

143 julho
julio
july
2018

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

EDITOR	EDITOR ASSOCIADO / EDITOR 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 publicandando 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 2017-2018

André P. Assis, U. Brasília, Brasil	Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal
Antonio Gens Solé, U P. Cataluña, Barcelona, España	Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA
António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal	José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España
Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España	José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal
António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal	Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España
Claudio Olalla Marañón, U P. Madrid, España	Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España
Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España	Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España
César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España	Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil
Daniel Dias, U. Grenoble, França	Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España	Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal
Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil	Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal
Emanuel Maranhã das Neves, IST, Lisboa, Portugal	Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal
Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil	Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil
Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil	Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil
Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil	Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

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

ÍNDICE

CONTENTS

143
julho
julio
july
2018

- 3 Editorial
- 5 Comportamiento de una pantalla vertical de micropilotes en Granada (España)
Behaviour of a micropile vertical wall in Granada (Spain)
- 29 Ensaio bidirecional: características, interpretação e estudos de casos de estacas moldadas in loco no Brasil
Bi-directional test: characteristics, interpretation and case studies of cast-in-situ piles in Brazil
- 55 Ambiente e sustentabilidade: desafios e perspectivas para a Geotecnia
Environment and sustainability: challenges and perspectives for geotechnics
- 85 Ensaio de cone de queda aplicado em estudos de plasticidade e resistência ao cisalhamento de solos artificiais
Fall cone test applied to studies of plasticity and shear strength of artificial soils
- ARTIGOS E NOTA TÉCNICA A INCLUIR NO VOLUME TEMÁTICO “APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA”
ARTÍCULOS Y NOTA TÉCNICA PARA INCLUIR EN EL VOLUMEN TEMÁTICO “APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA”
PAPERS AND TECHNICAL NOTE TO INCLUDE IN THE THEMATIC ISSUE “APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS”
Editores/Editors: José Vieira de Lemos, César Sagaseta Milán, Márcio Muniz de Farias
- 113 Aplicação de métodos numéricos na interpretação de resultados de medições de tensões em maciços rochosos
Application of numerical methods in the interpretation of stress measurement results in rock masses
- 141 Modelação do comportamento evolutivo de margas compactadas considerando a presença dos fragmentos
Modelling the evolutive behaviour of compacted marls considering the presence of the fragments
- 171 Modelo de partículas 3D para o estudo da fratura em rocha com base em diagramas de Voronoi da estrutura granular
A 3D particle model for rock fracture based on the Voronoi diagrams of the granular structure
- NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE
- 201 Influência da truncatura em tracção na estabilidade em condições não drenadas de túneis superficiais sem suporte
Influence of tension cut-off on the undrained stability of unsupported shallow tunnels
- António Gomes Correia
Azucena Botello
Carlos Oteo
José Santos
Thaís Lucouvicz Dada
Façal Massad
- António José Roque
- Paula Branco Pinto
António Marcos de Lima Alves
Cezar Augusto Burkert Bastos
- Luís Lamas
Margarida Espada
José Muralha
José Vieira de Lemos
Rafaela Cardoso
- Mariline Candeias
Nuno Monteiro Azevedo
Maria Luisa Braga Farinha
- Armando M. S. Nunes Antão

Editorial

António Gomes Correia

Editor da Revista Geotecnia

Inicia-se neste número da Revista Geotecnia a publicação dos artigos do volume temático sobre "Aplicação de métodos numéricos em obras de Engenharia Geotécnica", que tem como Editores convidados os colegas José Vieira de Lemos (pela SPG), Márcio Muniz de Farias (pela ABMS) e César Sagaseta (pela SEMSIG). Os restantes artigos temáticos serão publicados no número 144, em Novembro, procedendo-se de seguida à compilação destes artigos publicados nos números 143 e 144 no referido volume temático, sem número, a disponibilizar eletronicamente.

Este procedimento é uma adaptação do inicialmente previsto que permite cumprir o objetivo da publicação do volume temático anunciado sem que tal implique qualquer atraso para os artigos regulares, seguindo a prática atual das revistas internacionais.

Em meu nome e no da Direção da Revista, agradeço os contributos de todos quantos participam na preparação deste volume temático, em particular aos Editores convidados, aos autores e aos revisores dos trabalhos, para além do colega membro da direção, Nuno Guerra, pelo acompanhamento e apoio permanente neste processo.

Se inicia en este número de la Revista Geotecnia la publicación de los artículos del volumen temático sobre "Aplicación de métodos numéricos en obras de Ingeniería Geotécnica", que tiene como Editores invitados a los colegas José Vieira de Lemos (por la SPG), Márcio Muniz de Farias (por la ABMS) y César Sagaseta (por la SEMSIG). Los demás artículos temáticos se publicarán en el número 144, en noviembre, y se procederá posteriormente a la compilación de estos artículos publicados en los números 143 y 144 en el referido volumen temático, sin número, que estará disponible electrónicamente.

Este procedimiento es una adaptación del inicialmente previsto que permite cumplir el objetivo de la publicación del volumen temático anunciado sin que ello implique ningún retraso para los artículos regulares, siguiendo la práctica actual de las revistas internacionales.

En mi nombre y en el de la Dirección de la Revista, agradezco las contribuciones de todos los que participan en la preparación de este volumen temático, en particular, Editores invitados, autores y revisores de los trabajos, así como al colega miembro de la Dirección, Nuno Guerra, por el acompañamiento y apoyo permanente en este proceso.

The publication of the papers for the thematic volume on "Application of numerical methods in Geotechnical Engineering works" begins in this issue of Geotecnia journal. The invited Editors for the thematic volume are José Vieira de Lemos (SPG), Márcio Muniz de Farias (ABMS) and César Sagaseta (SEMSIG). The remaining thematic papers will be published in issue 144, in November. Afterwards, the thematic papers of issues 143 and 144 will be compiled in a thematic volume, unnumbered, which will be made available electronically.

This procedure is an adaptation of the one initially announced, which allows to fulfill the goal of publishing the thematic volume without causing any delay to regular papers, following the current practice of international journals.

Personally and on behalf of the Board of Geotecnia journal, I would like to thank the contributions of all who have participated in the preparation of this thematic volume, namely, the invited Editors, the authors and the reviewers of the papers, and also to Nuno Guerra, member of the Board of Geotecnia, who permanently followed and supported the process.

Prof. A. Gomes Correia

EDITOR

COMPORTAMIENTO DE UNA PANTALLA VERTICAL DE MICROPILOTES EN GRANADA (ESPAÑA)

Behaviour of a micropile vertical wall in Granada (Spain)

Azucena Botello *

Carlos Oteo **

José Santos ***

RESUMEN – En el presente trabajo se presenta, de forma breve, la construcción de una pantalla vertical con micropilotes, ejecutada a fin de poder realizar una excavación de 20 m de altura para la edificación de un Hospital en Granada. Dicha pantalla fue instrumentada con inclinómetros y el trabajo presenta la interpretación de los resultados y diversas hipótesis sobre las propiedades geotécnicas, la rigidez de la pantalla y de los anclajes, etc., a fin de ajustar los resultados a los cálculos derivados de esas hipótesis. Finalmente se propone una ley de empujes para otros casos futuros y similares.

SYNOPSIS – In the present paper the construction of a vertical wall with micropiles is presented briefly. It was built in order to make a 20 m high excavation for the construction of a Hospital in Granada. This wall was instrumented with inclinometers and the paper presents the interpretation of the results and several hypotheses about the geotechnical properties, the stiffness of the wall and the anchors, etc., in order to adjust the results to the calculations derived from those hypotheses. Finally, an earth pressure law is proposed for future and similar cases.

Palabras Clave – Muro de micropilotes, deformaciones en pantallas, el terreno de Granada.

Keywords – Micropile wall, wall deformations, ground in Granada.

1 – INTRODUCCIÓN

Durante el comienzo de la segunda decena del siglo XXI, se inició la construcción del Hospital de Nuestra Señora de la Salud en Granada. Tras un concurso de ideas sobre el sistema de contención de la excavación que era necesario llevar a cabo, a media ladera, afectando a rellenos antrópicos y a la conocida Formación Alhambra – presente en gran parte de la ciudad – se adjudicó la obra a una solución de muro constituido por micropilotes, con niveles de anclaje cada 2-3 m. Posteriormente, se reforzaba ese conjunto resistente con un forro de hormigón armado. De esa forma la excavación se realizaba de arriba a abajo, pero con la pantalla ya construida, de 20 cm de espesor, cuya contribución destinaba, principalmente, a rigidizar el conjunto de cara a posibles acciones sísmicas.

La construcción de la obra corrió a cargo de Constructora Puerta Monaita, S.L. y la ejecución de las labores de contención (micropilotes, anclajes, etc.) corrió a cargo de la empresa especializada SITE, S. A., que llevó a cabo el diseño de esos elementos, con la colaboración de VALLADARES Ingenieros (proyectista general de la obra) y de COGOLEM Ingeniería (que llevó a cabo algunos análisis con el Código numérico PLAXIS y con el código CYPE para cálculos de pantallas ancladas.

* Dr. Ing. de C. C. y P. Acciona Ingeniería, Madrid, E-mail: azucenapilar.botello.rojas@acciona.com.

** Catedrático de Ingeniería del Terreno. E-mail: carlosoteo@telefonica.net

*** SITESUR, S.L. Granada

2 – BREVE DESCRIPCIÓN DE LA OBRA Y SU INSTRUMENTACIÓN

La pantalla se instrumentó con 4 inclinómetros (introducidos en los tubos de armadura de cuatro micropilotes), a efectos de controlar los desplazamientos horizontales del muro de contención durante las excavaciones pertinentes, a efectos de comprobar la seguridad del conjunto. La instalación de los inclinómetros y su lectura corrió a cargo de la empresa CEMOSA - Centro de Estudios de Materiales y Control de Obra, S.A. (Figura 1).

Desde el principio, gracias a la colaboración con SITE, se permitió a los autores de este trabajo que se pudiera disponer de dichas medidas para su procesamiento e interpretación, de cara a un mejor desarrollo de esta investigación, en el sentido de poder deducir los parámetros del terreno de Granada, a través de medidas del comportamiento de micropilotes trabajando a flexión. La mayor parte de lo que aquí se presenta se basa en Botello (2015).

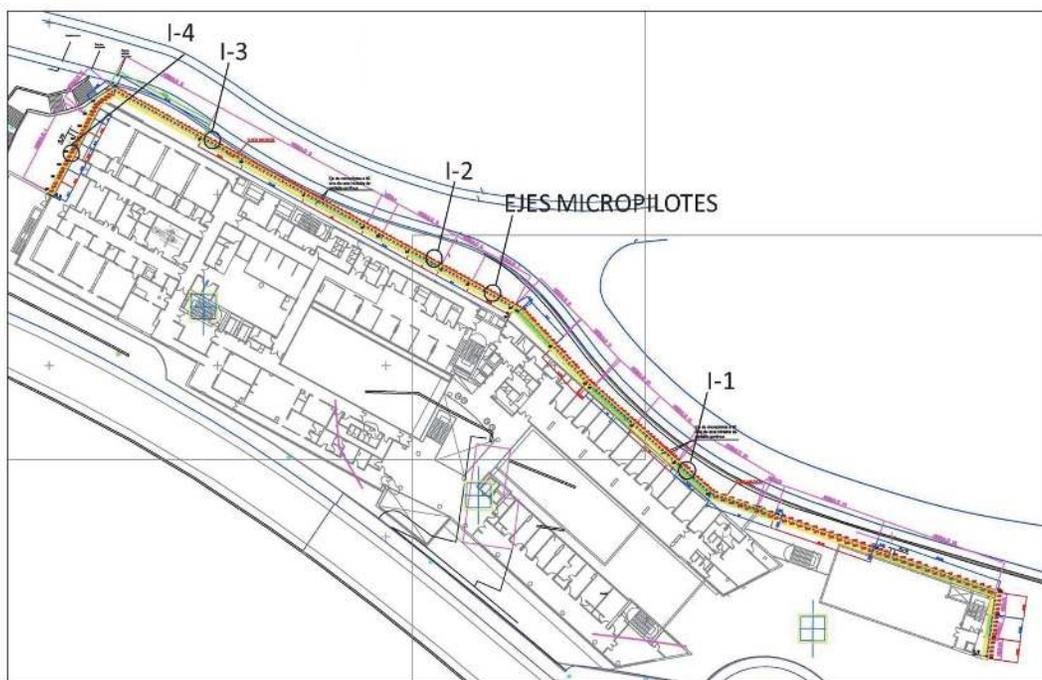


Fig. 1 – Planta de la pantalla de micros y de la situación de los inclinómetros I-1 a I-4

Los micropilotes, con el terreno de la Formación Alhambra, pueden verse en la Figura 2, en el momento en que se descubrieron para instalar el forro de hormigón.

En la Figura 3 pueden verse detalles del anclaje de barra utilizado y de la placa de anclaje y en la Figura 4 una máquina perforando el taladro para instalar un anclaje. Por último, en la Figura 5 puede verse la pantalla de micropilotes con todos los niveles de anclajes ejecutados.

En la Figura 6, se ha esquematizado la pantalla construida y la posición de los siete niveles de anclajes que se dispusieron. En la parte superior las filas de anclajes distan 3,0 m entre sí, llegando a acortarse esta distancia en la parte inferior hasta 1,0 m. La máxima excavación (considerando el trasdós de la pantalla) fue de 20,0 m.

Los micropilotes, de diámetro de perforación 180 mm, tienen las siguientes características mecánicas:

- E.A. = 3.529.679 kN/ml (inyectados).
- E.I. = 11.454 kN/m²/ml.

siendo E = el módulo de deformación del acero; A = sección transversal; I = momento de inercia.

Los anclajes fueron de barra, de $\varnothing 63$ mm, con inclinación de 20° , con una longitud del orden de 25,0 m y separados del orden de 3,0 m en una misma fila, con 900 kN de capacidad. El bulbo sellado es del 30% de la longitud del anclaje. Para el cálculo se considera que gran parte del anclaje está libre y se puede acortar en un 70% de su longitud.

Si se considera trabajando el conjunto de micros y del forro de hormigón armado, el parámetro de rigidez a flexión, EI , aumenta del orden de un 100%. Sin embargo cuando se excava, en escalones de unos 4,0 m, no actúa el forro, por lo que se puede considerar (del lado de la seguridad) que éste actúa de forma secundaria y no introduciendo su efecto, en una primera aproximación.



Fig. 2 – Aspecto de la pantalla de micropilotes en un tramo en que se limpió el terreno para construir el forro exterior



Fig. 3 – Detalle de anclaje de barra y placa de anclaje



Fig. 4 – Máquina perforando el taladro para instalar un anclaje



Fig. 5 – Pantalla de micropilotes con todos los niveles de anclajes ejecutados

En estos análisis se ha tenido en cuenta la colaboración de la lechada alrededor de los micropilotes. Pero dada la cementación de la Formación Alhambra, solo se ha considerado un anillo de vez y medio el diámetro nominal del micropilote.

Para controlar los movimientos, se instalaron dentro de la pantalla cuatro inclinómetros (I-1 a I-4, Figura 1) hasta 25 m de profundidad (5 m por debajo del máximo nivel de excavación), dada la importancia de la excavación, el no conocerse con detalle los parámetros geotécnicos, etc. No se instrumentaron los anclajes.

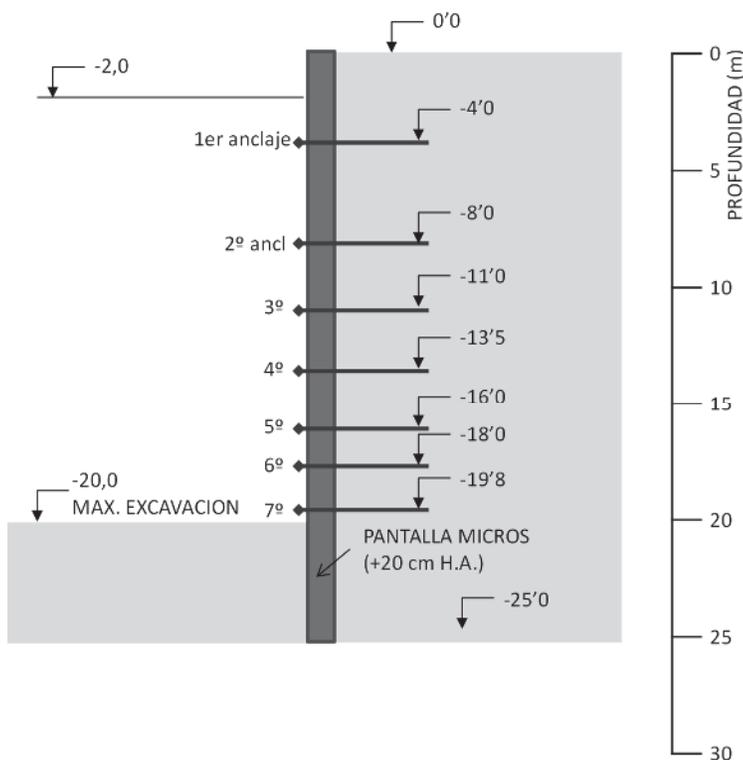


Fig. 6 – Croquis de la pantalla de micropilotes realizada en el Hospital de Granada

3 – MARCO GEOMECÁNICO

Según el Proyecto inicial, el corte geotécnico medio suponía la presencia de:

- Rellenos antrópicos flojos en la parte superior, cuyo espesor se consideró igual a 2,5 m, y así se ha supuesto en la mayoría de los casos analizados. En otros puntos de Granada (Metro Ligero) se ha llegado a 4,60 m.
- La Formación Alhambra, típica de Granada. Esta formación viene a representar un conjunto de materiales areno-arcillosos cementados, con presencia de niveles de gravas cementadas. Incluye gravas finas a gruesas, con intercalaciones de gravas arenosas y arenas limosas, de espesor decimétrico a métrico. No llega a ser una roca conglomerática, pero sí es un suelo bastante cementado, que admite cortes en vertical de diversos metros, sin problemas. Su potencia puede llegar a 250 m. El grado de cementación puede ser variable, de un punto a otro de Granada y/o en vertical. Su nombre deriva del hecho de estar instalado el Conjunto Monumental de la Alhambra y El Generalife sobre este material. A veces, se producen caídas de “chinos” (gravas) en taludes excavados en este material.

