados (Cluster analysis) con el algoritmo PAM (Partitioning around medoids).*

El algoritmo de k -medoides (traducción anglicista del término “medoid”) es similar en muchos sentidos al de k -medias. El “centro” (o valor representativo) de cada grupo está restringido a ser alguna de las observaciones o elementos del grupo. Para cada grupo (o conglomerado) ha de encontrarse el elemento que hace que la suma de las distancias de todos los elementos del grupo a dicho elemento “central” sea mínima y, una vez definido este “centro”, ha de reasignarse cada elemento a su “centro” más cercano, procediendo de forma iterativa hasta que no se produzcan más reasignaciones.

A priori supone un coste computacional mucho mayor que con el algoritmo k -medias, pues implica calcular muchas más distancias en el paso de cálculo del centro de cada grupo. Tiene, no obstante, dos ventajas fundamentales: en primer lugar, el algoritmo de k -medoides se resuelve con el algoritmo de Partición Alrededor de Medoides (Partitioning around medoids, PAM) que reduce significativamente el coste computacional. Este consiste en iniciar con tres (o “ k ”) puntos

“centrales” (medoides), asignar a cada punto su medoide más próximo y calcular la matriz de distancias de cada grupo. Si cualquiera de los elementos del grupo k (asumido como centroide) disminuye la función de coste, se cambia por el centroide anterior, y se vuelven a asignar elementos a cada centroide, procediendo de forma iterativa hasta que ningún “medoide” se vea modificado. En segundo lugar, el algoritmo de k -medoides puede ejecutarse también con otro, denominado CLARA, para agrupar registros de gran tamaño (Clustering Large Applications). El algoritmo opera con una sub-muestra del conjunto inicial ejecutando el algoritmo PAM sobre ella. Posteriormente, asignar a cada centroide el resto de elementos de la muestra original. Se realiza este procedimiento en diversas ocasiones para adoptar, finalmente, la agrupación que optimice la función de coste (en este caso la suma de distancias de todos los elementos a su medoide).

En el caso de la citada campaña, con el pre-procesado realizado, los resultados son similares con uno y otro algoritmo (Figura 10).

El algoritmo es robusto y resulta una buena alternativa al k -medias menos sensible a valores atípicos.

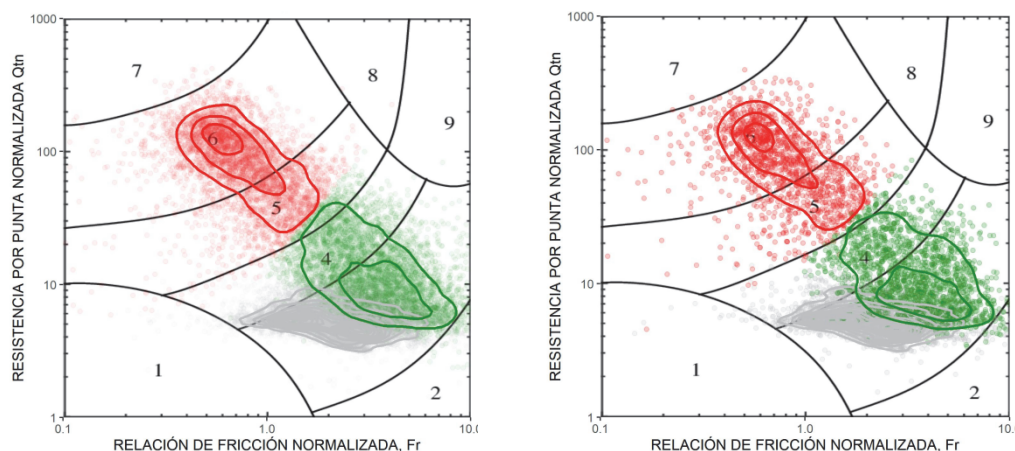


Fig. 10 – Resultados de los algoritmos: (Izq.) k -medias; (der.) k -medoides (CLARA).

5.1.3 – Agrupamiento de mezclas de distribuciones. Algoritmo de Esperanza-Maximización (EM- Expectation Maximization algorithm).

Si en lugar de asumir que las observaciones son elementos aislados, pertenecientes a grupos excluyentes y cuya información es el grupo al que pertenecen y la terna de valores que los definen, se consideran pertenecientes a distribuciones estadísticas de n -dimensiones, se puede plantear como un problema de mezcla de distribuciones. Su análisis parte de la idea de que si queremos dividir una población en k grupos más homogéneos, la distribución conjunta vendrá dada por la función de mezcla de densidades de la forma:

$$f(x) = \sum_{i=1}^k \pi_i \cdot f_i(x) \quad (2)$$

Siendo $f_i(x)$ la función de densidad del grupo “ i ” y π_i la proporción de elementos en ese grupo “ i ”, de tal manera que el sumatorio de estas proporciones sea la unidad. Esta idea viene justificada por el hecho de que una observación se puede plantear en dos pasos: primero seleccionar el grupo del que se quiere extraer el elemento (π_i se puede entender como la probabilidad de elegir el grupo

“i”) y, segundo, elegir, de forma aleatoria, un elemento de ese grupo. Típicamente se tratan de modelos gaussianos multivariantes,

$$N(x; \mu, \Sigma) = \frac{1}{(2\pi)^{d/2}} |\Sigma|^{-1/2} \exp\left\{-\frac{1}{2}(x - \mu)^T \Sigma^{-1}(x - \mu)\right\} \quad (3)$$

Y, en el caso particular aquí expuesto, x sería un vector tridimensional de variables:

$$x_i = \{Qtn_i, Fr_i, Bq_i\} \quad (4)$$

El concepto de verosimilitud resulta de invertir el objeto de la función de densidad, asumiendo conocida la muestra y la forma de la distribución, pero desconocidos los parámetros característicos (μ , Σ) que la definen. A partir de la función de densidad conjunta de una muestra específica (producto de las probabilidades individuales), se puede obtener la función de verosimilitud de la que los parámetros característicos (μ , Σ) son las variables, y los elementos que la componen, fijos. Al maximizar esta función respecto a los parámetros que la definen, conociendo los elementos que la componen, se obtienen los parámetros de máxima verosimilitud: los más verosímiles para la población que contienen. Luego, se pueden estimar los parámetros máximo-verosímiles a partir de la distribución normal multivariante.

El denominado algoritmo EM (Hastie et al, 2008), o de Esperanza-Maximización (Expectation – Maximization) es una herramienta muy habitual para el cálculo de la máxima verosimilitud de mezclas de distribuciones mediante un algoritmo iterativo. Se puede aplicar a cualquier tipo de distribución, pero en el presente caso se aplica y se expone asumiendo distribuciones normales. Típicamente, se ejecuta en dos etapas, denominadas E (Esperanza) y M (Maximización). En la primera (E) se asigna a cada elemento la probabilidad de pertenecer a cada una de las distribuciones iniciales de la función de densidad conjunta con la que se inicializa el proceso. De esta forma se asigna a cada elemento, una distribución. Posteriormente, con la asignación obtenida, se actualizan los parámetros que definen las distribuciones, calculando π_i , μ_i y Σ_i . Se demuestra que con este proceso la función de soporte, el logaritmo de la función de verosimilitud, aumenta con cada iteración y garantiza la convergencia.

El algoritmo EM para mezclas gaussianas y el agrupamiento de k -medias están íntimamente relacionados, pudiéndose entender éste último como un caso particular de mezcla de distribuciones. También resulta de interés para estimar valores ausentes y porque asigna una probabilidad a cada elemento por hacerlos pertenecer a una distribución. Permite, además, agrupamientos más flexibles que el k -medias, el cual tiende a agrupar en esferas n -dimensionales. Los resultados de este agrupamiento con el algoritmo EM se muestran en la Figura 11.

La convergencia no garantiza alcanzar un óptimo global, por lo que, al igual que en el algoritmo de k -medias, requiere varias inicializaciones y usar la función de soporte, mediante algún criterio de selección de modelos, para obtener el mejor de ellos. No obstante, y dependiendo del tipo de terreno y obra a desarrollar, puede ser de interés profundizar en el número de grupos o “estratos” a considerar, típicamente mediante agrupamientos jerárquicos y algún evaluador o combinación de ellos.

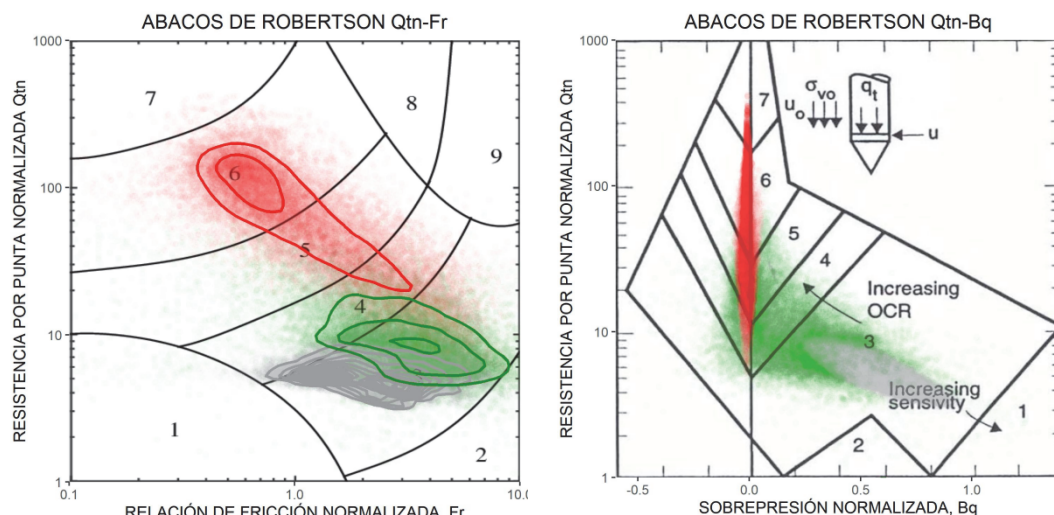


Fig 11 – Grupos de datos obtenidos mediante el algoritmo de EM, asumiendo 3 grupos representados sobre los ábacos de Robertson (2016).