Dada la dificultad de tomar muestras realmente intactas o inalteradas en un suelo cementado como la Formación Alhambra, se realizaron nada más que tres sondeos mecánicos para esta obra, a fin de conocer el espesor de rellenos y, aproximadamente, el grado de cementación.

La interpretación de las medidas del Metro Ligero de Granada fueron realizadas por dos autores – bajo la supervisión de uno de los autores de este trabajo – y los valores deducidos para los

parámetros de cohesión, c' , ángulo de rozamiento interno, ϕ' y el coeficiente de reacción lateral, K_H , son relativamente similares, pero diferentes de los adoptados para el Proyecto de la obra en cuestión, redactado con anterioridad a la información procedente del Metro Ligero. En la Tabla 1 se reproducen estos datos. Como se ve, los parámetros geotécnicos del Proyecto del Hospital (deducidos de muestras con la cementación alterada) eran más conservadores.

Tabla 1 – Parámetros geotécnicos de la Formación Alhambra

Hipótesis	Cohesión c' (kPa)	Rozamiento interno ϕ' ($^\circ$)	Coefficiente K_H (kN/m ³)
Proyecto Hospital	6	36	45.000
Recomendados por el Proyecto de construcción del Metro Ligero	5	30	100.000
Parámetros obtenidos por Reyes (2010)	45-50	32-35	900.000-1.300.000
Parámetros obtenidos por García Piqueras (2011)	60	30	200.000

4 – MOVIMIENTOS PREVISTOS EN PROYECTO Y CONTROLADOS

En la Figura 7, se han representado los movimientos horizontales medidos con los 4 inclinómetros instalados, cuya situación puede verse en la Figura 1. Cabe decir:

- Los inclinómetros 2 y 3 (más centrales) dan un comportamiento bastante similar (diferencias entre ellos del orden de 1-1,5 mm), con un movimiento máximo, en cabeza, de unos 4-5 mm y un movimiento horizontal máximo cerca del fondo de la excavación de unos 2-3 mm
- El inclinómetro 1 sigue una tendencia similar, en profundidad a los 2 y 3, salvo en cabeza, en que se ha registrado un movimiento de unos 11,5 mm.
- El inclinómetro 4 se parece muy poco al resto: El movimiento horizontal en cabeza es de unos 11,5 mm pero, hacia los 12,0 m de profundidad, también registra desplazamientos de unos 12 mm, que bajan a prácticamente nulos a partir de los 20,0 m de profundidad (máximo nivel de excavación). Además, está instalado (Figura 1) en una aleta de la pantalla con menos altura de excavación, y con menos filas de anclajes y algo más de rellenos en su parte superior.
- Puede decirse que ese inclinómetro 4 es claramente no representativo del conjunto general del muro. Incluso puede decirse lo mismo del nº 1, por lo que la modelación va a comprarse, principalmente con el 2 y 3. No hay instrumentación de anclajes.
- En la Figura 8, aparecen resultados que corresponden al Proyecto y analizados con el código CYPE (2005) (similar al conocido como RIDO), en que el comportamiento deformacional del terreno se introduce a través del coeficiente de reacción lateral del terreno, K_H . Los valores máximos de los empujes se determinan con las fórmulas de Coulomb, a partir de la densidad aparente del terreno, γ_{ap} , de su ángulo de rozamiento interno, ϕ' , y de su cohesión, c' .

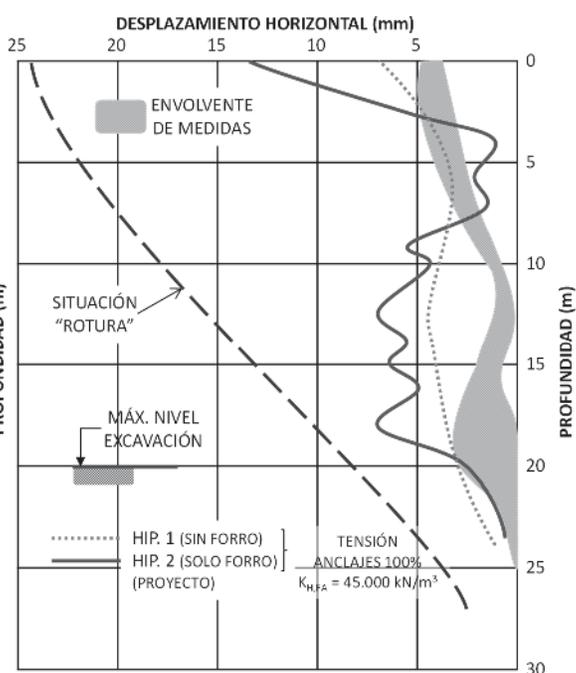
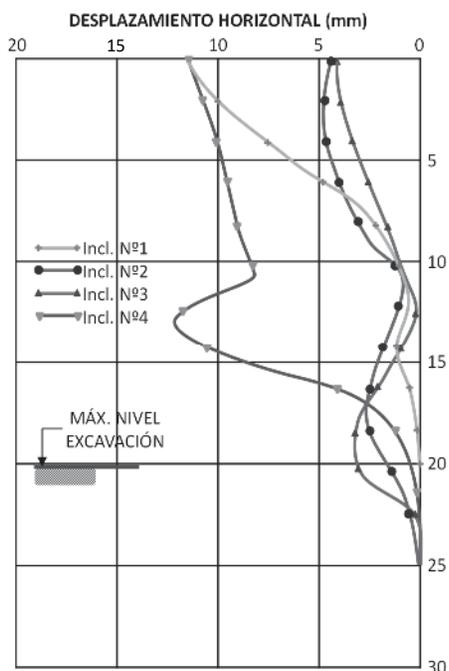


Fig. 7 – Medidas realizadas en 4 inclinómetros

Fig. 8 – Cálculos de Proyecto y medidas realizadas en Hospital de Granada

En el Proyecto se consideraron los siguientes parámetros geotécnicos:

- Rellenos antrópicos: $\gamma_{ap}=19,1 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0 \text{ kPa}$; $\varphi' = 30^\circ$; $K_H = 27.000 \text{ kN/m}^3$
- Formación Alhambra: $\gamma_{ap}=19,6 \text{ kN/m}^3$, $c' = 6 \text{ kPa}$; $\varphi' = 36^\circ$; $K_H = 45.000 \text{ kN/m}^3$
- A juicio de expertos en el terreno de Granada, las características geotécnicas adoptadas para la Formación Alhambra eran muy conservadoras, como se puede deducir de los parámetros geotécnicos obtenidos de la interpretación de las medidas realizadas durante la construcción del Metro de Granada (Botello, 2015), ver Tabla 1.
- El cálculo de Proyecto se hizo con varias hipótesis complementarias: a) Tensión en anclajes: 100%. b) Hipótesis 1: Sólo micropilotes, sin forro. c) Hipótesis 2: Micropilotes con forro. d) Introducción de condiciones sísmicas con forro.

En la Figura 8, aparecen:

- Las deformadas calculadas con la Hipótesis 1, más conservadora (micropilotes, sin forro).
- La envolvente de las medidas inclinométricas realizadas.
- Una deformada de la “situación de rotura”, obtenido bajo condiciones pésimas de cálculo, la cual, evidentemente, no es representativa de lo que ha sucedido durante las excavaciones.

Comparando las medidas y los cálculos de proyecto, se tiene:

- El forro amortigua los picos de deformación que se obtienen en el cálculo por la presencia de los anclajes. (picos que si vienen a aparecer en las medidas de los inclinómetros 1 a 3, ver pesar de la mayor inercia del conjunto forro-micropilotes, el forro sólo amortigua un 30% las deformaciones de “pico” en la situación de los anclajes. El forro se iba construyendo a medida que se bajaba la excavación. Interpretación de las medidas de movimientos realizadas en el hospital de Nuestra Señora de la Salud (Granada).

Se ha considerado que los parámetros geotécnicos utilizados para la Formación Alhambra eran muy conservadores, como ya hemos indicado anteriormente. Por ello se decidió realizar una serie de simulaciones numéricas para intentar ajustar mejor las deformadas teóricas a las medidas, variando en ellas:

- Tensión inicial de anclajes (referida a la máxima). Se han hecho dos supuestos: 70% y 100%. En la realidad (según información de SITE), se dio una tensión a los anclajes del orden de la primera de estas cifras, que suele ser una práctica habitual en España.
- Cohesión de la Formación Alhambra: Se ha considerado el valor de 6 kPa del Proyecto y otros dos valores claramente superiores: 40 y 60 kPa.
- Rozamiento interno de la Formación Alhambra: Se mantuvo el valor de proyecto de 36°, pero en los casos de máxima cohesión se ha calculado también con 30°.
- El coeficiente de balasto o de reacción lateral del terreno, K_H , de la Formación Alhambra se ha adoptado inicialmente igual a 45.000 kN/m³ (proyecto) y se ha variado hasta 150.000 kN/m³ y 1.500.000 kN/m³.
- El peso específico de la Formación Alhambra se tomó similar al de Proyecto.
- Las características geotécnicas de los rellenos antrópicos se tomaron como los de Proyecto.

Las variaciones de K_H , c' y φ' se han basado en los valores deducidos de la interpretación de las medidas de deformaciones horizontales registradas en el Metro de Granada (Botello, 2015).

De esa forma se han llevado a cabo las hipótesis de simulación numéricas señaladas en la Tabla 2: Un total de 16 hipótesis de cálculo.

- Las tres primeras hipótesis vienen a ser repetición de las de Proyecto, a fin de comprobar que los resultados eran los mismos (con 100% de la carga del anclaje). En las hipótesis 4ª a 8ª se han mantenido las cohesiones y rozamientos en la Formación Alhambra adoptados en Proyecto, pero variando el coeficiente K_H y la carga del anclaje (bajándola al 70% de la nominal, para ser más similares a lo llevado a cabo en la realidad).
- Como se deduce de la Figura 9, en que se han representado los movimientos de la pantalla, comparados con los valores extremos de las mediciones (huso envolvente), las deformadas de cálculo se parecen mucho a lo medido en los inclinómetros números 2 y 3 en la parte superior de la pantalla (entre 3 y 10 m de profundidad). Pero, por debajo se sitúan o en un intermedio entre lo medido en esos inclinómetros y lo deducido del nº 4, o se parecen más a lo de éste último (ver Fig. 7).
- Como puede verse en esa Figura 9, el variar el módulo K_H de 45.000 kN/m³ (hipótesis 4ª) a 1.500.000 kN/m³ (hipótesis 8ª), con un 70% de la carga máxima de anclaje, supone pasar de un desplazamiento máximo de unos 9,5 mm a unos 7,5 mm. Es decir, a pesar de multiplicar por 33 el coeficiente de reacción lateral del terreno de casi toda la excavación, solo se consigue reducir el movimiento en unos 2,0 mm. Es decir su influencia es menor que el inverso de la raíz cuarta de la variación de K_H .

Además, estos movimientos (incluso con el 100% de la carga nominal de los anclajes) son de 4 a 5 veces mayores que los medidos en la parte central e inferior de la pantalla en los inclinómetros 1 a 3. Ello puede interpretarse en el sentido de:

- Los parámetros resistentes del terreno adoptados son muy bajos y dan más empujes que los reales (Inclinómetros 2 a 3).
- El coeficiente de reacción del terreno tiene poca influencia al ser una pantalla con un gran número de anclajes, lo que condiciona totalmente la deformabilidad del elemento de contención.

Tabla 2 – Hipótesis de cálculo para analizar el caso del Hospital de Granada ¹

Hipótesis	Grado Tensión en anclaje (%)	Cohesión formación Alhambra (kPa)	Ángulo rozamiento en formación Alhambra (°)	Coefficiente de reacción lateral (kN/m ³)	Elemento estructural ²
1	100	6	36	45.000	PM
2	100	6	36	45.000	PMS
3	100	6	36	45.000	MS
4	70	6	36	45.000	PM
5	100	6	36	150.000	PM
6	70	6	36	150.000	PM
7	100	6	36	1.500.000	PM
8	70	6	36	1.500.000	PM
9	100	40	36	45.000	PM
10	70	40	36	45.000	PM
11	70	40	36	150.000	PM
12	70	40	36	1.500.000	PM
13	70	60	30	150.000	PM
14	70	60	30	1.500.000	PM
A ³	60	6	36	45.000	PM
B	60	6	36	45.000	PM

En la Figura 10, se han representado los casos analizados con una mayor cohesión que en Proyecto (40 kPa frente a 6 kPa), aunque con igual rozamiento (36°). Todo ello en la Formación Alhambra y con la tensión inicial de los anclajes de 70%. Se ha supuesto que el ángulo de 36° era similar a los resultados obtenidos con triaxiales.

Las hipótesis 10, 11 y 12 se corresponden con el caso de mayor cohesión, variando el coeficiente de reacción lateral, K_H , y siempre con un 70% de la carga nominal en los anclajes. En esa Figura 10, puede verse que estas hipótesis se asimilan mucho más que las anteriores a los resultados medidos en los inclinómetros 1, 2 y 3, sobre todo las hipótesis con módulos K_H del orden de 150.000 y 1.500.000 kN/m³.

También se ha estudiado el caso de cohesión de 60 kPa y rozamiento de 30° (que son los valores deducidos en la interpretación de las medidas hechas en el Metro de Granada, Tabla 1), con dos valores de K_H . Los resultados teóricos se representan en la Figura 11, a la misma escala que las Figuras 9 y 10. Puede verse que los movimientos son aún más pequeños que antes e, incluso, algo inferiores a los medidos en los inclinómetros 1, 2 y 3.

En la Figura 12, se ha aumentado la escala de movimientos horizontales y se han incluido las medidas de los inclinómetros 1 a 3 y los resultados de las hipótesis 4 (baja cohesión y baja K_H); 12 (cohesión de 40 kPa); 13 y 14 (cohesión de 60 kPa).

¹ Se consideran 2,5 m superiores de rellenos granulares, caracterizados por: a) Densidad aparente: 19,1 kN/m³. b) ángulo de rozamiento: 30°. c) Cohesión: 0. d) Coeficiente de reacción lateral del terreno: 27.000 kN/m³. e) $K_0 = 0,5$. En la formación Alhambra $\gamma_{ap} = 20$ kN/m³.

² PM = Pantalla micropilotes sin tener en cuenta el forro de hormigón que se coloca entre los micropilotes
MS= Micropilotes más forro de hormigón. Fase definitiva y efecto sísmico
PMS= Pantalla micropilotes fase definitiva sin forro y caso sísmico (durante el momento de acabar la excavación).

³ En el caso A, el espesor de los rellenos superiores es de 5 m y en el caso B, de 8 m. La rigidez de los anclajes es 1/3 de la de los casos anteriores (tanto en el caso A como en el B).

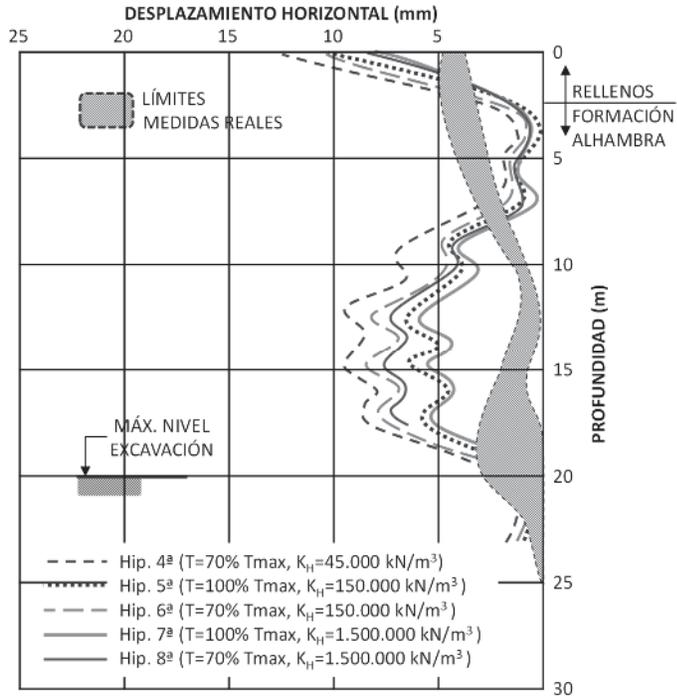


Fig. 9 – Casos analizados ($c' = 6 \text{ kPa}$, $\varphi' = 36^\circ$ en la Formación Alhambra)

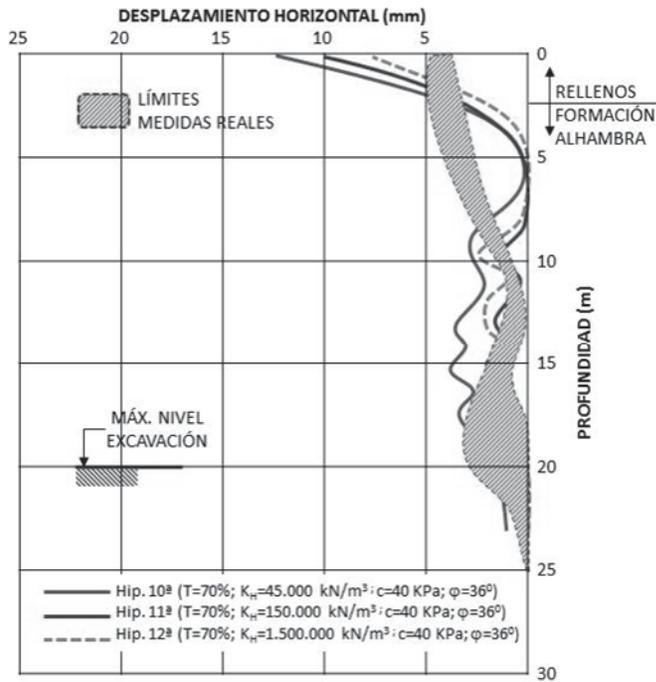


Fig. 10 – Casos analizados ($c' = 40 \text{ kPa}$, $\varphi' = 36^\circ$ en la Formación Alhambra)