5.2 – Aprendizaje supervisado

Ya agrupados los datos con cualquiera de los criterios anteriormente descritos, se dispone de un conjunto de datos categorizados. Con esta información se debe elaborar alguna estrategia que permita asignar una de estas categorías a cualquier conjunto de variables. En este caso se dispone de una serie de puntos distribuidos en el espacio tridimensional (o bidimensional si se proyecta en 2D). Las variables serán, por tanto, X , Y y Z ; y a cada punto disponible le corresponde una de las categorías anteriormente definidas. En el perfil de la Figura 3, usando el algoritmo EM, cada punto ensayado (tres valores por centímetro) tendría asignado un grupo, según se ve en la Figura 12. Esta es la información de la que se parte para la etapa de aprendizaje supervisado.

La elaboración de un perfil o la compleción del espacio tridimensional (o bidimensional en el caso de un perfil) consistirá en asignar a cualquier punto del espacio sin clasificar (todo el fondo gris) una categoría siguiendo algún criterio objetivo. Aunque se han desarrollado diversos criterios, en este artículo se expondrán solo cuatro: k -vecinos más próximos, máquinas de vector soporte, bosques aleatorios y redes neuronales.

En todos los casos la primera etapa consiste en dividir el espacio en una malla de puntos lo tupida o gruesa que se considere; a continuación, se asigna una clase (o grupo) a cada uno de ellos (Figura 13).

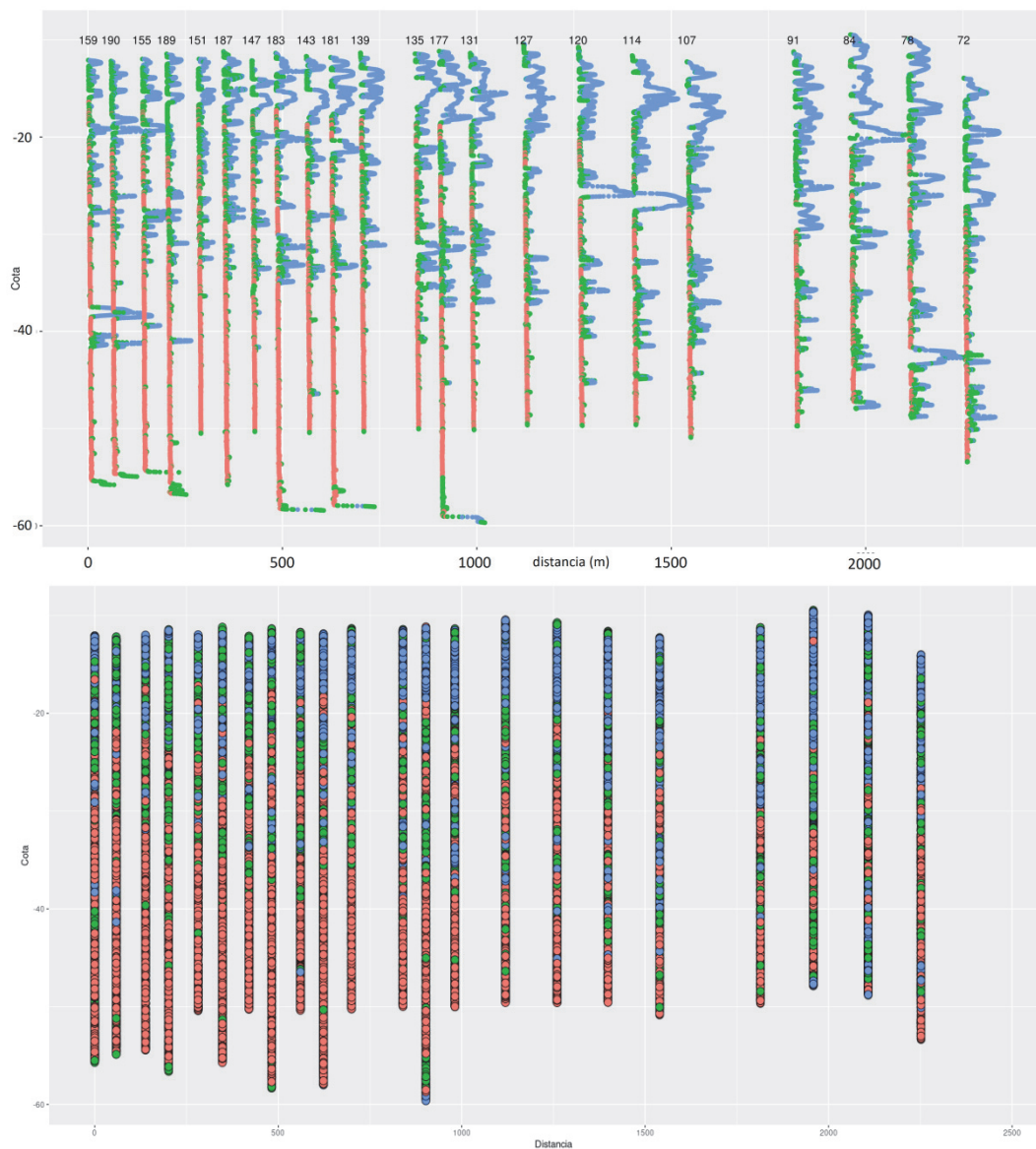


Fig. 12 – Resultados de grupos encontrados con el algoritmo E-M: (arr.) resistencia por punta; (ab.) representación de cada clase en la proyección bidimensional.

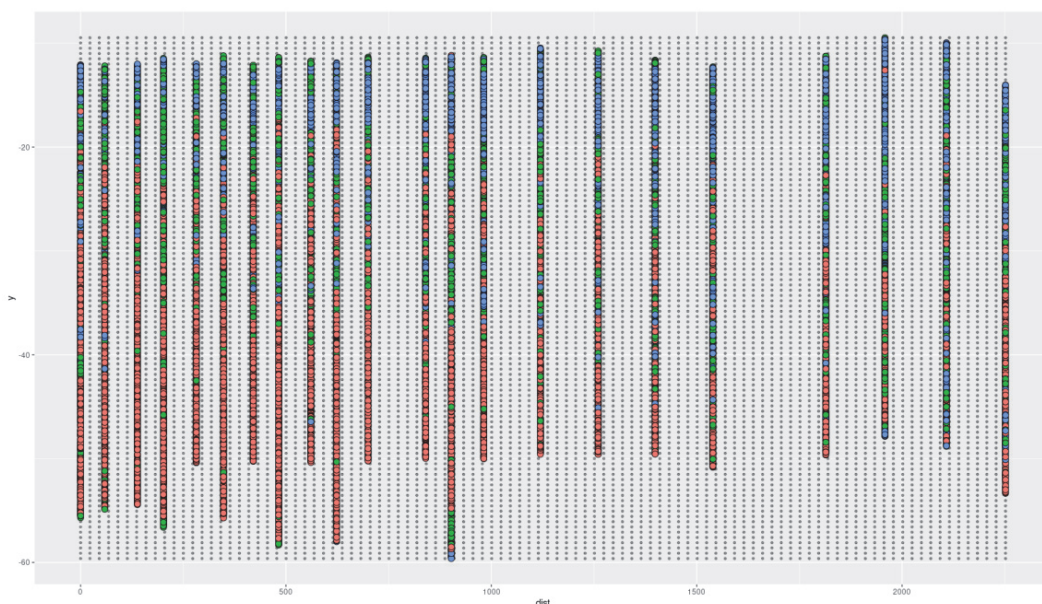


Fig. 13 – Malla de puntos; en este caso, de 100x100 puntos, pendientes de asignar un grupo.

5.2.1 – Validación cruzada

El proceso denominado “validación cruzada” (“cross-validation”, Hastie et al, 2008) es aquel en virtud del cual se autoconfirma, o evalúa, la validez de la solución adoptada con los datos de prueba. No se detalla aquí, pero consiste en usar uno o varios subgrupos, de forma secuencial, de la muestra categorizada y usarlos para validar la conformidad del modelo que se desarrolle con el resto del registro. La validación cruzada, que puede efectuarse de diversos modos, repercute enormemente tanto en el modelo resultante como en el coste computacional.

Más allá de las distintas formas de validación cruzada que se suelen aplicar, la particularidad geotécnica de extraer registros completos de puntos de investigación específicos ha llevado a evaluar este proceso comparando la validación, bien mediante un porcentaje de puntos seleccionados de forma aleatoria de entre el grupo total de registros o, por el contrario, mediante la extracción de los registros completos correspondientes a uno o varios de los puntos de investigación. Ambas formas de aproximar el problema llevan soluciones claramente distintas y, quizá, suponen un ámbito de estudio en sí mismo. Esta forma de validación está íntimamente ligada con el nivel de simplificación que se está dispuesto (o intencionadamente se busque) a adoptar.

Resulta difícil de prefijar el grado de simplificación que puede admitirse a un modelo geológico o geotécnico para su uso en ingeniería civil; depende específicamente de la estructura o diseño del que se trate, así como de las peculiaridades del terreno. Por eso, modelos definidos por su buena capacidad predictiva resulta en perfiles geotécnicos poco prácticos. Es responsabilidad del diseñador, en función del objetivo con el que se busque desarrollar el modelo y las particularidades propias del diseño, el grado de simplificación del modelo que se busque y se deberá reconocer a partir de distintos evaluadores o de la matriz de confusión (Hastie et al, 2008).