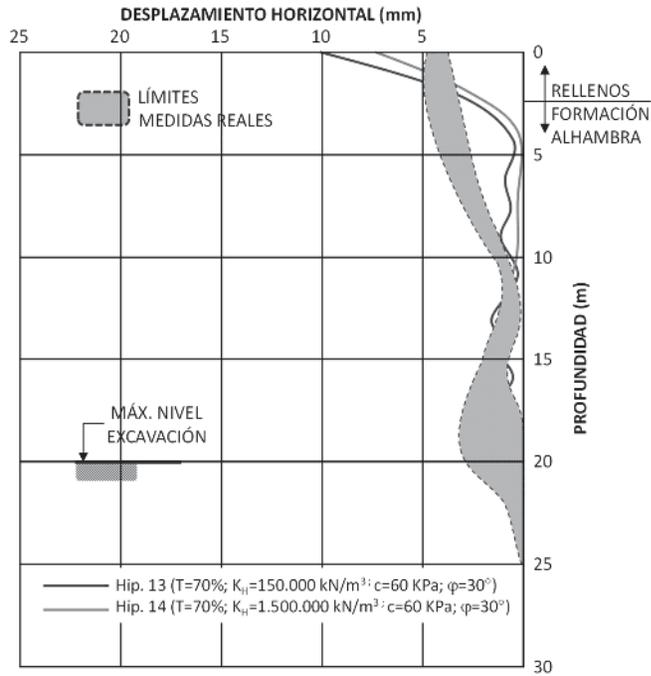


Fig. 11 – Casos analizados ($c' = 60$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ en la Formación Alhambra)

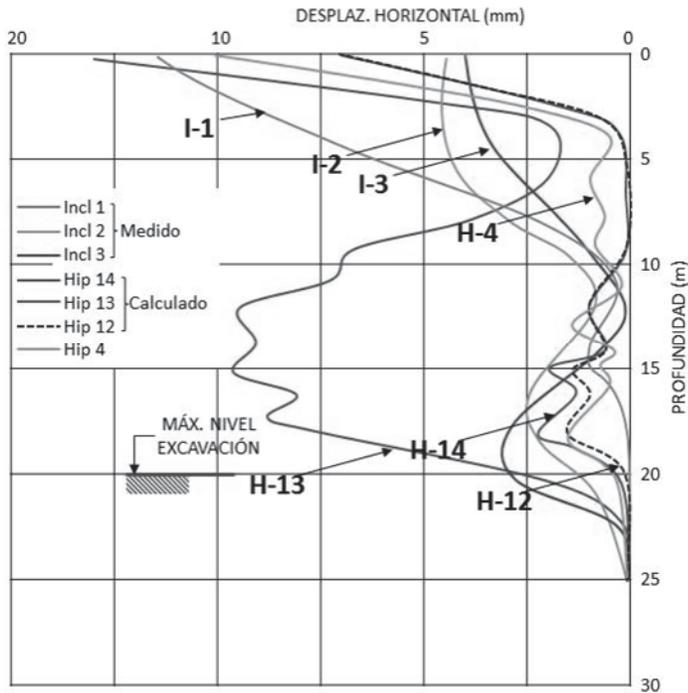


Fig. 12 - Comportamiento entre las medidas de los inclinómetros 1 a 3 con las hipótesis 4, 12, 13 y 14

Ningún ajuste es perfecto, pero la comparación indica que:

- La cohesión de la Formación Alhambra puede estimarse entre 40 y 60 kPa (probablemente más cerca del primer valor que del segundo).
- El rozamiento interno de la Formación Alhambra está entre 30 y 36°.
- Un conjunto de valores de cohesión 40 kPa y rozamiento de 33° puede ser muy representativo y llevar a un cálculo de movimientos similares a los medidos en los inclinómetros 2 y 3.
- El coeficiente K_H queda muy influido por la presencia de anclajes y puede estimarse en un valor intermedio entre 150.000 y 1.500.000 kN/m³, quizás más próximo al valor de 150.000 que al otro. Un valor intermedio del orden de 500.000 kN/m³ parece que puede resultar suficientemente representativo.

El inclinómetro 4 resulta anómalo respecto a los otros. Puede deberse a varios factores: a) Mala instalación. b) Golpeos durante la obra (poco probable, sólo influiría en la parte superior). c) Mayor espesor de rellenos del previsto. d) Irregularidades en el orden de tesado (poco o nada probable). e) Zona de Formación Alhambra más débil. f) Además, está instalado (Figura 1) en una aleta de la pantalla con menos altura de excavación, y con menos filas de anclajes y algo más de rellenos en su parte superior, etc. por lo tanto no es representativo.

A efectos de poder comparar teoría y realidad, se han calculado las hipótesis A y B (Tabla 2) en que el espesor de rellenos podrá llegar a 5,0 y 8,0 m, respectivamente, con una carga de anclaje del 60% de la nominal (como se hizo en algunos casos). Bajo estas condiciones no quedaría claro que los bulbos de los dos niveles de anclajes superiores quedarán en la Formación Alhambra, por lo que se ha tenido en cuenta la posibilidad de que se mantenga su rigidez y que pueda reducirse a 1/3 de la del resto de anclajes. Recuérdese que no hay medida de fuerzas en los anclajes.

Los casos calculados dan una deformada de la pantalla que se coloca entre las determinadas para la Formación Alhambra más débil y el inclinómetro nº4, por lo que la hipótesis de mayor espesor de terreno cuaternario parece que queda como la más razonable. Si se disminuye la rigidez de los anclajes superiores a 1/3 de la prevista, los desplazamientos pasan a ser enormes (80 mm) y la carga en los anclajes aumentaría al doble (de 270 kN a 550 kN), lo cual supondría prácticamente su rotura. Por eso, un mayor espesor de suelo cuaternario (unos 5,0 m) viene a explicar el comportamiento del inclinómetro 4, ya que los movimientos horizontales son del orden de 30 mm en la mayor parte del micropilote. Si el espesor de rellenos alcanza los 8,0 m, los desplazamientos obtenidos serían del orden de 90 mm. Por eso lo lógico es que los desplazamientos medidos en el inclinómetro 4, se deban a la presencia de un mayor espesor cuaternario (3,0 – 4,0 m, respecto a los 2,0 m previstos) y a una cierta mayor deformabilidad de los anclajes en la parte superior, precisamente por haber más terreno cuaternario.

Si se comparan los resultados obtenidos con las hipótesis de resistencia y deformabilidad deducidas en otras obras y en el Proyecto, para la Formación Alhambra (Tabla 1), puede decirse:

- Las recomendaciones adoptadas en el Proyecto de Construcción del Metro Ligero fueron conservadoras (aunque ya eran atrevidas respecto a las del Proyecto original de dicho Metro).
- Los parámetros adoptados en el Proyecto del Hospital son aún más conservadores.
- Los valores deducidos por Reyes (2010) se parecen bastante a los ahora deducidos, aunque con un coeficiente de reacción lateral algo más elevado (lo que no influiría considerablemente en las deformadas).
- Los valores deducidos por García Piqueras (2011) también están en el orden de magnitud con lo ahora deducido, aunque con una cohesión del lado superior.

Los análisis efectuados nos permiten obtener algunos resultados adicionales (con los inclinómetros 2 y 3), como en la influencia del coeficiente K_H en los desplazamientos máximos horizontales (lo que se ha ido comentando en páginas anteriores). La Figura 13 muestra esa relación y de ella se deduce mayor que 500.000 kN/m^3 :

- A partir de valores de K_H del orden de 500.000 kN/m^3 hacia arriba, la influencia de este parámetro es mínima, ya que se debe superponer su influencia con la de los anclajes. Precisamente con estos valores superiores, las medidas se parecen más a los resultados teóricos.
- El pasar de K_H del orden de 40.000 a 500.000 kN/m^3 prácticamente disminuye a la mitad el máximo desplazamiento en el centro de la pantalla, aunque en el desplazamiento en cabeza sólo hay una disminución del 40%.
- La cohesión, lógicamente, influye apreciablemente en los empujes y, por lo tanto, en los desplazamientos horizontales, sobre todo en el centro de la pantalla: La cohesión de 6 kPa da movimientos en el centro de la pantalla de casi tres veces más que si la cohesión alcanza valores de 40 a 60 kPa .
- El paso de una cohesión de 40 a 60 kPa tiene poca influencia.
- En la cabeza, las diferencias de cohesión tienen poca influencia, al haber anclajes – que se tensan enseguida – cerca de ella.
- Los dos anclajes superiores condicionan extraordinariamente la deformada de la pantalla.

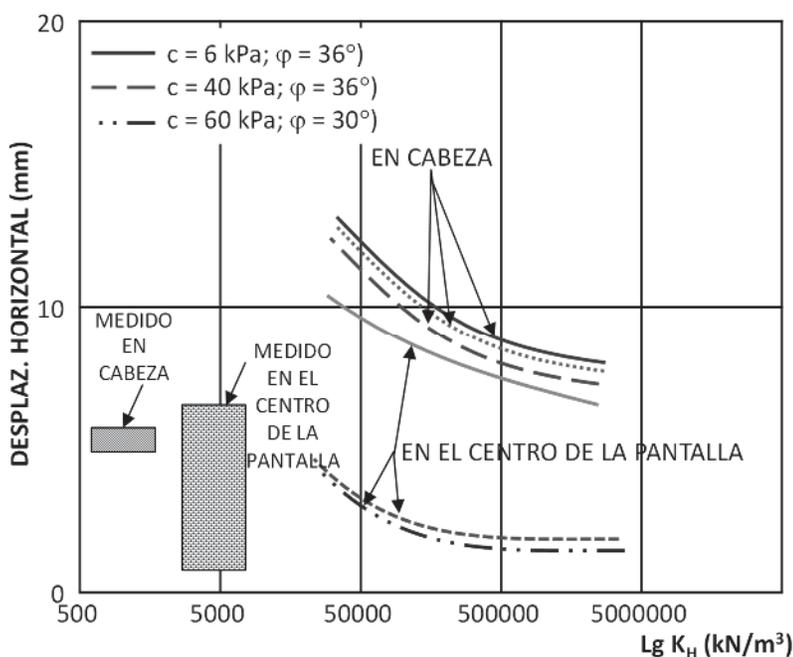


Fig. 13 – Variación de los movimientos de la pantalla en función del Coeficiente de reacción lateral de la Formación Alhambra (Tensión de anclajes 70%)

En cuanto a los esfuerzos de flexión (momento flector máximo en la pantalla), se resumen los valores obtenidos en la Figura 14.

El pasar de K_H del orden de 500.000 a $1.500.000 \text{ kN/m}^3$ prácticamente no influye – en estos casos – en el máximo momento flector en la pantalla de micropilotes. Con valores bajos de K_H (del

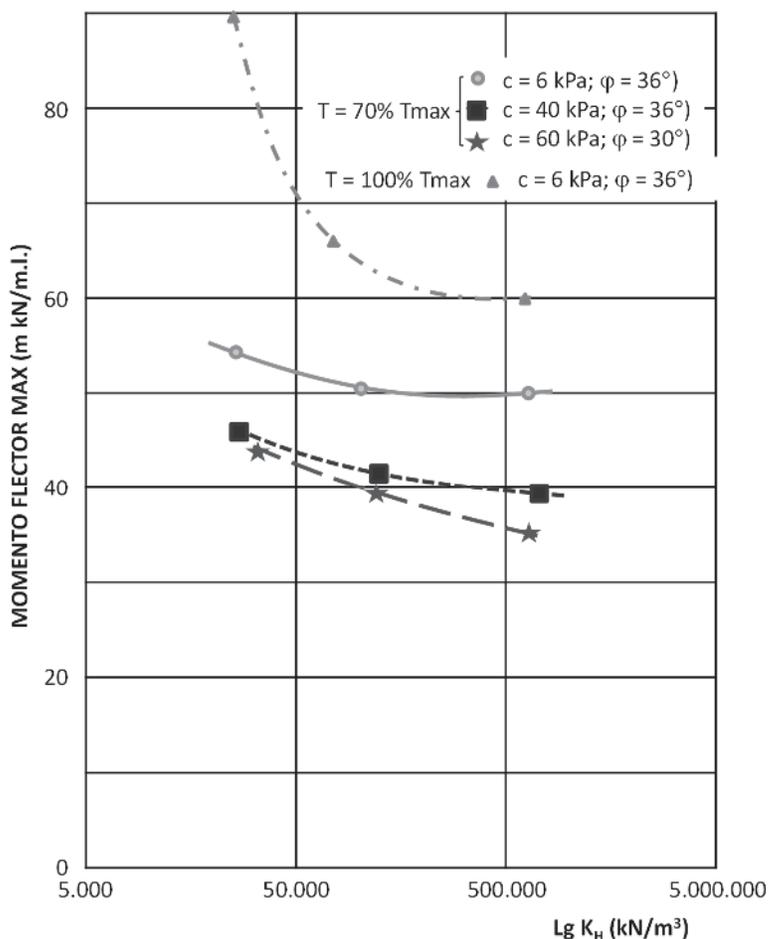


Fig. 14 – Variación del momento flector máximo con el coeficiente de reacción lateral de la Formación Alhambra

orden de 45.000 kN/m³), este parámetro si puede influir en el momento máximo y añadir un 35% a este valor (con tensión máxima de anclaje). Si el tesado es del 70%, valores de K_H bajos sólo aumentan un 5-12% el momento, respecto a un suelo con deformabilidad muy inferior.

El considerar una cohesión baja (6 kPa) lleva a obtener máximos momentos flectores superiores a los de las otras hipótesis. Si K_H es bajo (45.000 kN/m³, como se consideró en Proyecto) el momento máximo puede ser del 20% mayor que para las otras cohesiones consideradas, siempre que el tesado de los anclajes se mantenga en el 70%. Si este valor se incrementa hasta el 100%, el momento puede duplicarse, al pasar de cohesión alta (40-60 kPa) a baja (6 kPa). Precisamente con esto, los resultados teóricos se parecen más a los de las medidas en los inclinómetros 2 y 3.

Es decir, en este caso en que son necesarios muchos anclajes para mantener a los micropilotes con momentos flectores admisibles (hasta unos 90-100 mkN/ml) resulta que:

- El considerar una cohesión más representativa (como la de 40 kPa) puede reducir el momento flector a la mitad, para la máxima carga de tesado de los anclajes, lo que puede permitir reducir el diámetro de los micropilotes en una próxima obra, de características similares.

- El equivocarse en el valor de K_H tiene pocas consecuencias, siempre que se esté en torno de los 200.000-1.500.000 kN/m³.
- La presencia de los anclajes, que se van instalando y tesando a medida que se profundiza la excavación es, en este caso, de gran influencia, ya que condiciona los desplazamientos, la luz en la que se producen las flexiones (entre dos anclajes consecutivos, por lo general), etc. Sobre todo influyen los dos primeros niveles de anclajes, es decir, los más superficiales.
- Los parámetros deducidos como representativos de la Formación Alhambra, están en consonancia con los deducidos de las medidas disponibles realizadas en el Metro Liger de Granada.
- Si el espesor de rellenos es mayor en alguna zona y/o la Formación Alhambra es más débil, la pantalla de micropilotes se deformaría más y sus movimientos podrían quedar, anómalamente, representados por lo medido en el inclinómetro nº4.

Una interesante discusión sobre el significado del coeficiente de reacción lateral del terreno, K_H , puede verse en la Tesis Doctoral de Pedro Arozamena (2013), presentada en la Universidad de Sevilla. Si se utilizan los ábacos de Chadeisson y Monnet (Chadeisson, 1961; Monnet, 1994), representados en la Figura 15, para un rozamiento del orden de 32-35⁰ y una cohesión de 40 a 60 kPa, el coeficiente K_H vale del orden de 50.000 kN/m³, es decir un valor claramente inferior al aquí obtenido. Si se utiliza el ábaco de Arozamena (2013), Figura 16, puede decirse que K_H valdría del orden de 5.000-10.000 kN/m³; también un valor claramente inferior a lo que en este análisis se ha deducido, probablemente porque el ábaco de Arozamena es más adecuado para terrenos con poca cohesión (como las gravas y el cuaternario superior de Sevilla) y menos adecuado para materiales cementados como los de Granada. Por ello, en el análisis que aquí se presenta – fruto de la interpretación de medidas reales – los valores son del orden de 10 veces mayores. Ello no debe de extrañar, ya que la interpretación de las medidas del Metro Liger de Granada dan también valores claramente superiores a los de Arozamena, debido, a nuestro juicio, a la cementación de estos materiales.

Como se ve los valores obtenidos en los ábacos, son claramente inferiores a los deducidos de las medidas para la Formación Alhambra, sin duda debido a que esos ábacos corresponden, principalmente, a terrenos arenosos sin cohesión y los suelos granadinos están cementados. De ahí el mayor valor de K_H . No se debe olvidar que las medidas han coincidido mejor con las hipótesis de cohesiones de 40-60 kPa (con rozamientos mayores de 30⁰), lo que implica que en esta formación Alhambra no puede establecerse sus propiedades deformacionales con recomendaciones propias de terrenos incoherentes (como las gravas y arenas de Sevilla).