5.2.2 – Evaluadores

Existen muy diversos evaluadores o métricas para evaluar la bondad o adecuación del modelo (Khun y Johnson, 2016). Suponen también un campo de estudio en sí mismo, por lo que no se

profundiza. En modelos complejos y de gran alcance es prescriptivo evaluar de forma conjunta varios evaluadores de forma rigurosa. En los modelos aquí descritos se ha usado, por su valor intuitivo, la kappa de Cohen para clases múltiples como métrica para evaluar los modelos. Su utilidad radica en que representa un valor equivalente al error de clasificación (“accuracy”) pero considerando los valores que el modelo acertaría por azar. Supóngase un terreno en que el 95% del perfil son arenas y el 5% son arcillas. Un modelo que predijera que todo el terreno son arenas tendría una precisión del 95% (acertaría un 95% de las veces), pero sería un mal modelo porque no detectaría jamás la capa de arcillas. Pueden existir capas que, estando poco representadas en el terreno, gobiernen el comportamiento de una cimentación, como una lámina de poco espesor de arcillas muy sensitivas. Por ello se usa el coeficiente de la expresión siguiente:

$$Kappa = \frac{Obs - Prev}{1 - Prev} \quad (5)$$

donde “Obs” es el error observado (la probabilidad de que el modelo acierte que la clase predicha es la correcta), y “Prev” es el valor esperado basado en los marginales totales de la matriz de confusión (que podría representar la probabilidad de acertar con las clases estimadas usando valores al azar). Si bien no hay una regla evidente, los valores de *Kappa* entre 0.3 o 0.5, se pueden considerar ajustes razonables. En cualquier caso, el *Kappa* medio es sólo uno de los posibles evaluadores a utilizar.

5.2.3 – Regularización

La regularización es un proceso importante en los modelos supervisados (Hastie et al, 2008). Su objetivo es penalizar de alguna manera la estimación realizada para evitar sobreajustarse a la información disponible.

Existen muy diversas formas de regularización. En modelos como el de *k*-vecinos más próximos o los bosques aleatorios se tiende a solventar el sobreajuste con la validación cruzada. Sin embargo, modelos como los de redes neuronales o máquinas de vector soporte, incluyen términos de penalización en las funciones de coste.

5.2.4 – Método de los *k*-vecinos más próximos (*k*-nearest neighbours)

Este criterio, por su simplicidad, rapidez y porque, intuitivamente, podría equipararse al proceso básico que el ojo humano repite en la elaboración de un perfil, se considera muy apropiado, si no como modelo definitivo, sí como una primera aproximación visual al perfil aproximado. Esquemáticamente el proceso de asignación es como sigue:

- 1- Una vez elegida la medida de distancia a usar (en este caso, la euclídea), se calcula la distancia entre cada punto sin categorizar y sus *k* puntos más próximos de clase conocida.
- 2- De entre los *k* puntos obtenidos, se estima la proporción de puntos de cada clase.
- 3- Se asigna al punto sin categorizar la clase mayoritaria entre los *k* puntos más próximos.

A priori se desconoce el valor de *k* que mejor define el modelo. Se opera, por tanto, con un rango amplio para el valor de *k*, para así poder, posteriormente, juzgar mediante validación cruzada cuál es la mejor aproximación. En la campaña descrita se operó con *k* entre 1 y 400.

Los resultados se pueden analizar en función del número de subgrupos para la validación cruzada y el tipo de esta validación (aleatoria, adoptando un subgrupo aleatorio del conjunto de lecturas, o por punto de investigación, extrayendo el registro completo de uno o varios de los puntos investigados como subgrupo de validación). Según muestra la Figura 14, si se realiza una validación cruzada tomando valores de forma aleatoria, el valor de *kappa* tiende a disminuir de forma paulatina desde un valor máximo en *k*=1. Es decir, tomado un punto al azar, lo más probable

es que tenga la misma categoría que el punto que se encuentre más próximo a él. Sin embargo este tipo de modelos conduce a representaciones poco prácticas y visualmente rechazables, parecidas a las obtenidas con el modelo de bosques aleatorios pese a que, objetivamente, pudieran tener mejor capacidad predictiva.

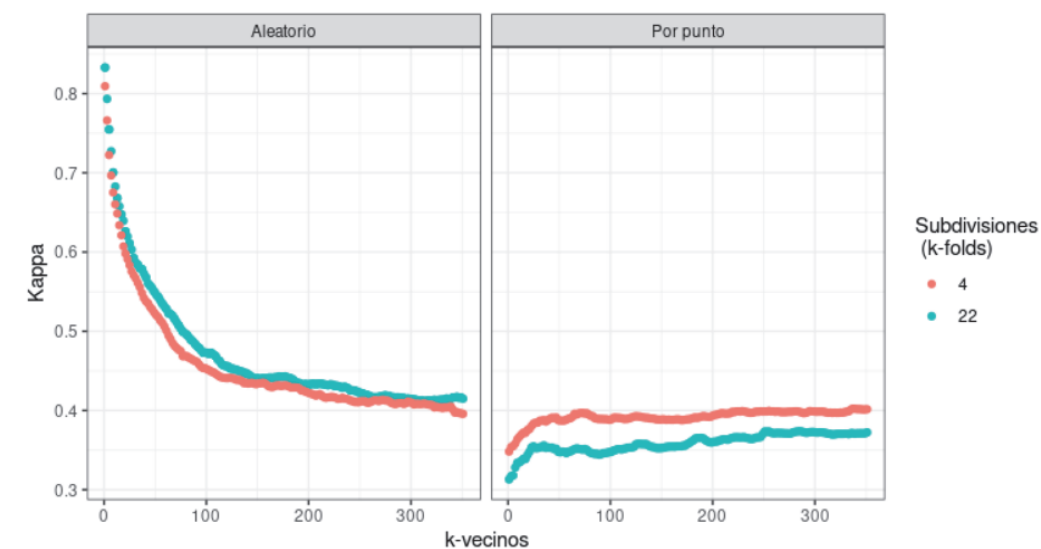


Fig. 14 – Variación de la kappa de Cohen en función del número k y tipo de validación.

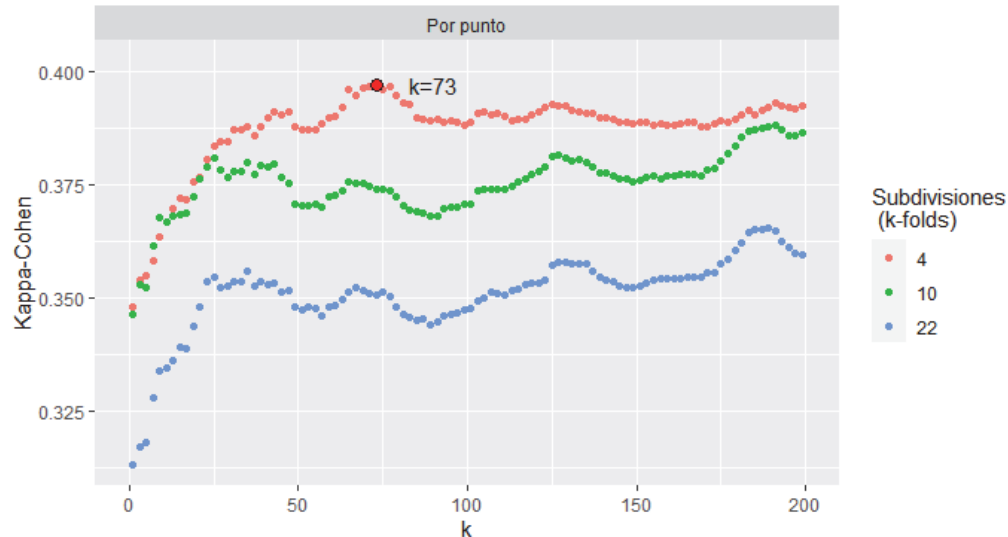


Fig. 15 – Variación de la kappa de Cohen en función de k para tres valores de subdivisiones, empleando la validación por punto de investigación.

Sin embargo, en el caso de validación por punto de investigación (Figura 15) el valor de kappa tiende a ascender con el número k de vecinos hasta un valor en torno a $k=60$ y, en adelante, mantiene un nivel aproximadamente estable. De alguna manera, adoptar una validación cruzada extrayendo los registros por punto de investigación favorece la representación de la

subhorizontalidad natural del terreno ganando generalidad, aunque se pierda en capacidad de predicción.

Si se aumenta k , se gana en generalidad y se pierde en capacidad descriptiva. (Figura 16).

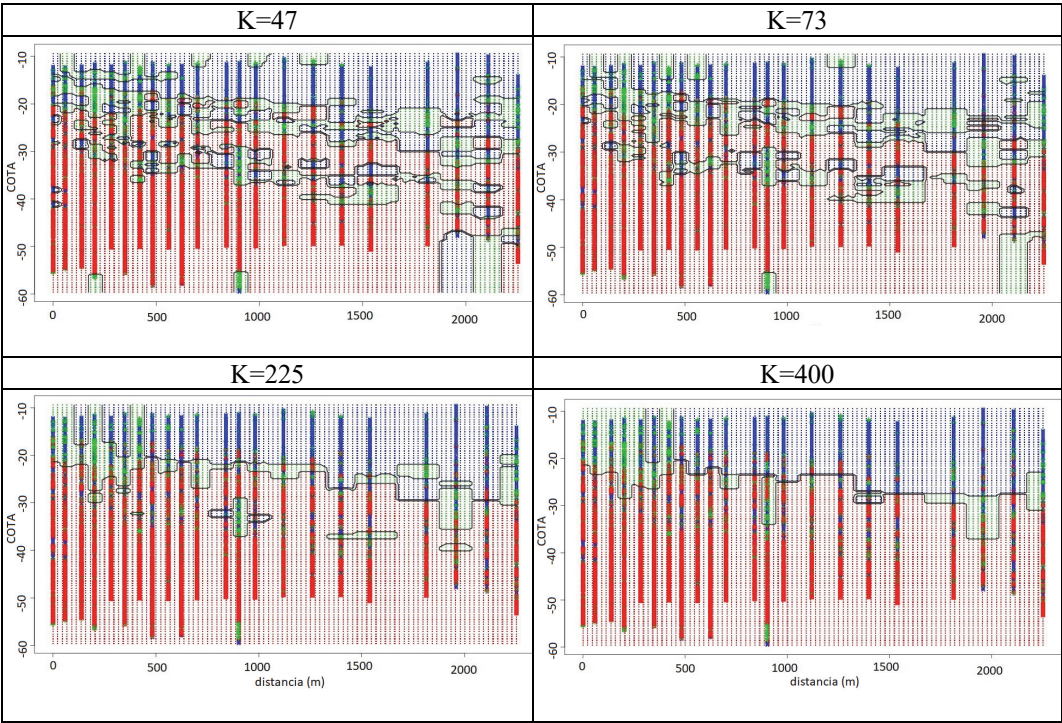


Fig. 16 – Modelo de terreno obtenido con el algoritmo de k -vecinos más próximos; con diferentes valores de k y validación cruzada por punto de investigación con 4 subdivisiones.

Estos ejemplos tienen el interés particular de aproximarse a algunas de las distintas representaciones que, históricamente, se han realizado del perfil de la zona de estudio. Antiguamente, se tendía a modelos más generales (k alto) y, recientemente, los modelos ganan en complejidad (k bajo). En cualquier caso, el valor de $kappa$ no varía sustancialmente a partir del primer máximo relativo en el caso de validación cruzada por punto de investigación (Figura 15).

Se ha considerado, de forma similar a como se selecciona el número de grupos, que un valor razonable de k es aquel para el cual la $kappa$ de Cohen no varía sustancialmente en una validación por punto ($k \approx 73$).

5.2.5 – Método de los bosques aleatorios (random forest)

El algoritmo de bosques aleatorios es, tal vez, uno de los más utilizados como modelo predictivo. Tiende a dar modelos sobreajustados y, pese a que pudieran no considerarse del todo apropiados para obtener los modelos de terreno que se buscan, se expone también aquí por las múltiples posibilidades de aplicación en otros muchos ámbitos de la geotecnia y por sus aptitudes como modelo predictivo. Se puede entender como una extensión del “bagging” para árboles de decisión para clasificación (o regresión).

La técnica de árboles de decisión (o clasificación) es una estrategia intuitiva y no estadística para clasificación. La idea de los árboles de clasificación es partir de un conjunto de datos y buscar

la forma de dividir este conjunto, de manera recurrente, en subgrupos, sucesivamente más homogéneos. Al aplicar este criterio de forma sucesiva se puede alcanzar el grado de homogeneidad deseado en cada subgrupo.

A modo de ejemplo, por su claridad, tómese, por caso, la base de datos de Boulanger y Idriss (2014) sobre sismos en los que se ha producido o no licuefacción. Se trata de una base de datos de 210 eventos que incluyen variables como la magnitud y aceleración del sismo, el porcentaje de finos o el SPT. A este grupo de valores se le añade una columna reflejando si se ha producido o no licuefacción.

Tabla 1 – Base de datos (incompleta) de sismos para estudio de potencial de licuefacción (Cetin et al., 2018)

AÑO	LUGAR	LICUEFAC	ACELERACION	<i>M</i>	% FINOS	<i>N</i> _{1,60,CS}
1944	Tohnankai	Yes	0.2	8.1	72.5	5.42
1944	Tohnankai	Yes	0.2	8.1	9.67	9.89
1944	Tohnankai	Yes	0.2	8.1	19.3	5.46
1948	Fukui	Yes	0.4	7	0	7.03
1948	Fukui	Yes	0.35	7	3.29	21.2
1964	Niigata	Yes	0.09	7.6	5	8.4
1964	Niigata	Yes	0.16	7.6	2	11.4
1964	Niigata	Yes	0.16	7.6	2	11.6
1964	Niigata	Yes	0.16	7.6	2	11.9
1964	Niigata	Yes	0.16	7.6	0	7.1
# ... con 200 filas más...						

Aplicando la estrategia de un árbol de decisión a los tres parámetros principales (el porcentaje de finos se considera recogido en el valor de *N*_{1,60,CS}) para determinar la susceptibilidad a la licuefacción, y utilizando un proceso interno de validación cruzada, resulta el árbol de decisión de la Figura 17. El objetivo, como se ha dicho, es ir subdividiendo cada rama en sub-ramas más homogéneas, esto es, que contengan una mayor proporción de una clase en cada nodo o que, de alguna manera, aporten mayor información clasificatoria.

Se puede observar que, con este modelo, no se esperan casos de licuefacción para valores de *N*_{1,60,CS} mayores de 26 y que para valores entre 23 y 26, apenas hay un 29% de probabilidades de licuefacción. Por el contrario, para valores *N*_{1,60,CS} menores de 23 y sismos de magnitud superior a 6.6 las probabilidades de licuefacción son altas. Se puede prolongar la división hasta alcanzar la homogeneidad o “pureza” que se considere oportuna, o el número de elementos mínimo en cada rama. Con este tipo de estructuras se puede establecer un modelo predictivo para cualquier terna de valores de magnitud, aceleración y *N*_{1,60,CS} siguiendo la estructura hasta su base.

Existen muy numerosas alternativas para establecer el criterio de división de cada rama. Una muy habitual, y utilizada en este caso, es el índice GINI. Para el caso simple de un problema con dos clases (Licuefacta – No licuefacta), se expresaría como:

$$GINI = p_1 \cdot (1 - p_1) + p_2 \cdot (1 - p_2) \tag{6}$$

donde *p*₁ y *p*₂ representan las probabilidades o frecuencias de la clase 1 y la clase 2 respectivamente. Se puede ver que, si se consigue que un nodo divida en dos subgrupos en los que uno de ellos sólo contiene elementos de una clase (*p*₁=1 y *p*₂=0), este valor se minimiza. Es decir, un valor de 0 indica una perfecta homogeneidad y un valor de 0.5 implica una completa falta de

homogeneidad (todas las clases están equilibradas en esa rama y no contiene información). Este formula es generalizable a n clases:

$$GINI = \sum_{k=1}^K p_k \cdot (1 - p_k) \tag{7}$$

Existen diversas opciones para reducir la varianza o incertidumbre de este tipo de modelos. El “bagging” es un acrónimo de “bootstrap aggregation”, de difícil traducción al castellano. El término “Bootstrap” fue originalmente concebido para incidir en la autosuficiencia del método y hace referencia al dicho en inglés “pull yourself up by your bootstraps”.

La idea fundamental es que, en caso de modelos complejos, promediando los resultados se obtienen modelos más suavizados que dan un mejor equilibrio entre el sesgo del modelo y su varianza. Es decir, se trata de realizar diversos modelos con remuestreos con sustitución de la población de que se disponga para, posteriormente, ponderarlos o promediarlos. Es una aproximación que no varía sustancialmente el sesgo del modelo, pero que tiende a reducir claramente la varianza.

La técnica de bosques aleatorios es una extensión natural de esta técnica de estimaciones autosuficientes aplicada a árboles de decisión. Se selecciona, en primera instancia, el número de árboles a construir y, para cada uno de esos árboles (generados por “bootstrapping”) se construye el modelo de clasificación. Cuando el número de variables es elevado (y no es condición “sine qua non”), pueden existir relaciones subyacentes entre ellas y pudieran reflejarse en la similitud entre árboles de distintos remuestreos. En el caso de los bosques aleatorios, en cada división de una rama también se remuestran las variables usadas. Es decir, sólo un subconjunto de las variables descriptoras se utiliza en cada división. En el caso anterior, por ejemplo, la primera subdivisión se podría hacer usando sólo las variables “aceleración” y “N_{1,60,CS}” y, para la siguiente subdivisión, hacer uso únicamente de la aceleración y la magnitud. Se genera, finalmente, con este procedimiento, un número elevado de árboles y se ponderan o promedian.

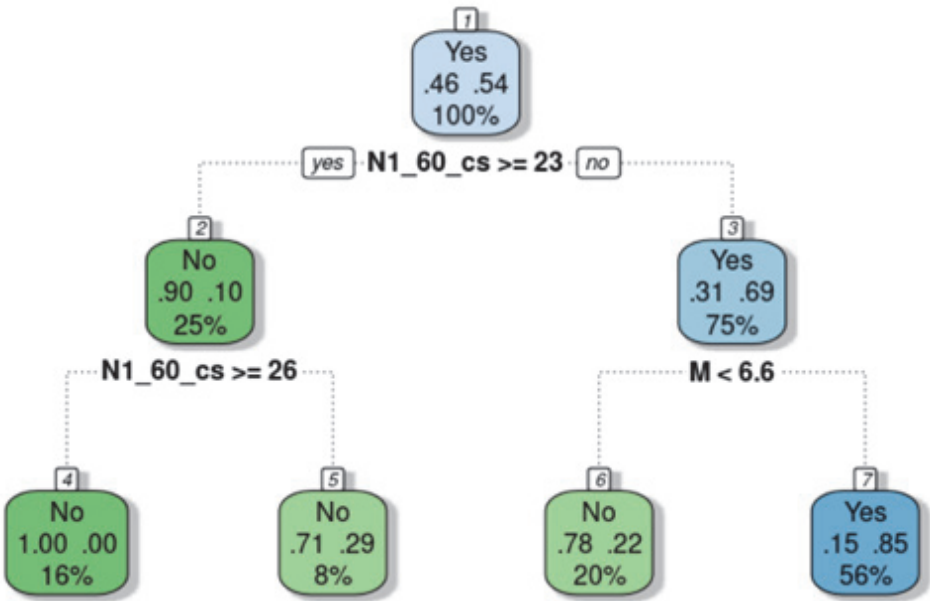


Fig. 17 – Árbol de decisión para estimar el potencial de licuefacción (base de datos en Cetin et al., 2018)

Intuitivamente no parece un método muy adecuado en tanto que no valora ni la continuidad ni la correlación espacial para un modelo del terreno bidimensional. No obstante, se ha demostrado preciso como modelo predictivo usando, como en este caso, las variables espaciales (x , y , z) como variables predictoras (o cota y distancia en el caso de la Figura 18).