Ábacos de Chadeisson (1961) y Monnet (1994)

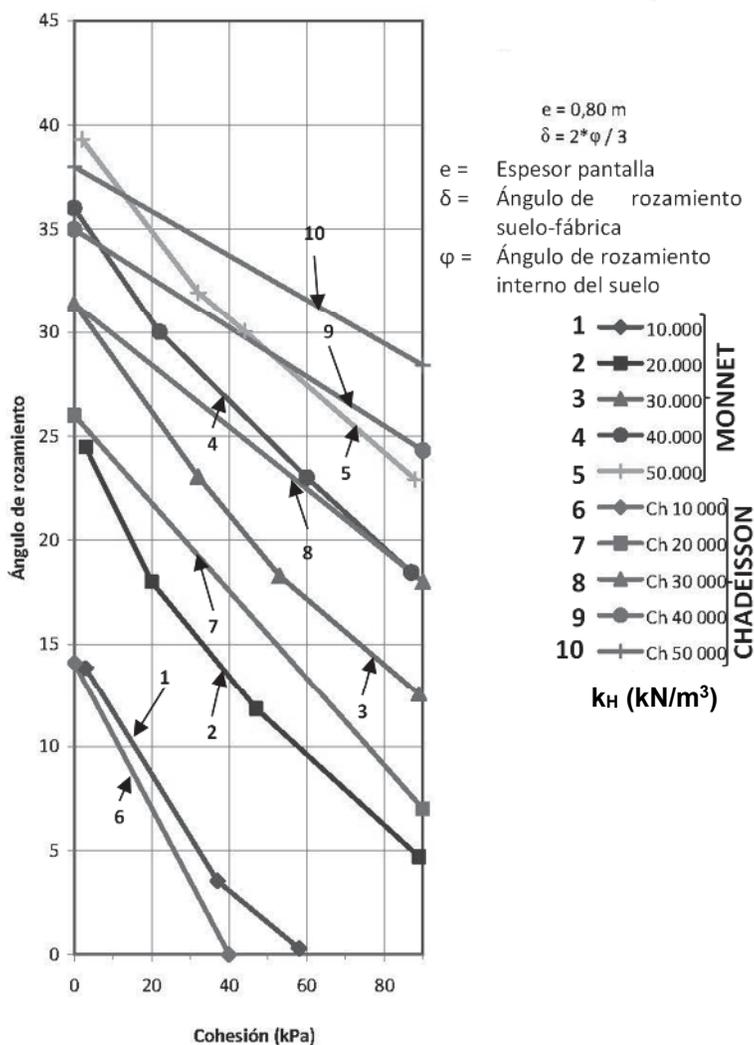


Fig. 15 – Superposición de los ábacos de Chadeisson y Monnet para K_H (Arozamena, 2013)

Ábaco de Arozamena

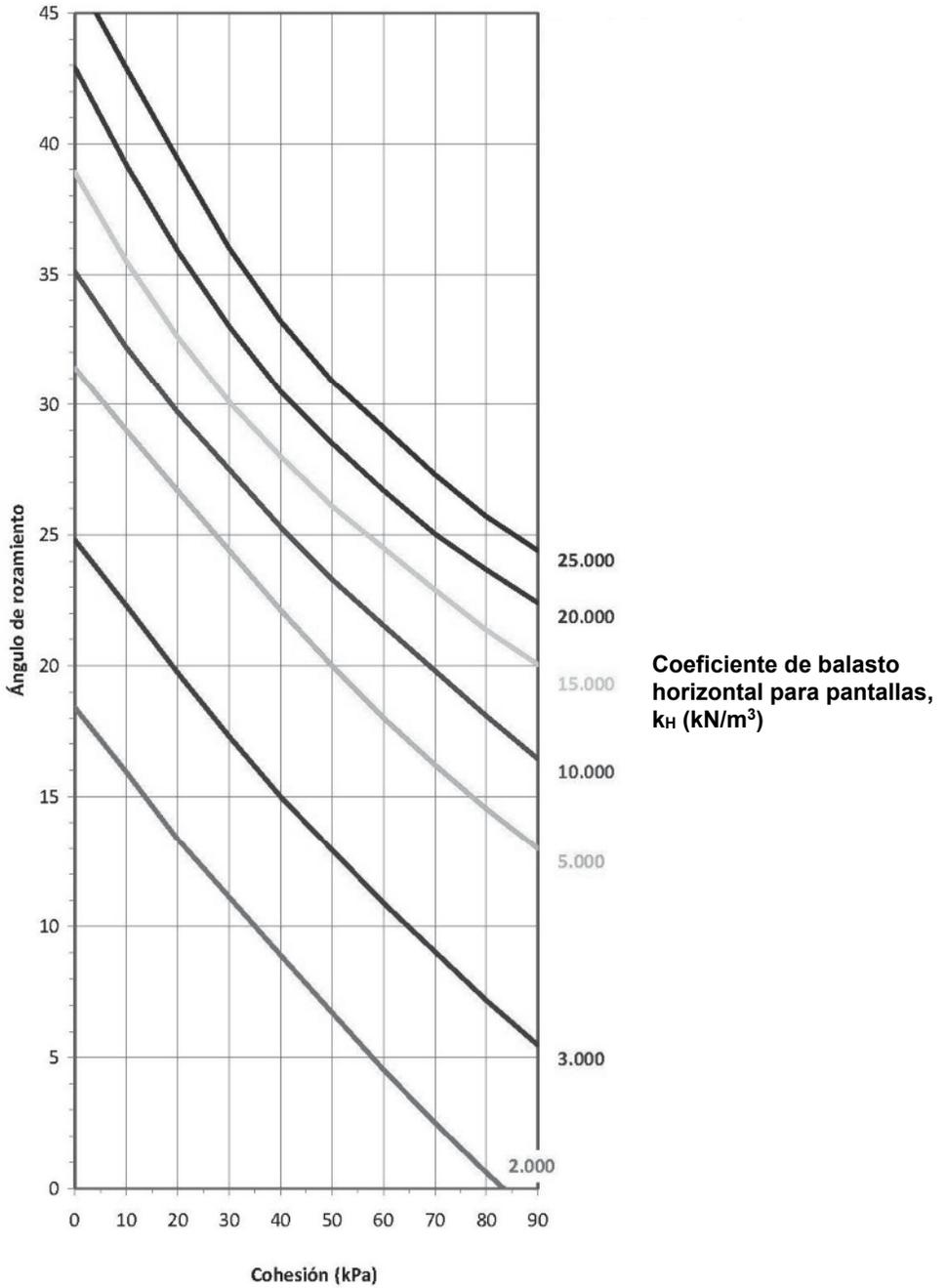


Fig. 16 – Ábaco de Arozamena para K_H (2013)

5 – EMPUJES DEDUCIDOS EN LA PANTALLA VERTICAL DE MICROPILOTES PARA VARIOS TIPO DE SUELO

Utilizando el modelo geotécnico y los resultados considerados en el análisis de los capítulos anteriores, este estudio se amplificó para varios tipos de suelos, con y sin cohesión, con el objetivo de elaborar leyes de empujes para otros casos futuros y similares.

Una de las cosas que hay que tener en cuenta, además de lo comentado, en el caso de la pantalla del hospital de Granada, es que se trata de una pantalla que puede calificarse como flexible, en que el empotramiento bajo el máximo nivel de excavación no es importante y si lo son los apuntalamientos que tiene a lo largo de toda la profundidad excavada (en este caso, anclajes).

Ello recuerda el caso de las excavaciones entibadas clásicas en que, primero, se hincan unos perfiles metálicos y, después, se van apuntalando a medida que se excava. Es el caso de la típica entibación del “muro berlines” o de la tablestaca. Ya hace bastantes años, se hicieron medidas en este tipo de sistemas de contención flexibles y hasta se recomendaron los empujes con que deberían calcularse dichos elementos. En la Figura 17, se reproducen las recomendaciones de Peck (1969) en su Ponencia General al Congreso Internacional de Mecánica del Suelo de México. Como se aprecia en dicha figura, por ejemplo, para arenas sobre el nivel freático los empujes se pueden considerar constantes con la profundidad e iguales a $0,65 \gamma H_{KA}$, es decir, algo menores que el máximo valor del empuje activo en el fondo de la excavación (γH_{KA}), pero mayores que los activos en la mitad superior de la excavación. Esto viene a suponer que las entibaciones no permiten la descarga del terreno (para alcanzar el estado activo) y que en la parte superior de la excavación el empuje viene a ser el del reposo e, incluso, algo de pasivo en el caso de arcillas y limos muy sobreconsolidados por desecación, los empujes equivalen a un empuje menor, claramente, que el activo (Figura 17).

En nuestro caso, si consideramos el terreno, en principio, sin cohesión, y consideramos como válidos los empujes medidos (deducidos del cálculo) para los casos que mejor se han aproximado (en movimientos) a los medidos en obra, los empujes unitarios movilizados por la pantalla (bien como acciones, bien como reacciones), e_z , pueden ser claramente superiores a los correspondientes al empuje activo, e_{ZKA} , como puede verse en la Figura 18. Esta hipótesis se ha hecho como comprobación de la tesis de Peck. En ella se aprecia que en el centro de la zona excavada se llegan a empujes del orden de dos veces el empuje activo, lo que puede equivaler al empuje en reposo, considerando que no hay cohesión, si esto se tuviera en cuenta, los empujes activos de referencia serían menores, con lo que los empujes movilizados podrían ser del orden de 2,50 veces el empuje activo (considerado con variación lineal desde superficie). Esto solo es para valores con sólo rozamiento.

En la Figura 19 y siempre con la hipótesis que los empujes horizontales deducidos de los cálculos, que dan los movimientos más próximos a los medidos, son los correctos (aunque no se hayan medido), se puede representar el intervalo de variación de dichos empujes. Tienen una cierta tendencia al aumento de empujes con la profundidad, aunque en el tercio inferior de la zona excavada vienen a mantenerse constantes para disminuir prácticamente a cero por debajo de la excavación máxima. En esa figura, estos valores de referencia se han comparado con los empujes activos, e_{ZKA} , deducidos de cuatro hipótesis: a) Dos de ellas sin ninguna cohesión, con un ángulo de rozamiento interno de 30° en el relleno y un ángulo de rozamiento interno en la Formación Alhambra entre 30 y 36° . b) Para una cohesión global de 60 kPa y análogas hipótesis sobre el ángulo de rozamiento interno en los rellenos y en la Formación Alhambra. Estas leyes, lógicamente aumentan linealmente con la profundidad y proporcionan valores, en general, menores que los deducidos como válidos en estos nuevos cálculos (hasta unos 9 m de profundidad, en que no hay un descenso de estos valores, seguramente porque la distribución de anclajes o su tesado tuvo alguna irregularidad en esa zona).

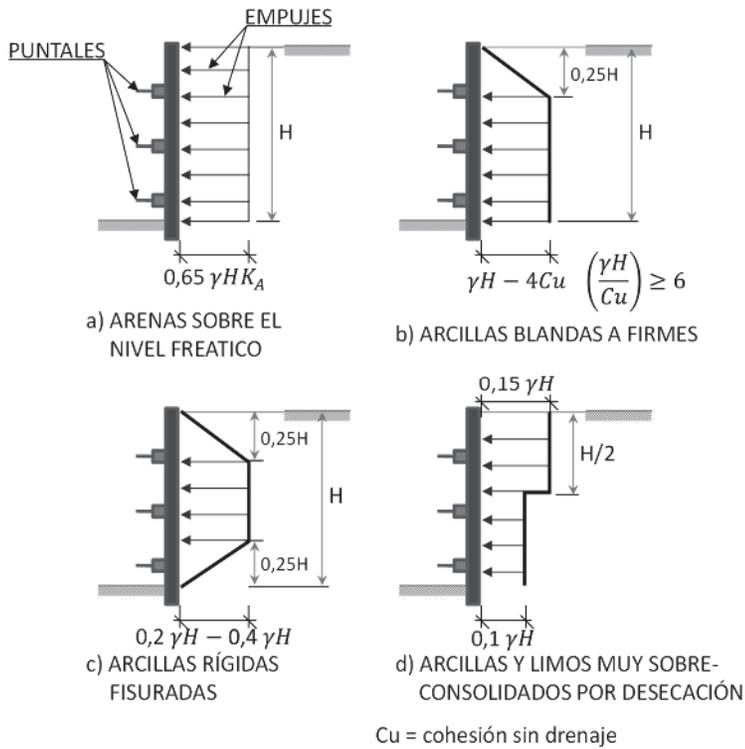


Fig. 17 – Recomendaciones de Peck (1969)

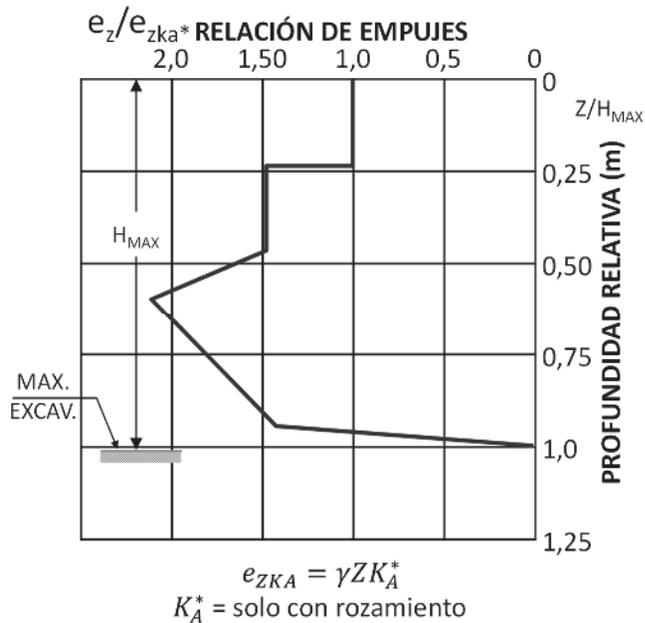


Fig. 18 – Empuje movilizado en relación con empujes del terreno con solo rozamiento

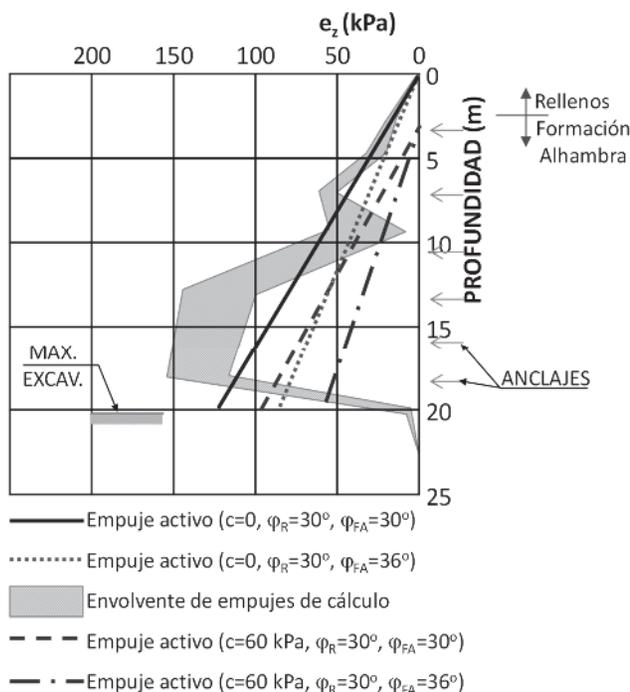


Fig. 19 – Relación entre empujes sobre la pantalla y la profundidad (Relación entre carga de anclajes entre 70% y 100%)

Esa ley de empujes deducida como válida se ha simplificado, con el resultado representado en la Figura 20, en que en la mitad inferior de la excavación se han mantenido constantes los empujes y se han suavizado las reacciones en la parte media superior. De esta forma los empujes máximos sobre la pantalla de micropilotes se sitúan entre el 60% y el 90% de la profundidad máxima, con valores máximos que pueden oscilar entre 0,80 y 1,25 veces el empuje activo ($e_{ZK}=\gamma ZK_A$, siendo Z la altura considerada desde superficie y K_A el coeficiente de empuje del terreno, considerando sólo el rozamiento, sin cohesión).

Todo lo anterior indica la clara interacción que hay entre el terreno y la pantalla, aunque ésta sea flexible. Ello muestra que la Figura 20 da una idea de lo que se trata, aunque no tenga cohesión el terreno.

En la Figura 21, se ha representado el valor máximo de esta oscilación de empujes, para ser conservadores, considerando dicha ley de variación de la reacción con la profundidad como una ley recomendable a efectos de cálculo práctico. La comparación con el caso del valor mínimo del empuje activo que se suele considerar habitualmente, indica una clara superioridad de lo obtenido en el cálculo y una diferencia notable en la variación de empujes con la profundidad.

Por último, se ha representado la Figura 22, en la que se han comparado las diversas teorías de empuje de Peck (1969), con los resultados antes comentados sobre empujes recomendados.

Las leyes correspondientes a empujes de arcillas fisuradas sobre entibaciones flexibles se parecen en forma (trapezoidal, aproximadamente), pero con valores que son claramente superiores, a los obtenidos en estos cálculos en la mitad superior de la zona excavada. La ley de empuje de arenas sobre entibaciones flexibles (ley de empujes constantes) infravalora los empujes en la mitad inferior de la zona excavada (respecto a los ahora obtenidos denominados “análisis prácticos” en la Figura 22) pero los supravalora en la mitad superior y la ley de empujes activos infravalora también los empujes en esa zona.

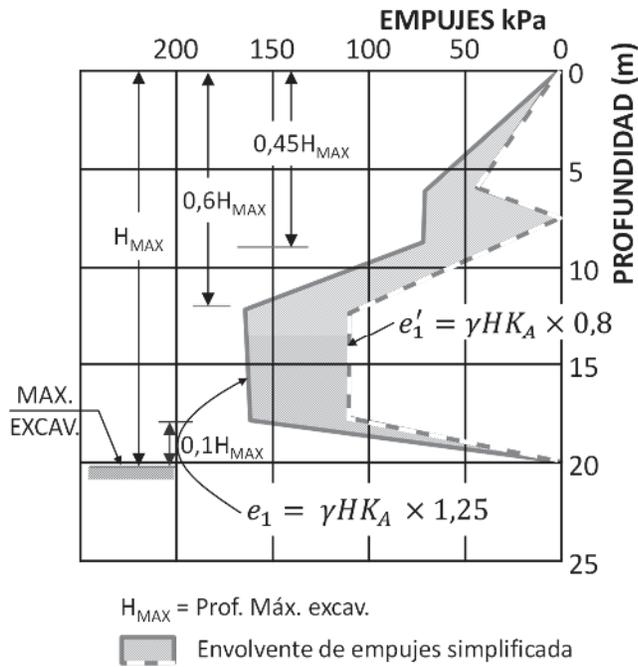


Fig. 20 – Empujes simplificados con la profundidad (con cohesión de 40-60 kPa, $\phi' = 30-36^\circ$, $T=70$ a 100%). Sólo para valores de más alta presión

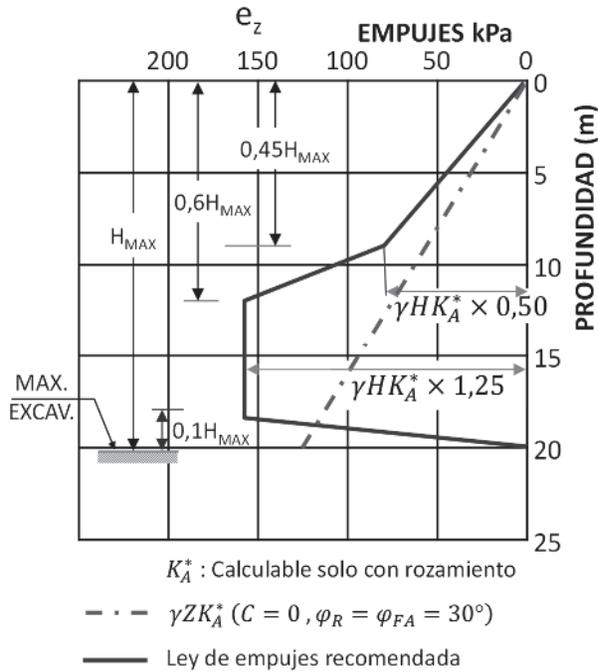


Fig. 21 – Posible ley simplificada de cálculo para pantallas de micropilotes con varias filas de anclajes

En la realidad parece que toda la parte superior (en que los anclajes se separan más), permite una decompresión relativa del terreno que rebaja los empujes. Sin embargo en las entibaciones flexibles pero con muchos puntales, se consigue una rigidez relativa mayor en la zona superior excavada, por lo que los empujes pueden ser mayores a los que aquí resultan. La deformabilidad de los anclajes permite, además, una cierta relajación en la parte superior que hace que disminuyan los empujes (y los momentos flectores, en consecuencia).