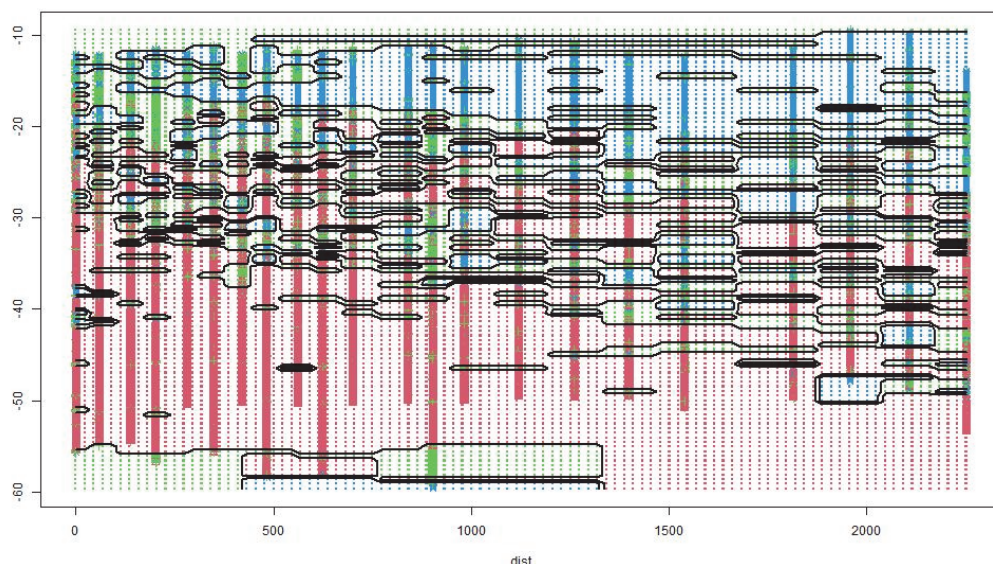


Fig. 18 – Modelo de terreno obtenido con el algoritmo de bosques aleatorios (dos variables predictoras: distancia y cota).

El modelo se expone con la voluntad de mostrar un ejemplo de perfil sobreajustado y poco práctico para el trabajo del proyectista, pero con buena capacidad predictiva. La técnica, con todo, tiene un campo de aplicación potencialmente amplio en el campo de la geotecnia.

5.2.6 – Redes neuronales

Posiblemente las redes neuronales representan el método más vanguardista y el estado del conocimiento del aprendizaje automático. El algoritmo está basado en una idea no excesivamente moderna, pero forman el corpus de lo que hoy se entiende, de forma tal vez, algo ostentosa, como “aprendizaje profundo” (Goodfellow et al (2016), Peña (2004), etc.). Las redes neuronales son, por tanto, la herramienta más potente, versátil, que mejor explota la capacidad computacional de los equipos actuales y que más representatividad tiene de lo que popularmente se entiende por técnicas aprendizaje automático.

Su popularidad se disparó en torno al año 2012, cuando la universidad de Toronto (Krizhevsky et al, 2012) publicó los resultados de una red neuronal “convolucional” diseñada para el reconocimiento de imágenes, con el que consiguió una precisión del 85%. El diseño de este tipo de algoritmos está inspirado en los estudios del comportamiento del cerebro en el sistema visual de los animales. El hecho de que se haya desarrollado con tanto ímpetu en los últimos tiempos es debido a que las redes convolucionales precisan ser entrenadas con una gran cantidad de datos y, hasta hace poco, no se disponían de una capacidad de cálculo suficiente para poder entrenar una red multicapa en un tiempo razonable. Para clasificaciones no lineales de elevadas dimensiones, generar un modelo no lineal que se ajuste suficientemente a una solución, puede implicar un número de combinaciones de variables muy elevado y aproximar la solución puede ser impracticable.

Su justificación y funcionamiento proviene del teorema de Kolmogorov (Kolmogorov, 1957), según el cual cualquier función continua de varias variables puede aproximarse como suma de funciones de una variable. Es decir, dada una función:

$$y = f(x_1,x_2,\ldots,x_n) \tag{8}$$

Si f es continua y las variables x_i se encuentran entre 0 y 1 inclusive, se puede aproximar con tanta precisión como se desee mediante la combinación de funciones continuas de una variable (z) y N puede ser tan alto como se considere:

$$y = \sum_{i=1}^N g(z) \tag{9}$$

Las redes neuronales representan estrategias iterativas para resolver este problema.

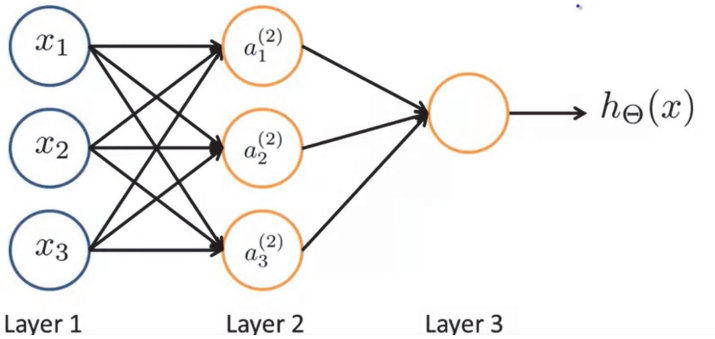


Fig. 19 – Modelo esquemático de redes neuronales.

Existen muchas estructuras de redes neuronales siendo la más utilizada para clasificación el “perceptrón” (Figura 19). Cada “neurona” de la capa intermedia se forma como una combinación lineal de las variables de entrada ($x = \{x_i\}$) transformando la combinación mediante una función g , tal que

$$a = g(w' \cdot x) \tag{10}$$

donde w es el vector de pesos, que puede o no incluir un término independiente, y g es la función de transformación no lineal. La función más habitualmente utilizada es la función logística y es la usada en el modelo representado en la Figura 20.

La literatura sobre el algoritmo es extensa y se puede encontrar sin dificultad. La obtención de la solución tiene un significativo número de matices y singularidades que conviene estudiar independientemente.

La aproximación realizada aquí, usando las variables espaciales como variables explicativas, fue propuesta, también, por el profesor Pijush Samui en su webinar sobre aprendizaje automático aplicado a la geotecnia (<https://www.issmge.org/education/recorded-webinars/machine-learning-in-geotechnical-engineering>). Aunque las redes neuronales sean uno de los algoritmos más flexibles y versátiles que existen, el estudio de la estructura óptima de la red (fundamentalmente el número de niveles ocultos) es difícil de predefinir y pudiera ser una herramienta poco práctica para formar parte del trabajo diario del geotécnico.

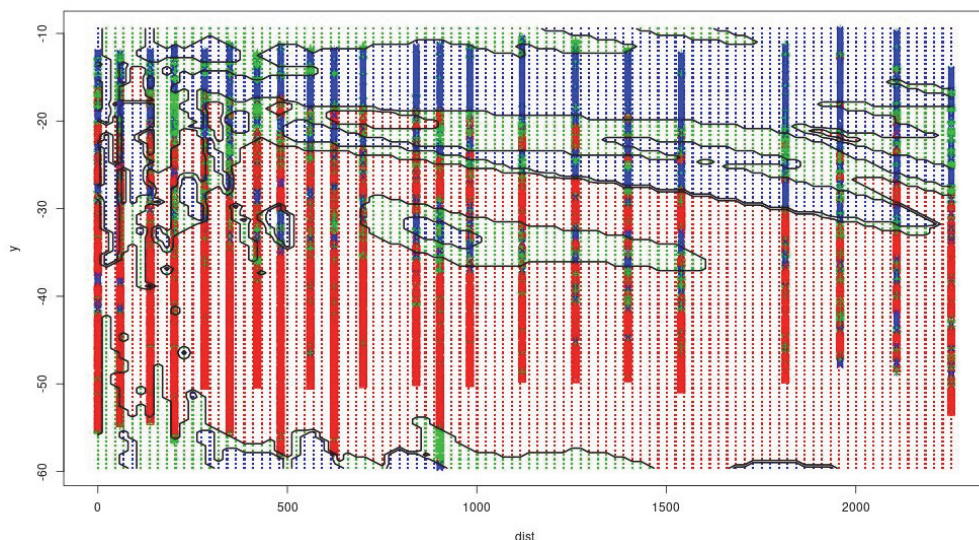


Fig. 20 – Modelo de terreno con redes neuronales; una capa oculta; 95 neuronas; decay=0.01.

Debido al elevado coste computacional de este algoritmo, se ha realizado una aproximación a la solución resultante con una única capa intermedia. Se han representado hasta 100 nodos en la capa oculta. Hasta donde se ha trabajado con este algoritmo, se ha comprobado que conduce a modelos razonables en el caso de estructuras simples del terreno, pero geológicamente rechazables en el caso de estructuras laminadas o más complejas.

5.2.7 – Máquinas de vector soporte (MVS)

Los algoritmos de máquinas de vector soporte (MVS) son otra de las técnicas más potentes y ampliamente utilizadas en aprendizaje automático y ofrecen una amplia gama de posibilidades y, en ocasiones, da resultados más “limpios” o, en el caso presente, visualmente más acordes a lo que se espera de un perfil geotécnico. Son una clase de modelos desarrollados originalmente por Vladimir Vapnik, a mediados de los 90, precisamente en el contexto de clasificación y busca establecer la frontera o límite más apropiado entre grupos de datos diferenciados lo que, en términos geotécnicos pudiera equipararse, informalmente, a lo que se hace al confeccionar un perfil del terreno a partir de un conjunto de datos clasificados.

El criterio que estableció Vapnik para definir la óptima de entre todas las posibles “rectas” de separación entre grupos de datos fue el de maximizar el “margen” entre grupos. El concepto de “margen” se ilustra en la Figura 21. De todas las fronteras que pudieran clasificar perfectamente los dos grupos, se da preferencia a la que maximiza la distancia entre ésta y el punto más cercano (Vapnik, 1999).