El caso estudiado en este capítulo (pantalla anclada con las características medias de la aquí empleada), permite una mayor flexibilidad, lo que conduce a una ley de empujes a recomendar (Figuras 21 y 22); con un volumen de empujes total de menor magnitud que las leyes propuestas por Peck (1969), incluso aunque consideremos las arcillas rígidas fisuradas. Así se ha simplificado el análisis. En el caso que nos ocupa (arenas cementadas, con cohesión) estaríamos en un rango intermedio entre las arcillas fisuradas y las arenas sueltas. Aun así, los empujes se parecen más a los de las arcillas fisuradas, pero con menor magnitud que los que recomienda Peck en la mitad superior de la zona excavada.

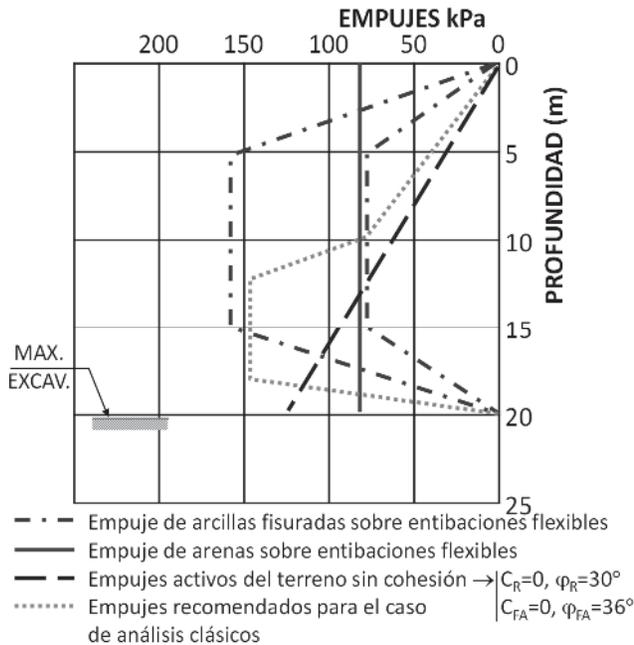


Fig. 22 – Comparación de diversas teorías de empujes con los recomendados para análisis prácticos ($c'=40-60$ kPa, $\phi'=30-36^\circ$, $R_h=500.000$ kN/m² y una fuerza de 70% de anclaje final)

6 – CONCLUSIONES

A manera de conclusiones pueden destacarse los siguientes puntos:

- En una solución, no convencional, como la aquí descrita, es indispensable la auscultación – como mínimo – con varios inclinómetros, a fin de poder comparar las previsiones de cálculo con el comportamiento real. Esta auscultación debería completarse con el control de la medida de esfuerzos en los anclajes.
- En suelos cementados el establecer los parámetros geotécnicos es difícil, ya que lo es la toma de muestras inalteradas, el disponer de muestras intactas para introducir en los aparatos de laboratorio, etc. Por eso, la interpretación de la instrumentación de una obra de

este tipo, puede permitir el determinar unos parámetros geotécnicos adecuados. O, al menos, un intervalo representativo bastante acotado.

- La introducción de un número elevado de anclajes disminuye la influencia de la deformabilidad del terreno, pero no la de la cohesión y el rozamiento interno.
- Los parámetros obtenidos están en el orden de magnitud de los deducidos de la obra del Metro de Granada, aunque con pocas secciones interpretadas.
- Para obras futuras en la Ciudad de Granada (Ampliación del Metro Ligerero y otras excavaciones profundas) los parámetros geotécnicos deducidos en este trabajo (siempre difíciles de determinar, al ser suelos cementados) pueden servir para diseñar obras de forma menos conservadora.
- Se puede adoptar una ley de empujes simplificados entre las leyes tipo de suelos arenosos y arcillas rígidas recomendadas por Peck (1969). En este artículo se han comparado los resultados obtenidos con las leyes de Peck (para excavaciones a cielo abierto y con muchos puntales). En este caso, el gran número de anclajes (7 niveles) puede asimilarse a un muro muy apuntalado. La ley recomendada está entre la de la arcilla rígida y la de suelos arenosos de densidad media-alta, con los mayores empujes similares a los de la arcilla rígida, pero con un volumen menor de empujes. El máximo valor está por debajo de la mitad de la excavación. Como en el caso de los parámetros geotécnicos, esta conclusión puede utilizarse para suelos cementados como los de Granada.

7 – AGRADECIMIENTOS

Los autores de este trabajo quieren expresar su agradecimiento a la Dirección de Obra del Hospital de Nuestra señora de la Salud de Granada, así como a la Constructora Puerta Monaita, S.L., por las facilidades dadas para disponer de las medidas de los inclinómetros y el conocimiento de las fases de Obra.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arozamena, P. (2013). *Comportamiento del Terreno durante las obras de construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla en los tramos de túnel entre pantallas y en las estaciones subterráneas*. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.
- Botello, A. (2015). *Sobre el comportamiento de micropilotes trabajando a flexión y/o cortante en estructuras de tierra*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Chadeisson, R. (1961). *Parois continues moulées dans le sol*. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volumen 2, pp. 563-568. París.
- CYPE (2005) *Cálculo de pantallas continuas*. Empresa de Esquema de cálculo para calcular hormigón armado.
- García Piqueras, M. A. (2011). *Deformabilidad en pantallas de hormigón. Obras del Metro Ligerero de Granada*. Tesis del VI Master en Túneles y Obras Subterráneas. AETOS-CICCP-U.P.M. No publicado.
- Monnet, A. (1994). *Module de reaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements*. Revue Française de Géotechnique (65), pp. 67-72.
- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. Proc. 7th ICSM FE. México.

Reyes, D. (2010). *Estudio de pantallas en ámbito urbano. Análisis de movimientos en pantallas discontinuas en suelos cementados: Metro de Granada*. Tesis del V Master en Túneles y Obras Subterráneas. AETOS-CICCP-U.P.M. No publicado.

ENSAIO BIDIRECIONAL: CARACTERÍSTICAS, INTERPRETAÇÃO E ESTUDOS DE CASOS DE ESTACAS MOLDADAS *IN LOCO* NO BRASIL

Bi-directional test: characteristics, interpretation and case studies of cast-in-situ piles in Brazil

Thaís Lucouvicz Dada*
Faiçal Massad**

RESUMO – O ensaio bidirecional (Silva, 1983) tem sido cada vez mais utilizado na verificação do comportamento de estacas carregadas axialmente. Há várias metodologias de interpretação para a obtenção da curva carga-recalque equivalente para carregamentos no topo (prova de carga estática convencional), porém, ainda não há diretrizes de aplicação bem definidas no Brasil. Após um breve histórico e descrição do ensaio, o trabalho apresenta estudos de casos de três estacas moldadas *in loco* (estação e raiz), em que se aplicaram o "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995) e o método de Massad (2015). Além destes, aplicaram-se as formulações de Fleming (1992), à semelhança da metodologia de England (2005; 2009). Os resultados foram coerentes com os obtidos por métodos semi-empíricos baseados no SPT, em termos de capacidade de carga, e por ensaio de carregamento dinâmico, disponível em um dos casos. Conclui-se que, para estacas curtas ou rígidas, os métodos apresentados são adequados, sendo mais realistas o de Massad (2015) e o aplicado com base em Fleming (1992), pois consideram a compressibilidade da estaca.

SYNOPSIS – The bi-directional test (Silva, 1983) has been increasingly used to verify the behavior of axially loaded piles. There are various interpretation methodologies to obtain the equivalent top-down load-settlement curve (conventional static load test), however, there are still no clear application guidelines in Brazil. After a brief history and a description of the test, the paper presents case studies of three cast-in-situ piles (drilled and root piles), in which the "traditional method" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995) and the method of Massad (2015) were applied. In addition to these, the Fleming (1992) solutions were applied, similar to the methodology of England (2005; 2009). The results were coherent with estimates by semi-empirical methods based on SPT data, in terms of bearing capacity, and with dynamic load test results, available in one case study. It's concluded that, for short or rigid piles, the methods presented are adequate. The method of Massad (2015) and the applied one based on Fleming (1992) are more realistic, since they consider the pile compressibility.

Palavras Chave – Ensaio bidirecional, O-cell, Prova de carga em estaca, Curva carga-recalque.

Keywords – Bi-directional test, O-cell, Pile load test, Load-settlement curve.

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Fellenius (2017), as primeiras experiências de instalação de macacos hidráulicos em profundidade, consolidados no fuste ou na base de estacas, foram executadas de maneira independente por Gibson e Devenny (1973), Amir (1983), Horvath et al. (1983) e pelo brasileiro Elísio Silva (Silva, 1983), para aferição do comportamento da ponta e execução de ensaios bidirecionais. Silva (1983; 1986) introduziu o invento e a técnica do ensaio bidirecional na indústria brasileira da construção civil, através da empresa Arcos Engenharia. Paralelamente, Osterberg

* Engenheira Civil, Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, Brasil. E-mail: thaïslcada@gmail.com

** Professor Titular, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo-SP, Brasil. E-mail: faical.massad@usp.br

(1989) desenvolveu estudos nesta área e, no final dos anos 1980, apresentou um dispositivo semelhante. Em 1988, houve colaboração entre Elísio Silva e Osterberg, sendo que este patenteou e divulgou o produto, através da empresa Loadtest, atual Fugro Loadtest, ganhando popularidade internacionalmente.

Para a execução do ensaio bidirecional, utilizam-se as células expansivas (expancells) ou O-cells, quando se refere à patente de Osterberg, que consistem simplificada de macacos hidráulicos de sacrifício. É necessária a instalação de uma ou mais expancells dentro da estaca. Em estacas moldadas *in loco*, elas são consolidadas à armação, sendo deixado um tubo para o suprimento hidráulico.

Conforme indica a Figura 1, as expancells são expandidas hidráulicamente, empurrando o "trecho I" da estaca para cima, que é parte do fuste da estaca, e o "trecho II" para baixo, correspondendo ao restante do fuste mais a ponta da estaca, sem haver a necessidade de sistemas de reação para os carregamentos impostos. O nível de instalação da expancell é definido aproximadamente no ponto de equilíbrio das forças que atuarão durante o ensaio, sendo o peso submerso do trecho I da estaca, as resultantes de atrito lateral de cada trecho e a resistência de ponta. No trecho II, deve-se somar a pressão da água à força aplicada na expancell (Fellenius, 2017).

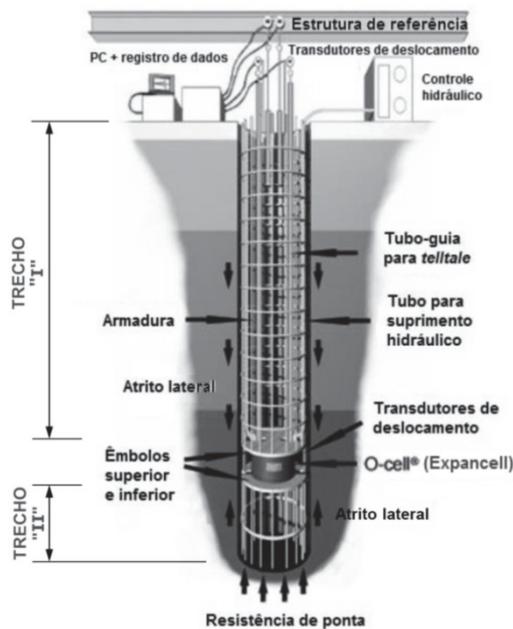


Fig. 1 – Esquema ilustrativo do funcionamento do ensaio bidirecional, com indicação dos trechos da estaca "I" e "II" (adaptado de Fugro Loadtest, 2017).

Silva (1983; 1986) e Osterberg (1989) admitem que as tensões de atrito lateral geradas durante o ensaio, que têm sentido para baixo, possuem o mesmo valor que as geradas quando o carregamento se dá pelo topo da estaca, com o sentido para cima. Entretanto, Osterberg (1989) discute que isso ocorre para solos coesivos, mas que, para solos não coesivos, o atrito resultante para um carregamento no topo da estaca é algo maior que para carregamento de baixo para cima, e, portanto, ao assumir o mesmo valor, a diferença está a favor da segurança. Há um consenso geral em se adotar essa igualdade. England (2005) comenta que não há evidências de que seriam diferentes, sendo a hipótese, no mínimo, conservadora para solos arenosos, com base no exposto por Osterberg (1989).

Fellenius (2017) contradiz as hipóteses de que haveria diferenças, afirmando que a igualdade é verdadeira.

Os movimentos ascendentes e descendentes são medidos com *tell tales*, instalados no nível da expancell, e com defletômetros ou transdutores de deslocamentos, no topo da estaca. São obtidas curvas carga-recalque para os trechos I e II da estaca, que permitem: a) separar as parcelas de atrito lateral e ponta, pois em geral a expancell é instalada próxima à ponta da estaca; e b) estimar a curva-carga recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional.

Atualmente, observa-se que a técnica do ensaio bidirecional está sendo amplamente utilizada no mundo (Fellenius, 2017; Nguyen et al., 2017; Seo et al., 2016). Além das técnicas executivas descritas nos parágrafos anteriores, as estacas submetidas ao ensaio têm sido instrumentadas ao longo do fuste e mesmo abaixo da expancell, de modo a se obter as funções de transferência de carga em vários níveis ao longo da profundidade. Também têm sido executados ensaios com a instalação de expancells em mais de um nível, técnica para se obter mais informações sobre as cargas últimas.

Para a obtenção da curva carga-recalque equivalente, há diversas metodologias. O "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998) admite que a estaca é infinitamente rígida. Outros métodos foram desenvolvidos considerando a compressibilidade da estaca. Destacam-se os métodos de England (2005; 2009), que é feito através de *software* ("Cemsolve"), com utilização das soluções de Fleming (1992), sendo utilizado pela empresa Fugro Loadtest; o de Fellenius (2014; 2017), autor que possui inúmeros trabalhos publicados na área e cujo método também necessita de *software* ("UniPile"); e o método de Massad (2015), este sendo analítico, baseado no coeficiente c' , correlato do coeficiente c de Leonards e Lovell (1979). Também há outros métodos, embora menos conhecidos e utilizados de maneira geral, como os de Kwon et al. (2005), Lee e Park (2007), Mission e Kim (2001) e Kim e Chung (2012).

Este artigo apresenta estudos de caso de três estacas moldadas *in loco* (duas estacas escavadas de grande diâmetro, chamadas no Brasil de "estacões", e uma estaca raiz), instaladas em obras de arte viárias no Brasil, que foram submetidas ao ensaio bidirecional. Tem-se por objetivo apresentar e comparar as curvas carga-recalque equivalentes estimadas através dos diferentes métodos: a) o "método tradicional", demonstrando que sempre resulta em deslocamentos menores, já que admite a estaca infinitamente rígida; b) o método de Massad (2015); e c) a aplicação direta das formulações de Fleming (1992), incorporadas por England (2005; 2009) em seu método. Estes métodos foram escolhidos ou por serem os mais populares ou por apresentarem soluções matemáticas mais simples, além de não necessitarem de programas computacionais específicos.

Os resultados em termos de capacidades de carga foram comparados com estimativas feitas através de métodos semi-empíricos, em uso no Brasil, baseados em dados de investigação geotécnica nos locais estudados. Em um dos estudos de caso, faz-se também se uma comparação com resultados de um ensaio de carregamento dinâmico executado na mesma estaca.

2 – MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA

Para o dimensionamento de estacas no Brasil, são amplamente utilizados os métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga global, que se baseiam, em geral, em dados de SPT. Os mais utilizados são o de Décourt-Quaresma (Décourt e Quaresma, 1978; Décourt, 1982; Décourt, 1996, mantido em 2016) e o de Aoki-Velloso (Aoki e Velloso, 1975; Cintra e Aoki, 2010). Destaca-se o método de Cabral (1986), específico para estaca raiz.

Os métodos resultam em estimativas de cargas totais últimas aproximadas, sendo em geral conservadores. A própria medida do índice SPT, em que se baseiam os métodos, é sujeita a imprecisões. Para estacas escavadas, a norma brasileira de fundações (ABNT NBR 6122, 2010) restringe o uso da resistência de ponta última estimada, devido à metodologia executiva empregada, podendo ficar material solto ou amolgado sob a ponta da estaca. Nessas condições, em geral essa restrição se aplica a estacas moldadas *in loco*.

Nos estudos a serem apresentados, observa-se que os ensaios bidirecionais executados reforçam a validade desta restrição da norma nas obras brasileiras, pois duas das três estacas ensaiadas resultaram com resistência de ponta inferior à estimada pelos métodos semi-empíricos.

3 – ENCURTAMENTO ELÁSTICO DE ESTACAS

Durante o carregamento axial de uma estaca, de cima para baixo, feito a partir do topo com uma carga P_o , ocorre seu encurtamento elástico Δe_{top} , que pode ser calculado através do coeficiente c de Leonards e Lovell (1979), conforme a equação (ver lista de símbolos em anexo):

$$\Delta e_{top} = c \cdot \frac{A_l}{K_r} + \frac{Q_p}{K_r} \quad (1)$$

onde A_l e Q_p são, respectivamente, as parcelas de cargas de atrito e de ponta, transferidas ao solo, de tal forma que:

$$P_o = Q_p + A_l \quad (2)$$

K_r é a rigidez da estaca como peça estrutural, com comprimento L , área da seção transversal S e módulo de elasticidade E , dada pela equação:

$$K_r = \frac{E \cdot S}{L} \quad (3)$$

O coeficiente c é definido pela equação:

$$c = \frac{A_l - \bar{A}_l}{A_l} \quad (4)$$

isto é, pela relação entre o atrito lateral médio transferido pela estaca ao solo, $A_l - \bar{A}_l$, e o atrito lateral total, A_l (ver a Figura 2-a). Pode-se provar que c é igual à área hachurada dessa figura dividida pelo produto $A_l \cdot L$. De qualquer forma, requer-se o conhecimento da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.

Para casos simples de distribuição do atrito lateral unitário (f), Leonards e Lovell (1979) apresentaram ábacos para a determinação de c . Assim é que, para distribuição uniforme de f , $c = 0,5$ e, para distribuição linearmente crescente com a profundidade, $c = 2/3$.

Durante ensaios bidirecionais, o carregamento do trecho I (fuste) é feito de baixo para cima, conforme a Figura 2-b. Neste caso, o encurtamento elástico (Δe_{bid}) é dado pela equação:

$$\Delta e_{bid} = c' \cdot \frac{A_l}{K_r} \quad (5)$$

onde c' é definido pela equação 4, porém, relacionada à Figura 2-b. O coeficiente c' é correlato ao coeficiente c de Leonards e Lovell (1979) e, como se desprende das Figuras 2-a e 2-b, vale a seguinte relação (Massad, 2015):

$$c + c' = 1 \quad (6)$$

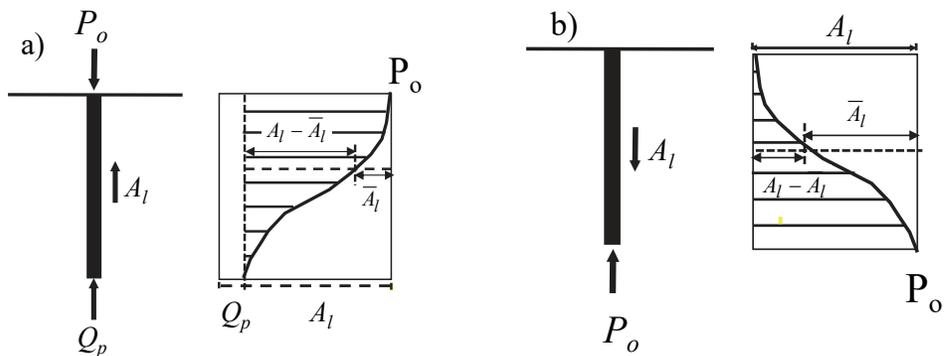


Fig. 2 – Distribuição da carga - a) carregamento a partir do topo; e b) ensaio bidirecional (fonte: Massad, 2015).

Massad (2015) também preparou os ábacos da Figura 3, para a obtenção do coeficiente c' em casos simples de distribuição do atrito lateral unitário, à semelhança do que fizeram Leonards e Lovell (1979) para carregamentos a partir do topo da estaca (de cima para baixo). De forma análoga, vê-se que, para distribuição uniforme do atrito lateral unitário último (f_u), $c' = 0,5$ (ver a Figura 3-a) e, para distribuição linearmente crescente com a profundidade, $c' = 1/3$ (ver a Figura 3-b).

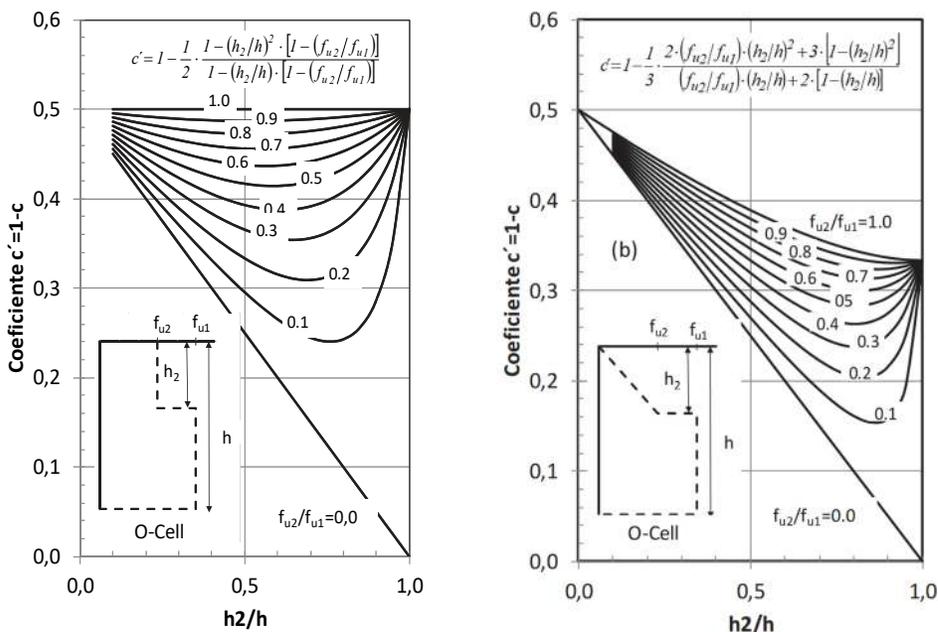


Fig. 3 – Ábacos para cargas ascendentes – Ensaio bidirecional (fonte: Massad, 2015).

Os coeficientes c e c' também podem ser aproximadamente determinados através de estimativas de atrito lateral unitário último ao longo do fuste (f_u ou f_{ult}) feitas por métodos semi-empíricos, como

os citados no item anterior. Uma determinação mais rigorosa de f se consegue através de instrumentação, com medidas do encurtamento da estaca em profundidade.

Massad (2015) mostra que, para a classificação da estaca, pode ser usado o coeficiente k , que mede a rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste, sendo $k = A_{l,ult} / (K_r \cdot y_l)$; lista de símbolos em anexo. Todas as estacas estudadas no presente trabalho resultam com $k < 2$, o que significa que são curtas ou rígidas.

4 – MODELO DE FLEMING PARA A PREVISÃO DA CURVA CARGA-RECALQUE

Fleming (1992) elaborou um modelo de previsão da curva carga-recalque de uma estaca carregada no topo, baseado em funções hiperbólicas de transferência de carga, para o atrito e para a ponta:

$$\frac{y_o}{f} = a + b \cdot y_o \quad (7a)$$

$$\frac{y_p}{r_p} = a' + b' \cdot y_p \quad (7b)$$

Nessas equações y_o é o recalque de um ponto do fuste, considerado no topo da estaca; f é o atrito lateral unitário; y_p é o recalque da ponta da estaca; r_p é a reação de ponta; e a , b , a' e b' são constantes. Dividindo-se as equações 7a e 7b por y_o e y_p , respectivamente, é fácil ver que, nos limites, para recalques tendendo ao "infinito", $b = 1/f_{ult}$ e $b' = 1/r_{p,ult}$.

O autor admitiu que o recalque do fuste é diretamente proporcional ao diâmetro D da estaca e decresce com aumentos de atrito unitário último. Com base nessa hipótese, introduziu o fator de flexibilidade adimensional M_s , permitindo determinar o parâmetro a , através da equação:

$$a = M_s \cdot \frac{D}{f_{ult}} \quad (8)$$

Fleming (1992) associou o fator M_s ao termo $\zeta \tau_s / (2G_s)$ de Randolph e Wroth (1978), onde ζ é igual a $\ln(r_m / r)$ e G_s / τ_s varia entre 500 e 2000. Sugeriu valores para M_s entre 0,001 e 0,004, admitindo, ademais, $\zeta = 4$, que corresponde a uma relação de L/r da ordem de 30, para subsolo homogêneo ($\rho = 1$). (Ver a lista de símbolos em anexo).

Para a determinação do termo a' da equação 7b, Fleming (1992) recorreu à solução de Boussinesq para sapata circular apoiada em um meio elástico com módulo de Young E_b , adotando um fator de correção do efeito da profundidade igual a 0,85, resultando na expressão:

$$a' = \frac{0,46 \cdot D}{E_b} \quad (9)$$

Inicialmente, Fleming (1992) desenvolveu soluções para estacas infinitamente rígidas, em que o deslocamento no topo da estaca (y_o) é igual ao deslocamento de qualquer ponto do fuste e da ponta. As equações seguintes sintetizam os resultados obtidos por esse autor, usando as notações e símbolos adotados neste trabalho:

$$A_l = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D / y_o} \quad (10a)$$

$$Q_p = \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0,58 \cdot Q_{p,ult} / (D \cdot E_b \cdot y_o)} \quad (10b)$$

$$P_o = \frac{A_{l,ult}}{1 + M_s \cdot D/y_o} + \frac{Q_{p,ult}}{1 + 0,58 \cdot Q_{p,ult}/(D \cdot E_b \cdot y_o)} \quad (10c)$$

Para considerar a compressibilidade da estaca, o autor indicou que seja adicionado o encurtamento elástico, que pode ser calculado através da equação 1 (carregamentos a partir do topo da estaca).

5 – MÉTODOS DE INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE ENSAIOS BIDIRECIONAIS

O ensaio bidirecional fornece as seguintes curvas carga-recalque (ilustradas nas Figs. 4 e 5), dependendo de onde são instalados os *tell tales*: uma ou duas para o trecho I da estaca, com medidas de deslocamento no topo da estaca e/ou no êmbolo superior da expancell, e uma para o trecho II da estaca, com medidas de deslocamento no êmbolo inferior da expancell. Quando a expancell está instalada próxima à ponta da estaca, pode-se considerar os deslocamentos iguais aos da ponta. Caso contrário, é desejável que se instale um *tell tale* junto à ponta da estaca, o que nem sempre ocorre.

A partir dos pontos lidos de carga-recalque, propõe-se a obtenção de curvas hiperbólicas aproximadas para a interpretação dos resultados. A capacidade de carga última de cada trecho da estaca foi obtida por extrapolação das curvas hiperbólicas resultantes, para deslocamentos infinitos. Utilizou-se solução gráfica semelhante à de Chin (1970; 1971) para a extrapolação da curva carga-recalque, isto é, $A_{l,ult}$ e $Q_{p,ult}$ foram obtidas, respectivamente, através dos gráficos de y_o/A_l versus y_o e de y_p/Q_p versus y_p (ponta fictícia).

Para a obtenção da curva carga-recalque equivalente para carregamentos a partir do topo da estaca, simulando a prova de carga estática convencional, podem ser usados o "método tradicional" (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998), ou métodos que considerem a compressibilidade da estaca, conforme indicado anteriormente. A seguir são descritos os três métodos utilizados nas análises dos estudos de caso.

5.1 – Método de Silva/ Osterberg

O método proposto por ambos os autores em seus trabalhos (Silva, 1983; 1986; Osterberg, 1995; 1998) consiste em somar as cargas que geram a mesma magnitude de deslocamento para cima e para baixo, correspondendo, respectivamente, aos trechos I e II da estaca. Esse procedimento pressupõe que a estaca é infinitamente rígida (Osterberg, 1995). É considerado como sendo o "método tradicional", por ser o inicialmente idealizado pelos precursores do ensaio bidirecional.

5.2 – Método de Massad

Massad (2015) apresenta três procedimentos para a obtenção da curva equivalente: o primeiro para quando se tem leituras de deslocamentos no êmbolo superior da expancell (Figura 4); o segundo, quando as leituras forem feitas apenas no topo da estaca (Figura 5); e o terceiro, quando se tem ambas as leituras.

O autor utiliza o conceito de ponta fictícia, ou seja, a curva carga-recalque do trecho II da estaca é admitida como sendo a curva da ponta fictícia, que inclui o atrito lateral do trecho II e a resistência de ponta real.

Resumidamente, e reportando-se às Figs. 4 e 5, o método consiste em somar as cargas A_l e Q'_p , respectivamente dos trechos I (movimento para cima) e II (movimentos para baixo) da estaca, para a mesma magnitude de deslocamento y'_p no topo e na ponta da estaca. Obtém-se assim a carga no topo da estaca (P_o), conforme a equação:

$$P_o = A_l + Q'_p \quad (11)$$

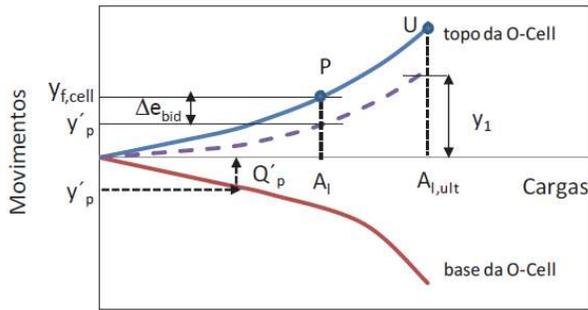


Fig. 4 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da célula (adaptado de Massad, 2015).

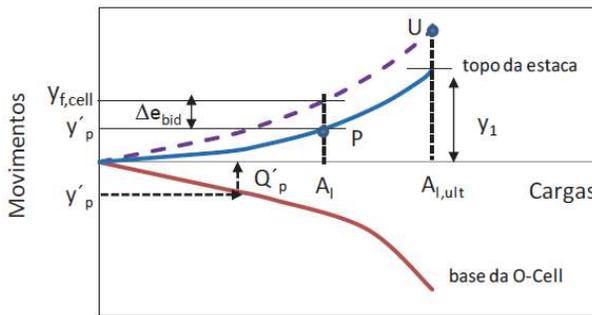


Fig. 5 – Curvas esquemáticas do ensaio bidirecional - movimentos para cima medidos no topo da estaca (adaptado de Massad, 2015).

Com o valor de A_l pode-se determinar o encurtamento elástico Δe_{bid} , indicado nas Figs. 4 e 5, através da equação 5.

Para se obter o deslocamento do topo da estaca (y_o), simulando carregamentos de cima para baixo, deve-se somar o recalque assumido para a ponta (y'_p) com o encurtamento elástico do fuste (Δe_{top}), dado pela equação 1. É fácil ver que a primeira parcela do segundo membro da equação 1 é igual a Δe_{bid} multiplicado por c/c' , o que permite escrever:

$$\Delta e_{top} = \Delta e_{bid} \cdot \frac{c}{c'} + \frac{Q'_p}{K_r} \quad (12)$$

Dessa forma, chega-se à equação:

$$y_o = y'_p + \Delta e_{bid} \cdot \frac{c}{c'} + \frac{Q'_p}{K_r} \quad (13)$$

que fornece o valor de y_o . Trata-se de um cálculo aproximado de y_o , pois c e c' são determinados como foi indicado no item 3, supondo esgotamento do atrito lateral, hipótese essa validada para fins práticos por Massad (2015) através de vários casos de obra, incluindo os do presente trabalho. O procedimento é repetido para vários valores de y'_p , o que permite obter a curva equivalente para carregamentos de cima para baixo.

Quando se dispõe de leituras de deslocamentos tanto no êmbolo superior da expancell, quanto no topo da estaca, o valor de Δe_{bid} é obtido diretamente, por diferença entre os valores de deslocamentos medidos.

5.3 – Aplicação das formulações de Fleming

Para a previsão da curva equivalente tem sido utilizado o método de England (2005), que incorpora as formulações de Fleming (1992); é utilizado pela empresa Fugro Loadtest nos seus programas computacionais.

Neste trabalho preferiu-se fazer a aplicação direta das formulações de Fleming (1992). Inicialmente, procura-se ajustar funções hiperbólicas às duas curvas, relativas aos trechos I (fuste) e II ("ponta real ou fictícia") da estaca, conforme as eqs. 7a e 7b. Com a curva relativa ao fuste, determinam-se $A_{t,ult}$ e o fator M_s (equação 8) e, com a curva da "ponta", $Q_{p,ult}$ e E_b (equação 9). Com esses parâmetros, pode-se estimar a curva equivalente carga-recalque do topo, através da equação 10c, correspondente à condição estaca infinitamente rígida. Para a condição real, estaca compressível, basta adicionar o encurtamento elástico Δe_{top} , dado pela equação 1.

6 – APLICAÇÕES PRÁTICAS

São apresentadas aplicações práticas em três estacas de obras viárias no Brasil, contemplando estacas moldadas *in loco*. Duas delas, conhecidas como "estacões", têm diâmetros de 0,80 e 0,70 m e comprimentos totais de 17,6 e 20,0 m, respectivamente. A terceira é uma estaca raiz, de diâmetro nominal igual a 0,50 m e comprimento de 15,5 m, sendo embutida em saprolito a partir da profundidade de 8,1 m, onde seu diâmetro se reduz para 0,40 m. O Quadro 1 apresenta as informações gerais das estacas estudadas.

Quadro 1 – Estudos de caso – Informações gerais das estacas.

Tipo de Ensaio	Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	L_1 (m)	L_{II} (m)	Local
Ensaio Bidirecional	Estação (E-106)	0,80	17,6	10,1	7,5	São Paulo (Metrô)
Ensaio Bidirecional	Estação (E-244)	0,70	20,0	14,5	5,5	São Paulo (Metrô)
Ensaio Bidirecional e Ensaio de Carregamento Dinâmico	Raiz (E-B3)	0,50 / 0,40	15,5	10,5	5,0	Rio de Janeiro

Para cada um dos ensaios bidirecionais, executados nas três estacas estudadas, foram obtidas duas curvas carga-recalque: uma para o trecho I (fuste), sendo a leitura de deslocamentos feita no topo da estaca, e outra para o trecho II (ponta fictícia), com leituras de deslocamentos no êmbolo inferior da expancell.