Esta separación no puede realizarse siempre mediante una línea recta. Al contrario que la mayoría de los métodos, que busca simplificar la información reduciendo el número de dimensiones del conjunto original y, sobre el conjunto reducido, busca la optimización, en el caso de este algoritmo, la estrategia es buscar un espacio de mayores dimensiones que permita formular una separación lineal. Mientras que los métodos clásicos buscan proyectar la información sobre un espacio de dimensión menor al original y, sobre este, establecer una separación no lineal; este criterio transforma los datos a un espacio de dimensión mayor que permita la separación lineal (por un hiperplano). El ejemplo que habitualmente se expone es aquel donde un grupo de datos no separable en una dimensión, pero sí lo es en dos dimensiones mediante una transformación que

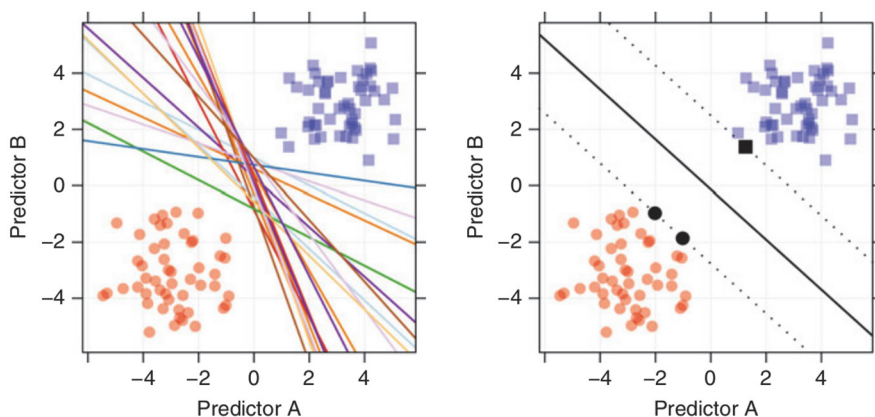


Fig. 21 – Concepto de “margen” para MVS; (izq.) dos grupos de datos diferenciados y algunas posibles fronteras que los clasificarían correctamente; (der.) clasificación lineal de máximo margen (Kuhn, 2016).

“eleva” en la dimensión (Figura 22). Al deshacer la transformación quedarían definidas las fronteras entre grupos.

Hay diversos parámetros de ajuste en el modelo de MVS. Se puede consultar detalles sobre sus implicaciones en la bibliografía (Hastie, T. et al (2008), Khun, M. y Jhonson , K (2016)), Abe, S. (2010), etc.):

- El kernel es la función de transformación y se puede entender igualmente como una medida o función de la “proximidad” o “similitud” entre puntos del espacio. En el caso presente se valoraron diversas opciones. El modelo mostrado se calculó con la función de base radial.
- El parámetro sigma (para el kernel de base radial), tiene el efecto de asignar cuándo un punto se encuentra más o menos próximo a otro.
- El parámetro de regularización C, tiene el efecto de evitar sobreajustes y previene de tender a modelos demasiado complejos con mala capacidad para generalizar. De forma similar a los modelos de regresión, se aplica como un sumando adicional de la función de coste.

Para visualizar cómo afectan C y sigma, se muestran en la Figura 23 los resultados para 3 valores de cada uno. Para el modelo descrito se ha realizado una validación cruzada por punto de investigación con 4 subdivisiones (4-fold).

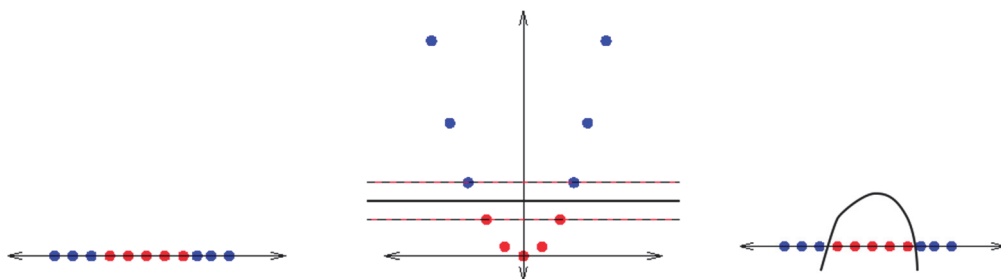


Fig. 22 – Puntos del espacio unidimensional linealmente no separables (izquierda), pero separables en dos dimensiones (centro). Al deshacer la transformación se tiene una definición de la frontera.

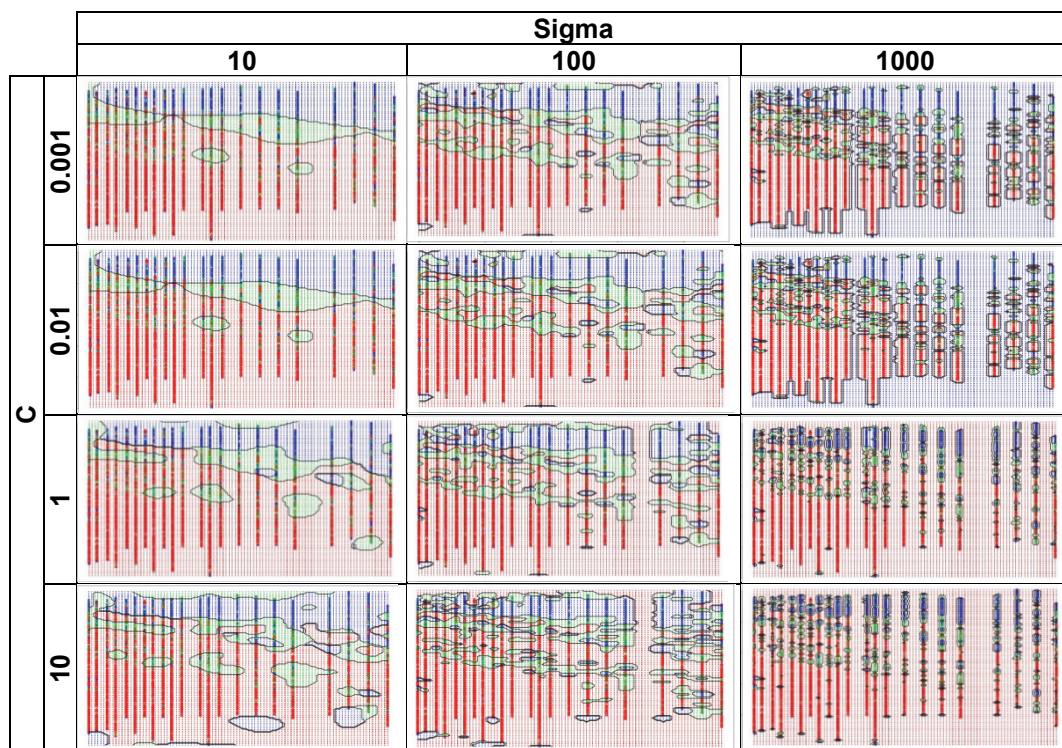


Fig. 23 – Variación de la definición entre fronteras para distintos valores de C y sigma.

De forma similar a como ocurría en el algoritmo de k-vecinos más próximos, la validación cruzada por punto (por CPTU) o aleatoria (tomando grupos de registros de forma aleatoria), resulta en evoluciones divergentes del parámetro kappa (Figura 24).

De nuevo, la validación cruzada por punto sirve de apoyo para el desarrollo de un modelo geológico práctico, resultando un indicador útil para determinar la generalidad que se está dispuesto a perder frente a su complejidad. El modelo adoptado se encuentra en la zona de

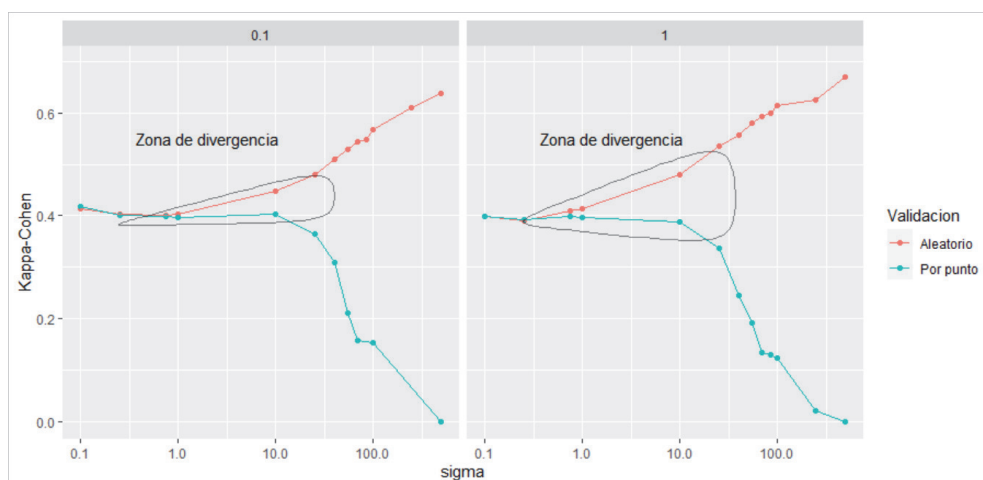


Fig. 24 – Resultados del modelo para validación cruzada por punto de investigación o aleatoria, para valores de C [0.1, 1] y de sigma [0.1, 1000].

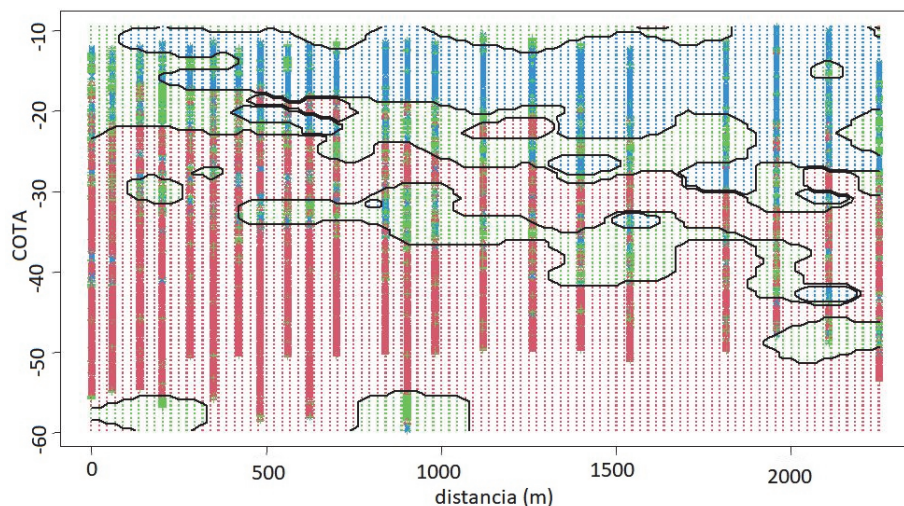


Fig. 25 – Resultados del modelo para valores de $C=0.1$ y $\sigma=40$.

divergencia de las dos curvas y donde la validación por punto descende de forma más abrupta. Como se ha dicho ya, y aunque dentro de ese rango de valores los modelos son sensiblemente iguales, debe ser el diseñador quien decida el grado de simplicidad del modelo.