6.1 – Estações do Metrô de São Paulo

Os estações estudados foram executados para a obra do Pátio do Oratório da Linha 15 (Prata), do Monotrilho da cidade de São Paulo, pertencente à Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ. A Figura 6 apresenta a locação dos estações (E-106 e E-244) e as sondagens à percussão executadas na região. Para o estação E-106, as sondagens mais próximas são a SP-2041, SP-2045 e SP-2067, distando, respectivamente, 11,4m, 18,6m e 16,8m do estação. Próximo ao estação E-244, encontram-se as sondagens SP-2076 e SP-2084, distando, respectivamente, 14,8m e 5,3m.

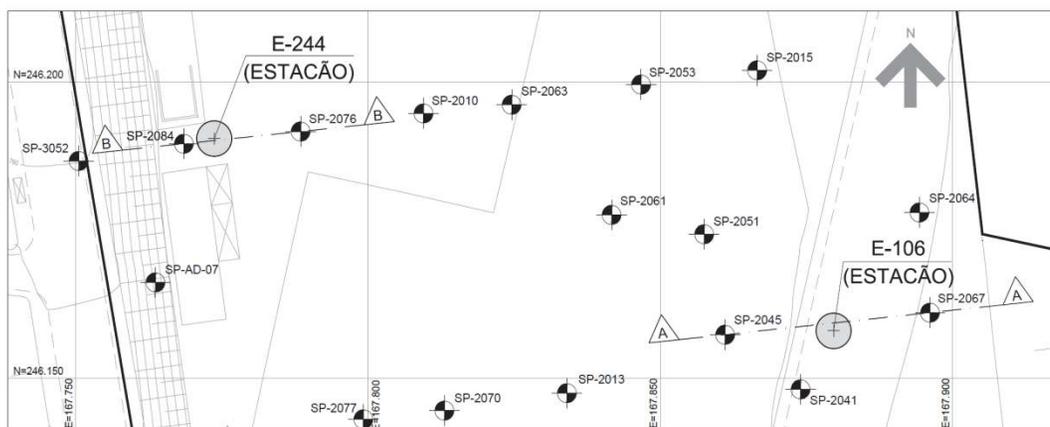


Fig. 6 – Planta de localização das estacas estudadas (E-106 e E-244), com indicação das sondagens próximas – Pátio do Oratório, São Paulo.

A obra está localizada na região da Bacia de São Paulo, da qual Monteiro et al. (2012) apresentam uma detalhada descrição geológica. No nível de instalação das estacas ocorrem sedimentos paleógenos do Grupo Taubaté, especificamente da Formação São Paulo. Superficialmente há presença de aterros.

6.1.1 – Estação E-106

O perfil geológico-geotécnico do subsolo no local do estação E-106 foi inferido a partir das sondagens SP-2041, SP-2045 e SP-2067, sendo apresentado na Figura 7. Sua localização em planta corresponde ao corte A-A, indicado na Figura 6. As sondagens revelam uma camada de aterro de 4 a 7m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas terciárias, ora pouco arenosas, com intercalações pontuais de camadas arenosas, com índices SPT de 3 a maiores que 50, em geral crescentes com a profundidade. Nas proximidades da expancell ocorre, pontualmente, aumento brusco dos SPT's, possivelmente associados a concreções de limonita, que são frequentes nesta região e formação de solo, segundo Riccomini e Coimbra (1992).

A Figura 7 também indica a posição das expancells (no total, três) instaladas no estação E-106, em relação aos perfis de sondagens. Cada expancell utilizada possui área interna de 132 cm², sendo instalados um tubo de suprimento hidráulico e um *tell tale* em cada uma delas. As mesmas estão consolidadas em um disco, preso à armação da estaca.

Os trechos da estaca acima e abaixo do nível das expancells, chamados respectivamente de trecho I (fuste) e II (ponta fictícia), como foi dito anteriormente, têm aproximadamente 10,1m e 7,5m de comprimento.

Para o trecho I, resultaram os seguintes parâmetros: $K_r \cong 1342$ kN/mm, sendo o módulo de elasticidade da estaca calculado através da formulação sugerida pela ABNT NBR 6118 (2014), considerando a contribuição da armação; $c \cong 0,73$, sendo aproximadamente calculado pelas distribuições de atrito lateral dadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma; e $c' = 1 - c \cong 0,27$.

A E-106 foi submetida ao ensaio bidirecional, tendo, no trecho I (fuste), deslocamento máximo de 3,55 mm, para carga corrigida de 809 kN, e, no trecho II (ponta fictícia), de -6,17 mm, para carga corrigida de 936 kN. As curvas resultantes do ensaio, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 8.

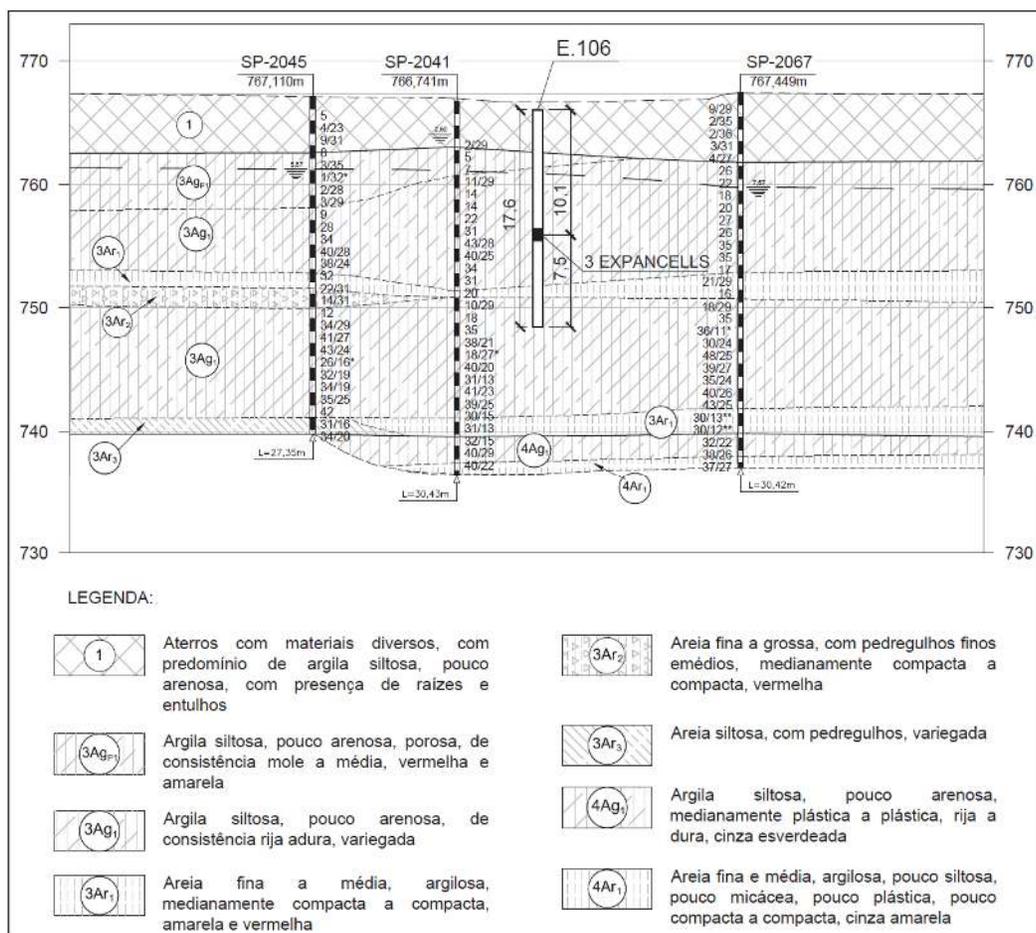


Fig. 7 – Corte A-A (Fig. 6): Perfil geológico-geotécnico do estação E-106. Os algarismos 3 e 4 indicam, respectivamente, as Formações S. Paulo e Resende.

Como o deslocamento do trecho I ("fuste") foi medido no topo da estaca, foi feita a estimativa do deslocamento a meia altura do "fuste" (y_f), descontando-se metade do encurtamento elástico, calculado através da equação 5. Assim, obteve-se a curva hiperbólica para o ponto médio do "fuste", também indicada na Figura 8. Observa-se que as curvas obtidas no topo da estaca e no ponto médio do "fuste" praticamente coincidem. Isto porque a estaca é curta ou rígida, uma vez que resulta com $k < 2$.

Por extrapolação das curvas, conforme a metodologia de Chin (1970; 1971), tem-se $A_{l,ult} \cong 855$ kN e $Q'_{p,ult} \cong 1.177$ kN, resultando numa carga total última de 2.032kN. A carga máxima de ensaio foi de 1.745 kN, como se depreende da Figura 8.

Observa-se ainda, na Figura 8, que a curva do trecho II apresenta um aumento brusco de deslocamento para o estágio de incremento de carga de 579 a 619 kN, sendo que, para o incremento consecutivo, a curva volta a apresentar comportamento semelhante aos estágios anteriores, com redução do coeficiente angular da tangente aproximada. Há duas hipóteses para a explicação deste comportamento anômalo. A primeira seria a ocorrência de solo desestruturado sob a ponta da estaca, mas provavelmente com pedaços de limonita, que podem ter provocado este tipo de comportamento.

A segunda hipótese seria o travamento das hastes dos extensômetros, devido a alguma interferência com o tubo guia ao longo da profundidade do *tell tale*.

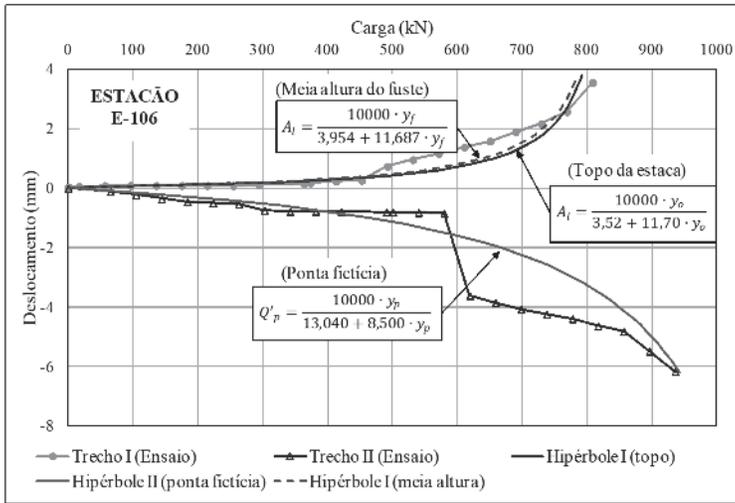


Fig. 8 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estação E-106.

A Figura 9 apresenta gráficos de comparação entre as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pelas cargas últimas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Na Figura 9-a, observa-se que as cargas de atrito lateral (trecho I) são semelhantes à média resultante entre os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Entretanto, quando se insere a resistência de ponta (trecho II), as cargas estimadas por métodos semi-empíricos são bem maiores que a resultante do ensaio (Figuras 9-b e c). Provavelmente há presença de solo solto ou amolgado sob a ponta real da estaca, resultando em baixa resistência durante o ensaio bidirecional.

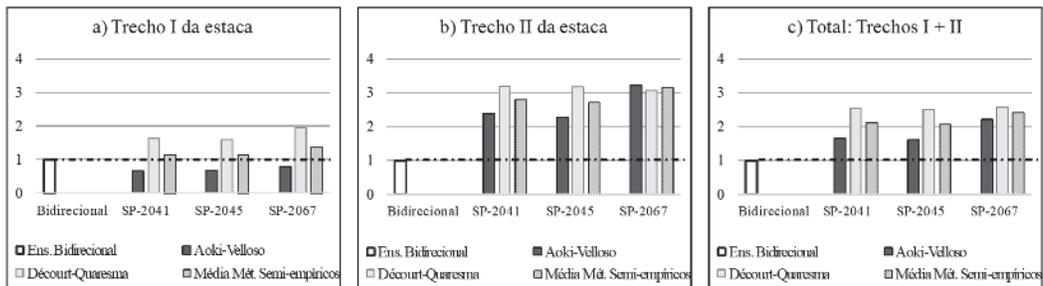


Fig. 9 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estação E-106.

Na Figura 10, observam-se as funções de transferência de carga para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), conforme o modelo de Fleming. Pelas funções de transferência de carga, resulta aproximadamente que o atrito lateral unitário último médio, f_{ult} , é igual a 34 kPa e a resistência de ponta última, $r'_{p,ult}$, é de 2341 kPa. Este valor corresponde à ponta fictícia.

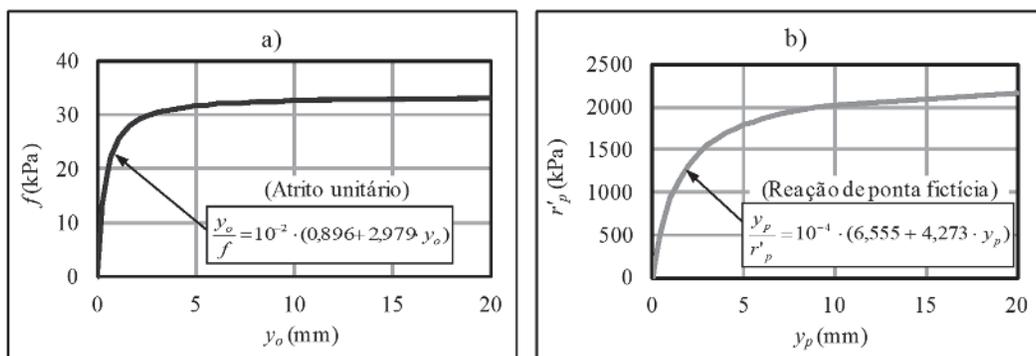


Fig. 10 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-106.

Por fim, a Figura 11 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional. Estão indicadas quatro curvas, duas admitindo-se estaca infinitamente rígida (Métodos de Silva/ Osterberg e com aplicação de Fleming para estaca rígida) e as outras duas, estaca compressível (Métodos de Massad e com aplicação de Fleming para estaca compressível).

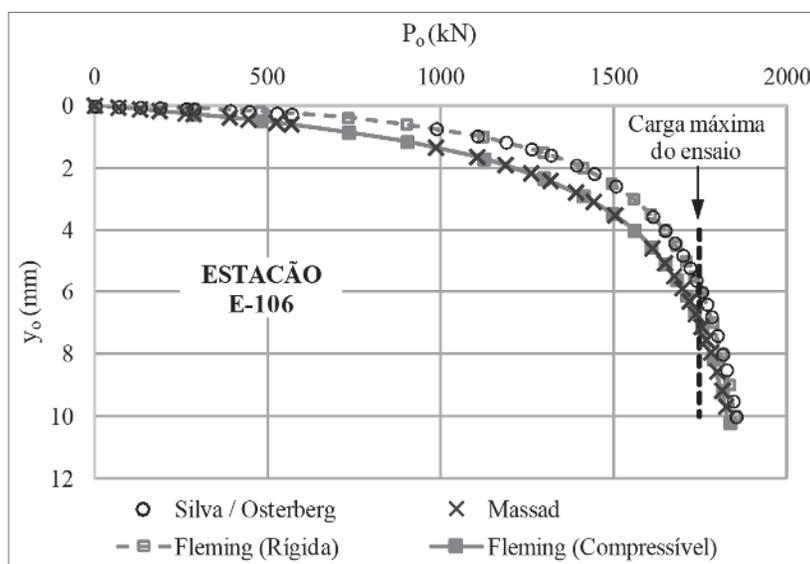


Fig. 11 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estação E-106.

Observa-se na Figura 11 que há boa convergência entre os métodos adotados considerando a mesma hipótese de compressibilidade da estaca, resultando em valores praticamente iguais, e, como era de se esperar, os deslocamentos para os modelos de estaca compressível resultaram algo maiores (diferença máxima da ordem de 1,2 mm). Esta diferença foi mínima porque a estaca é curta ou rígida, tendo $k < 2$, conforme citado anteriormente.

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0004, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s / \tau_s \cong 2000$, pois L_I / r é da ordem de 25

e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0,1$. Quanto ao módulo de elasticidade da ponta, E'_b , resultou em aproximadamente 556 MPa, para ponta fictícia.

Conforme a Figura 8, o recalque máximo do trecho II durante o ensaio bidirecional foi de 6,17 mm, medido nos êmbolos inferiores das expancells. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, que é mínimo, tem-se que o recalque da ponta da estaca ocorrido durante o ensaio foi da ordem de 6,17 mm, que corresponde a aproximadamente 0,8% de seu diâmetro.

6.1.2 – Estação E-244

No local do estação E-244, as sondagens próximas, SP-2076 e SP-2084 indicam uma camada de aterro da ordem de 10m de espessura, com índices SPT de 2 a 10, sobre argilas siltosas, ou silto-arenosas, terciárias, com índices SPT de 2 a 20 ao longo do nível do fuste da estaca, apresentando aumento brusco nos seus dois últimos metros, com valores maiores que 50. A Figura 12 apresenta o perfil geológico-geotécnico inferido do subsolo local, a partir das sondagens. Sua localização em planta corresponde ao corte B-B, indicado na Figura 6.

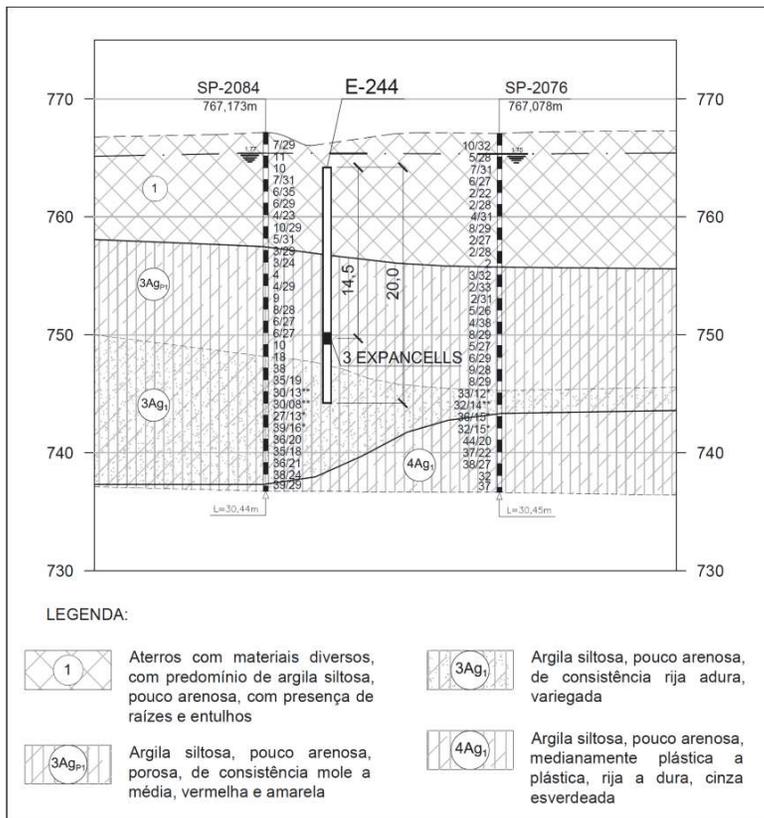


Fig. 12 – Corte B-B (Fig. 6): Perfil geológico-geotécnico – inferido a partir das sondagens próximas ao estação E-244.