5.2.8 – Modelo a aplicar

Se omiten aquí los otros modelos analizados en este estudio. En cualquier caso, la elección del tipo de algoritmo o modelo a utilizar no es evidente, puede entrañar dificultades y, en rigor, debe, ser dependiente de la morfología del terreno. En ocasiones conviene sacrificar la interpretabilidad (k -vecinos más próximo,...) de los resultados en favor de la flexibilidad y adaptabilidad del modelo (redes neuronales, bosques aleatorios, MVS). Un criterio razonable puede ser utilizar uno o varios modelos flexibles y que den resultados empíricos reconocidamente precisos y, posteriormente, valorar la posibilidad de adoptar un modelo más simple que llegue a resultados aproximadamente similares a los del modelo más complejo.

En este sentido, se ha comprobado que los modelos de k -vecinos más próximos y MVS dan lugar a resultados muy similares en el punto de inflexión del valor de $kappa$ (y otros evaluadores) cuando se emplea la validación cruzada por punto de investigación, resultando perfiles del terreno satisfactorios desde el punto de vista geotécnico.

Independientemente de lo anterior, se entiende que la decisión del grado de simplicidad más apropiado para las condiciones específicas de la obra en estudio es tarea del diseñador geotécnico, amparándose en el valor de $kappa$ o bien en la matriz de confusión en el caso de modelos predictivos.

Aunque no se ha mencionado de forma expresa, cualquiera que sea el perfil geotécnico final, resulta evidente que habrá que suprimir de la malla rectangular todos aquellos puntos que estén por encima del lecho marino y aquellos por debajo de las profundidades de exploración alcanzadas por los CPTUs (Figura 26).

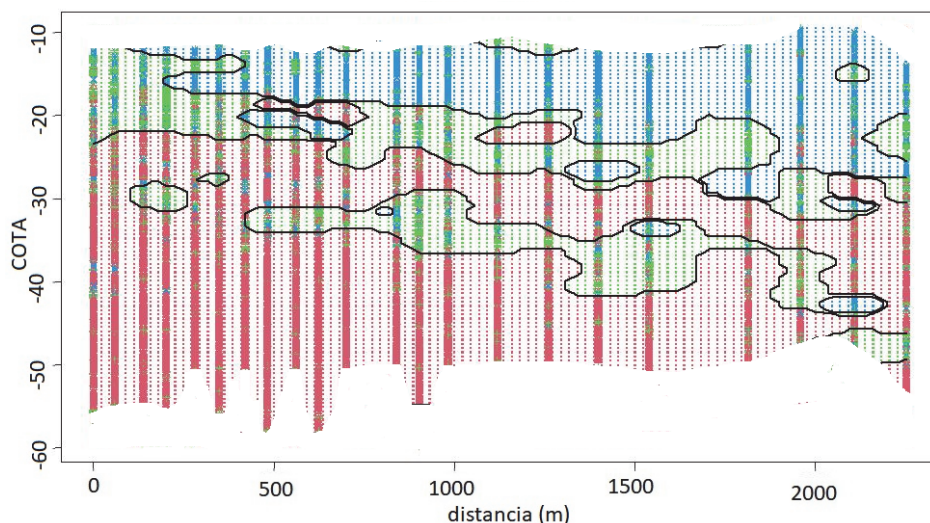


Fig. 26 – Resultado de un modelo tras suprimir puntos superficiales y profundos no explorados.

6 – CONSIDERACIONES FINALES

Este tipo de procesamiento racional de la información de los ensayos cumple una doble función: por un lado, puede ser usada de forma no ambigua, repetible y falsable para la elaboración de modelos geotécnicos; y por otro, puede ser utilizada como herramienta predictiva en campañas de campo en curso a fin de evaluar parcialmente la necesidad de información adicional de forma rápida y, también, sensiblemente objetiva (si bien no se han entrado directamente en la valoración de este tipo de aproximaciones en este artículo).

Estas técnicas aportan diversas ventajas respecto a la aproximación clásica. Por un lado, son fáciles de implementar y se integran de forma natural en la filosofía de trabajo BIM, permitiendo la automatización y optimización de la fase de interpretación geotécnica o geológica. Por otro, permiten, al menos parcialmente, objetivar y evaluar numéricamente, la elaboración de un perfil geotécnico, tarea históricamente algo subjetiva. En cualquier caso, estas aproximaciones son aún muy preliminares y requieren acumular experiencia para cualquier aplicación inmediata. No se ve una perspectiva próxima en la que no se considere absolutamente imprescindible la supervisión y validación del modelo por parte de un geólogo experimentado. Este tipo de aproximación en la ejecución de perfiles permite (en el caso de ser viable), que el proyectista decida en qué medida simplificar el modelo pudiendo evaluar objetivamente esta simplificación.

Para la elaboración de los modelos entran en juego muy diversas variables y, su influencia en ellos solo se han evaluado aquí de forma somera: el tipo de algoritmo a utilizar, medida de distancia, tipo de validación cruzada, tipo de regularización, centrado y escalado (o no) de valores de entrada, uso (o no) de distancias logarítmicas para algunas de las variables, tipo de medida de evaluación del modelo, parámetros específicos de cada modelo, etc. Su validez, por tanto, se reduce a los perfiles estudiados.

El coste computacional para la elaboración de los modelos depende claramente del tamaño muestral, del modelo y del tipo de validación. Así, en campañas con pocos CPTUs es probable que se puedan aplicar sin problemas muchos modelos; sin embargo, en grandes campañas de CPTUs a grandes profundidades puede resultar inviable la elaboración de un modelo con todas las lecturas de campo. Se ha demostrado que el uso de submuestras aleatorias de registros tan continuos como los del CPTU altera poco el resultado del modelo.

7 – CONCLUSIONES

Se han aplicado diversas técnicas de aprendizaje automático con los ensayos CPTU de una campaña portuaria para la elaboración de perfiles geotécnicos.

Para su obtención se ha procedido de manera secuencial con un algoritmo de aprendizaje no supervisado para la categorización de los registros del ensayo (Q_{tn} , B_q y $Fr(\%)$), y un algoritmo de aprendizaje supervisado (sin grupo de validación, actuando como no supervisado) para la elaboración de un modelo del terreno basado en la categorización anterior.

Se ha comprobado que el algoritmo de máquinas de vector soporte, en este contexto, proporciona modelos útiles y que puede implementarse de forma rápida y automatizada. Igualmente, el algoritmo de k-vecinos más próximos proporciona resultados similares, que pueden utilizarse de forma similar con un coste computacional claramente menor. Todos los algoritmos de agrupamiento (no supervisados) utilizados en este contexto aportan resultados similares e igualmente prácticos.

Para la elaboración de los modelos se requiere realizar una validación cruzada extrayendo registros completos de uno o varios puntos de investigación en lugar de registros aleatorios. Operando así, se puede estudiar el punto de inflexión que define el modelo y que, a juicio de los autores, resulta un indicador razonable para la elaboración de un modelo geológico práctico. En caso de querer elaborar modelos predictivos más precisos, la validación cruzada aleatoria tiende a dar resultados significativamente mejores.

8 – AGRADECIMIENTOS

Los autores desean mostrar su agradecimiento a Puertos del Estado por el continuo apoyo en este y otros proyectos de investigación desarrollados por el CEDEX y por su evidente compromiso por la excelencia técnica.

También desean agradecer y resaltar el compromiso que la Autoridad Portuaria de Barcelona ha mostrado por una investigación geotécnica de calidad en el marco de los proyectos de desarrollo del Puerto de Barcelona, así como su disposición a cualquier propuesta de desarrollo técnico orientada a la profundización en la geotécnica y conocimiento del terreno.

Al equipo de campo de Igeotest por su profesionalidad y calidad en los trabajos desarrollados en el entorno marino.

9 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abe, S. (2010). *Support Vector Machines for Pattern Classification*. 2ª Edición. Springer.
- Cetin, K.; Seed, R.; Kayen, R.; Moss, R.; Bilge, T.; Ilgaç, M.; Chowdhury, K. (2018). *Dataset on SPT-based seismic soil liquefaction. Data in Brief*. 20. 10.1016/j.dib.2018.08.043.
- Duda, R. O.; Hart, P. E.; Stork, D. G. (2000). *Pattern Classification*, 2ª edición, John Wiley & Sons Inc
- EN 1997-2 (2007): *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*. CEN, Brussels, Belgium.
- Hartigan, J.A.; Wong, M. (1979). *A k-means clustering algorithm*. Applied Statistics 28, 100–108.
- Hastie, T.; Tibshirani, R.; Friedman, J. (2008). *The elements of statistical learning: Data mining, inference and prediction*. 2ª edición. Springer.
- Hegazy, Y.A.; Mayne, P.W. (2002). *Objective site characterization using clustering of piezocone data*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(12): 986–996.

- Khun, M.; Johnson, K. (2016). *Applied predictive modelling*. 5ª Edición. Springer.
- Kolmogorov, A. N. (1957). *On the representation of continuous functions of many variables by superposition of continuous functions of one variable and addition*. Dokl. Akad. Nauk SSSR, 114:5 (1957), 953–956.
- Krizhevsky, A.; Sutskever, I.; Hinton E.H. (2012). *ImageNet Classification with Deep Convolutional Neural Networks*. Neural Information Processing Systems. 25. 10.1145/3065386
- Lloyd, S.P. (1982). *Least squares quantization in PCM*. IEEE Transactions on Information Theory 28, 129–137.
- López Mántaras, R. (2020). *El traje nuevo de la inteligencia artificial*. Investigación y Ciencia, 526, pp 52-59.
- MacQueen, J.B. (1967). *Some methods for classification and analysis of multivariate observations*. In: Le cam, L.M., Neyman, J. (Eds.), *Proceedings of 5th Symposium on Mathematical Statistics and Probability*, vol. 1. University of California Press, Berkeley, pp. 281–297.
- Mlynarek, Z.; Wierzbicki, J.; Wolynski, W. (2005). *Use of cluster method for in situ tests*. Studia Geotechnica et Mechanica, XXVII(3–4): 15–27.
- Murphy, K. P. (2012). *Machine Learning: A probabilistic perspective*. Massachusetts Institute of Technology.
- Nadim, F. (2007). *Tools and Strategies for Dealing with Uncertainty in Geotechnics*. In: Griffiths D.V., Fenton G.A. (eds). *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Springer.
- Peña, D. (2004). *Análisis de datos multivariantes*. McGraw-Hill Interamericana de España S.L.
- Robertson, P.K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-Based soil behaviour type (SBT) Classification system- an update*. Canadian geotechnical journal, 53, pp. 1910-1927.
- Vapnik, V. N. (1999). *The nature of statistical learning theory*. 2ª edición. Springer.
- Wierzbicki J.; Smaga A.; Stefaniak K.; Wołyński W. (2016). *3D mapping of organic layers by means of CPTU and statistical data analysis*. Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5 – Lehan, Acosta-Martínez & Kelly (Eds.)
- Wierchcon, S. T.; Kłopotek, M. A. (2018). *Modern algorithms of cluster analysis*. Springer.



The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501
1600-131 LISBOA, Portugal
Tel.: [+351] 210 505 150 / 51
Email: info@jetsj.com

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



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 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, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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

MACCAFERRI

Learn more about **GAWAC® 3.0 software**

Developed to support engineers, designers and students in a fast and reliable way to perform the analyzes of gabion retaining wall.

The great advantage of **GAWAC® 3.0** is the inclusion of the stability analysis in serviceability conditions, through the GSC (Gabion Serviceability Coefficient). This type of analysis allows the user to evaluate the cross sections of the gabion walls in the most suitable conditions through the best performance and optimization of the gabion materials. The software allows the user to choose the type of gabion with the coating and mesh technologically appropriate to the work environment, in addition to allowing the use of international standards, various calculation analyzes with a detailed printable report.



NEW SOFTWARE FEATURES

- **New user-friendly** interface;
- Consider the **influence of the mesh**;
- **Service Limit State (SLS) and Ultimate Limit State (ULS)** are considered in the stability analysis;
- Consider the **long-term performance of the gabion** based on the type of mesh and coating;
- **Serviceability conditions** performed by layer;
- Optimized design with the use of **Strong Face Gabion**.



**GABION
STRONG
FACE**



Visit our website to **learn more**
about **Strong Face Gabion** and
download **GAWAC® 3.0**.



/maccaferri



/maccaferrimatriz



@Maccaferri_BR

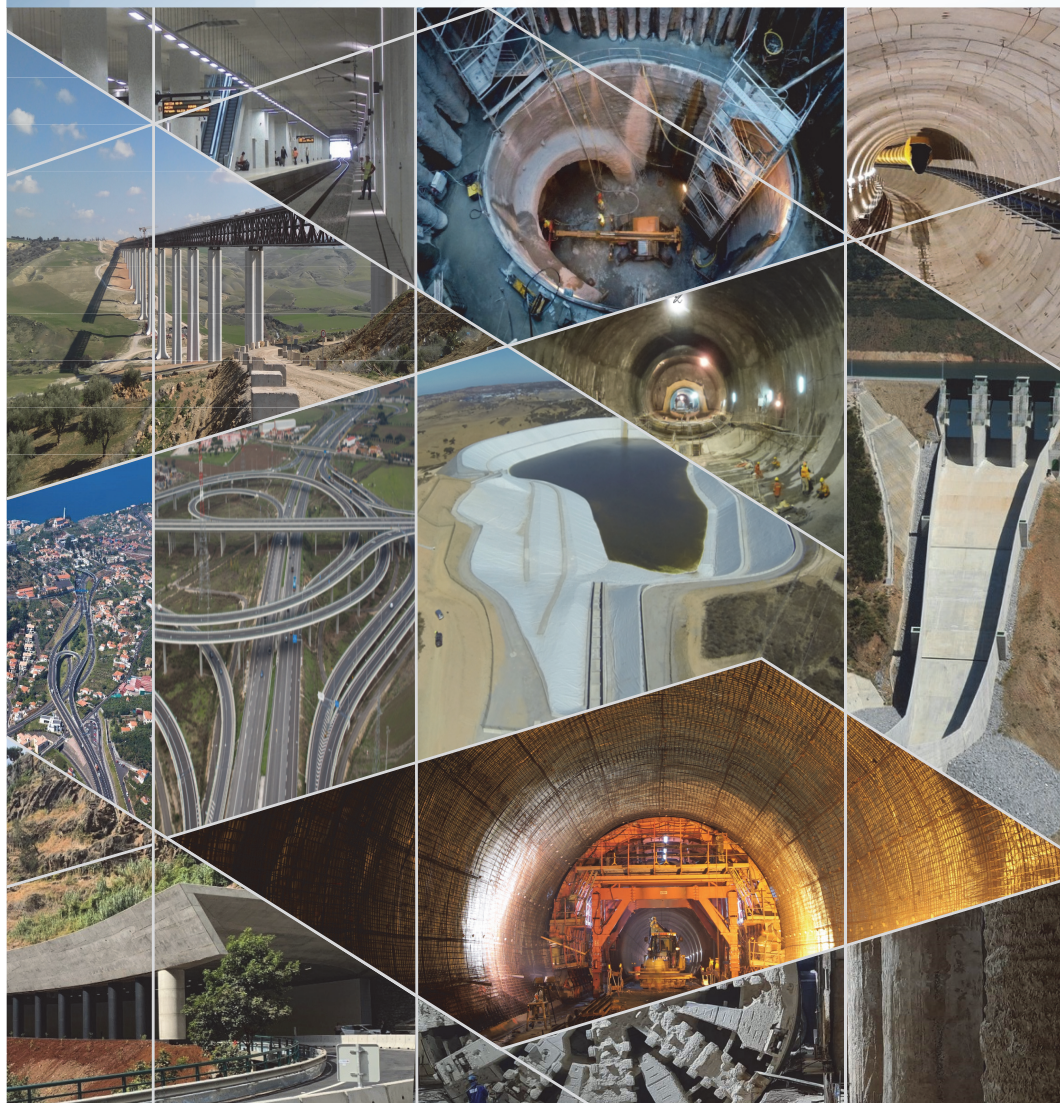


/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas

Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte

Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



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



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

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

PORT FACILITY CONSTRUCTION
NACALA - MOZAMBIQUE



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

SISTEMAS DE ALERTA E MONITORAMENTO

Sistemas de Alerta e Alarme

Ideal para identificação de agentes
deflagradores e monitoramento de
eventos

Rua Visconde de Pirajá, 82 | Ipanema
22410-003 | Rio de Janeiro | RJ | Brasil.
Tel.: + 55 21 3624.1449
www.geobrugg.com

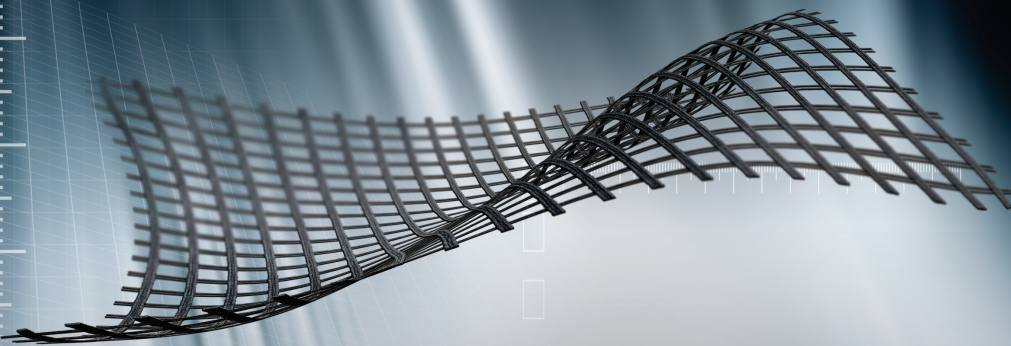


Parceria:





Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

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

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

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



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br



LEIA-ME!

www.linktr.ee/hueskerbrasil

The Best Solution!

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

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

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

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

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Sales company



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

Manufacturer



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

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



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



Saiba mais em: belgogeotech.com.br

BELGO
GeoTech

Belgo Bekaert Arames



DF+, YOUR TRUST FIRST

GEOLOGICAL, GEOTECHNICAL
ENGINEERING AND WATER
RESOURCES SOLUTIONS FOR THE
MINING SECTOR AND OTHERS.



DF+ IS A COMPANY WITH A FOCUS ON THE MINERAL SECTOR AND MORE THAN 15 YEARS OF EXPERIENCE. WE OPERATE IN ALL PHASES OF A PROJECT, FROM FEASIBILITY STUDIES AND PROJECT DEVELOPMENT TO TECHNICAL MONITORING OF CONSTRUCTION AND MINE CLOSURE.

JOIN OUR SOCIAL NETWORKS TO
KNOW MORE ABOUT OUR SERVICES.



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

+55 31 2519-1001
comercial@dfmais.eng.br



DF+ GEOTECHNICAL ENGINEERING
AND WATER RESOURCES

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, 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