Também está indicada, na Figura 12, a posição das expancells (no total, três) em relação aos perfis de sondagens. Os trechos I e II da estaca têm comprimentos aproximados de 14,5m e 5,5m, respectivamente. Para o trecho I da estaca, analogamente ao feito para a estaca anterior, resultaram os seguintes parâmetros: $K_r \cong 742$ kN/mm, $c \cong 0,49$ e $c' \cong 0,51$.

A E-244 foi submetida ao ensaio bidirecional, tendo deslocamento máximo no trecho I (fuste) de 15,36 mm, para carga corrigida de 1659 kN, e, no trecho II (ponta fictícia), de -3,95 mm, para carga corrigida de 1798 kN. Como dito anteriormente, o deslocamento do fuste foi medido no topo da estaca, sendo feitas a estimativa do deslocamento a meia altura do "fuste" (y_f) e a obtenção da curva hiperbólica do atrito lateral em função de y_f , que resultou semelhante à curva obtida no topo, uma vez que a estaca é curta ou rígida ($k < 2$). As curvas resultantes do ensaio, bem como as curvas hiperbólicas aproximadas adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 13.

Assim como observado para a estaca E-106, as curvas carga-recalque medidas durante o ensaio bidirecional (Figura 13) apresentam "degraus" referentes a deslocamentos pontuais bruscos, em certos estágios de carregamento. Interpreta-se que esta anomalia é provavelmente devida ao travamento das hastes dos extensômetros nas paredes do tubo guia dos *tell tales*.

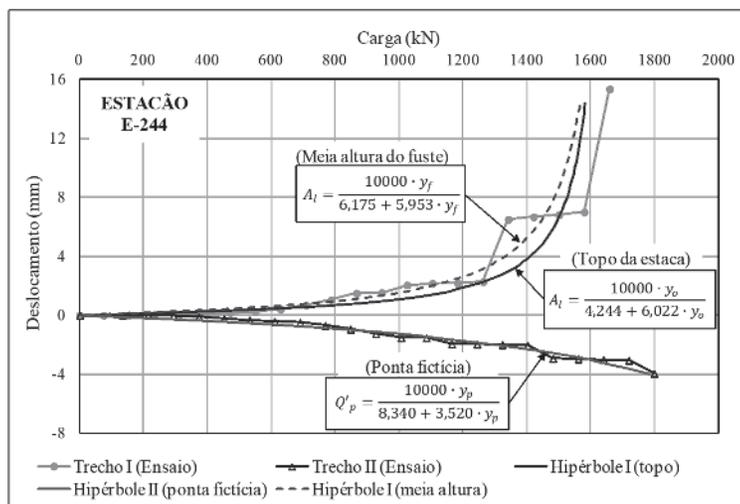


Fig. 13 – Obra do Pátio do Oratório do Metrô – Resultados do ensaio bidirecional no estação E-244.

Por extrapolação das curvas (Figura 13), tem-se $A_{l,ult} \cong 1.660$ kN e $Q'_{p,ult} \cong 2.841$ kN, resultando numa carga total última de 4.501 kN. A carga máxima de ensaio foi de 3.457 kN, como se depreende da Figura 13.

Os gráficos da Figura 14 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional e através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pelas cargas obtidas através do ensaio bidirecional, indicadas acima. Observa-se que os métodos semi-empíricos subestimam o atrito lateral no trecho I da estaca (Figura 14-a). Isto ocorre provavelmente porque, até a profundidade da expancell, existe uma camada de argila vermelha laterizada, com SPT de 3 a 10 golpes, valores esses que não condizem com as suas características de solo sobreadensado, que se comporta como riço a duro em alguns tipos de obras civis (Massad, 2012).

As estimativas de capacidade de carga, feitas apenas para o trecho II da estaca (Figura 14-b), resultaram próximas às obtidas através do ensaio bidirecional, para ambos os métodos semi-empíricos utilizados. As estimativas de cargas totais pelos métodos semi-empíricos (Figura 14-c) resultaram de 0,6 a 1,0 vezes o resultado pelo ensaio bidirecional. O melhor resultado global foi o do método de Décourt-Quaresma, relativo à sondagem SP-2084, mais próxima à estaca E-244.

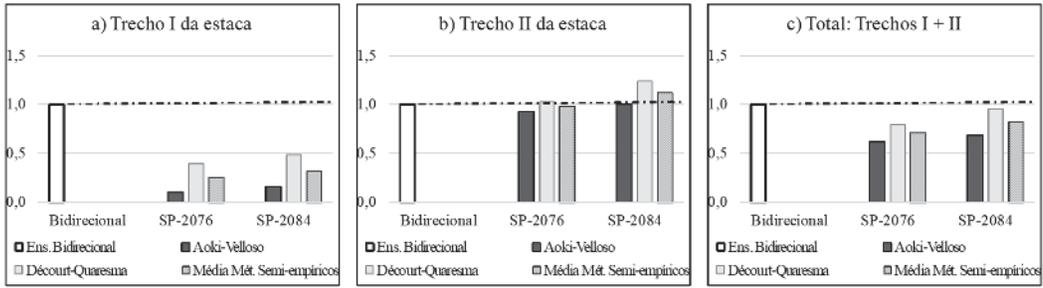


Fig. 14 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através dos resultados do ensaio bidirecional – Estação E-244.

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 15, tendo sido obtidos: $f_{ult} \cong 52$ kPa (médio para o trecho I) e $r'_{p,ult} \cong 7382$ kPa (ponta fictícia).

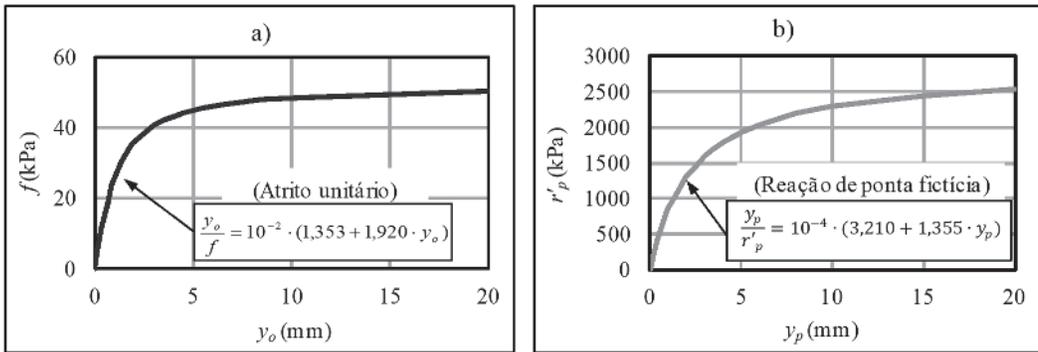


Fig. 15 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estação E-244.

A Figura 16 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Silva/ Osterberg (estaca rígida), aplicação de Fleming (estaca rígida e compressível) e Massad (estaca compressível). A consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos maiores que os obtidos através do "método tradicional", com diferença máxima da ordem de 4 mm, maior que para a estaca E-106, porém ainda reduzido, uma vez que a estaca é curta ou rígida ($k < 2$). As curvas carga-recalque equivalentes, obtidas pelos métodos que levam em conta a compressibilidade da estaca, resultaram praticamente coincidentes.

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,001, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s / \tau_s \cong 1500$, pois L_I / r é da ordem de 40 e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0,3$. O módulo de elasticidade da ponta fictícia, E'_b , resultou em, aproximadamente, 993 MPa.

Conforme dito anteriormente, o recalque máximo do trecho II durante o ensaio bidirecional, medido nos êmbolos inferiores das expancells, foi de 3,95 mm. Desprezando-se o encurtamento elástico deste trecho, tem-se que o recalque da ponta da estaca foi de, aproximadamente, 0,6% de seu diâmetro.

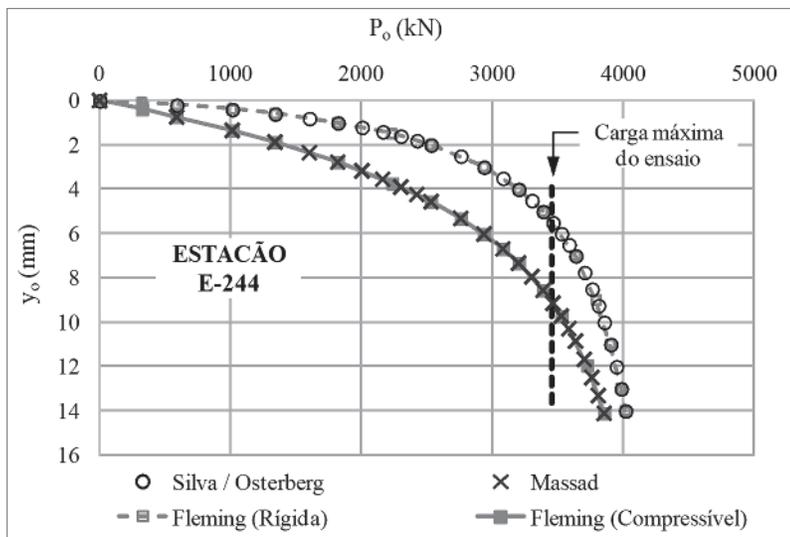


Fig. 16 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estação E-244.

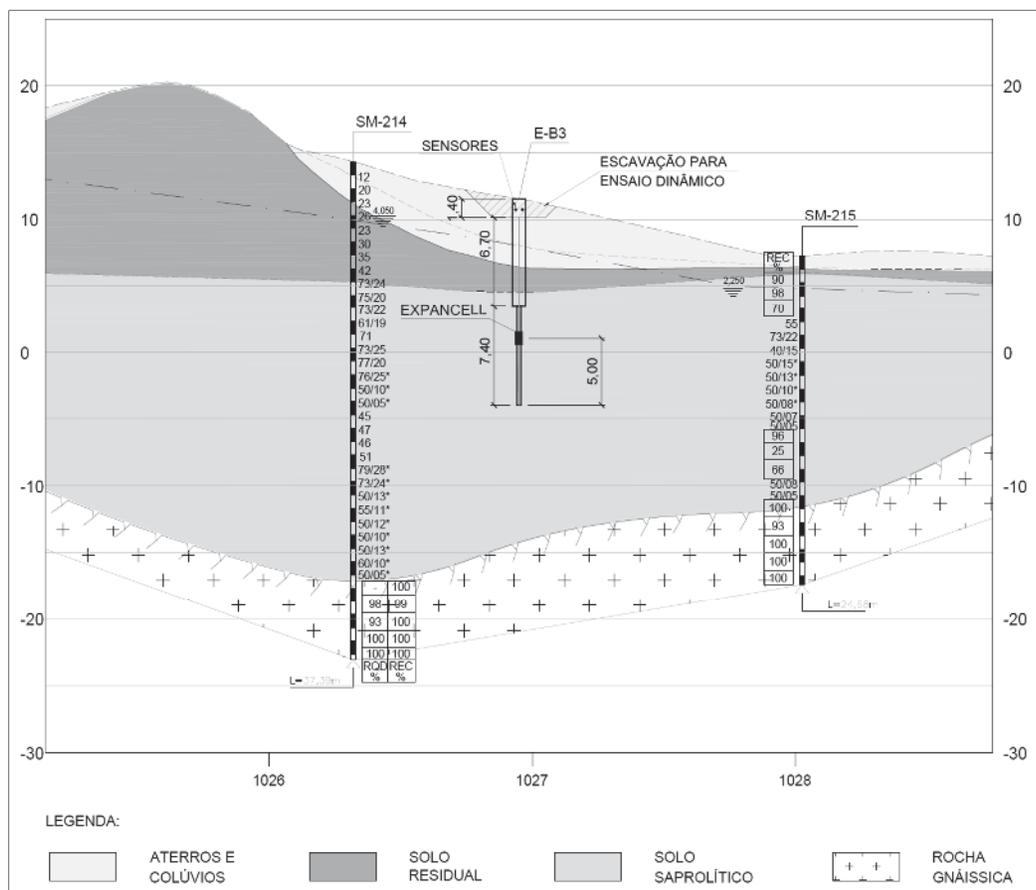


Fig. 17 – Perfil geológico-geotécnico inferido – Estaca E-B3 – Rio de Janeiro.

6.2 – Obra viária no Rio de Janeiro

A estaca E-B3 foi executada como parte das fundações de um viaduto de uma obra viária na cidade do Rio de Janeiro. A obra está localizada no pé de uma encosta próxima à costa oceânica, onde ocorrem colúvios e solos residuais, sobre o embasamento rochoso de gnaíse. O perfil geológico-geotécnico inferido a partir das sondagens próximas encontra-se na Figura 17. Pela proximidade do mar, parte dos aterros pode estar apoiada sobre argilas marinhas moles, não detectadas pelas sondagens.

A estaca foi executada com diâmetro acabado de 0,50 m e, a partir da profundidade de 8,10 m, o furo atravessou solo saprolítico, tendo diâmetro reduzido para 0,40 m. A expancell foi instalada a 10,5 m de profundidade, como está indicado na Figura 18-a.

A estaca foi primeiramente submetida ao ensaio bidirecional e, depois de aproximadamente três meses, submetida ao ensaio dinâmico. Para a execução deste último, o trecho inicial da estaca foi arrasado, sendo construído, no topo da estaca, um bloco prolongador cilíndrico com o mesmo diâmetro da estaca e altura de 140 cm (ver a Figura 18-b).

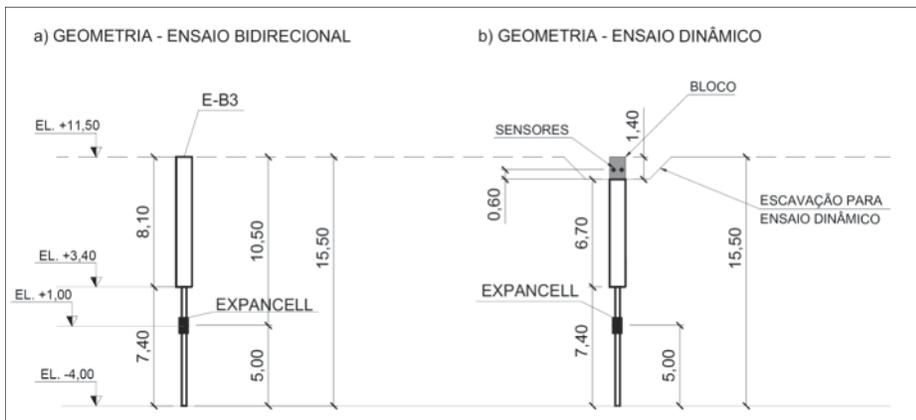


Fig. 18 – Geometria da estaca raiz E-B3, Rio de Janeiro (medidas em metro).

No ensaio bidirecional, a E-B3 apresentou deslocamento máximo no trecho I (fuste) de 2,92 mm, para carga corrigida de 1218 kN, e no trecho II (ponta fictícia) de -98,56 mm, para carga corrigida de 1264 kN. No trecho I da estaca, tem-se os seguintes parâmetros: rigidez equivalente da estaca $K_{re} \cong 601$ kN/mm, considerando redução de seção; idem quanto ao diâmetro equivalente $D_e \cong 0,477$ m; $c \cong 0,58$ e $c' \cong 0,42$.

As curvas resultantes do ensaio e as curvas hiperbólicas aproximadas, adotadas nas análises, estão apresentadas na Figura 19-a, bem como a curva hiperbólica para um ponto a meia altura do fuste, obtida de modo análogo ao das estacas dos casos anteriores, observando-se novamente que as curvas no topo e a meia altura do fuste resultam próximas, uma vez que esta estaca é curta ou rígida ($k < 2$).

Na Figura 19-b, é possível visualizar melhor as curvas carga-recalque do trecho I e o trecho inicial da curva do trecho II. Por extrapolação das curvas, tem-se $A_{l,ult} \cong 1.394$ kN, para a curva do fuste no topo, e $Q'_{p,ult} \cong 1.296$ kN, resultando numa carga total última de 2.690 kN. A carga máxima de ensaio foi de 2.482 kN, como se depreende da Figura 19-a.

Os gráficos da Figura 20 permitem comparar as cargas últimas obtidas por extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional, as cargas resultantes através do ensaio de carregamento dinâmico e as estimadas através dos métodos semi-empíricos utilizados no Brasil. Todas estão normalizadas pela carga obtida através do ensaio bidirecional. A capacidade de carga por atrito lateral no trecho I

(fuste), no ensaio de carregamento dinâmico, resultou 18% menor que no bidirecional (Figura 20-a), sendo que os métodos semi-empíricos levaram a estimativas algo superiores. Entende-se que pode ter havido alguma quebra de *set-up* durante os primeiros golpes do ensaio dinâmico, já que os dados analisados se referem ao sexto golpe. Na Figura 20-b, que corresponde ao trecho II (ponta fictícia), a carga última do ensaio dinâmico resultou 36% maior que a do ensaio bidirecional, indicando ter havido possível ganho de resistência. Os métodos semi-empíricos resultaram em valores relativamente maiores, como era esperado, face a solo amolgado ou solto sob a ponta da estaca. O método semi-empírico que indicou os melhores resultados foi o de Cabral (1986), considerando pressão de injeção nula. Para injeções de 100 a 200 kPa, as estimativas resultaram até 10% maiores.

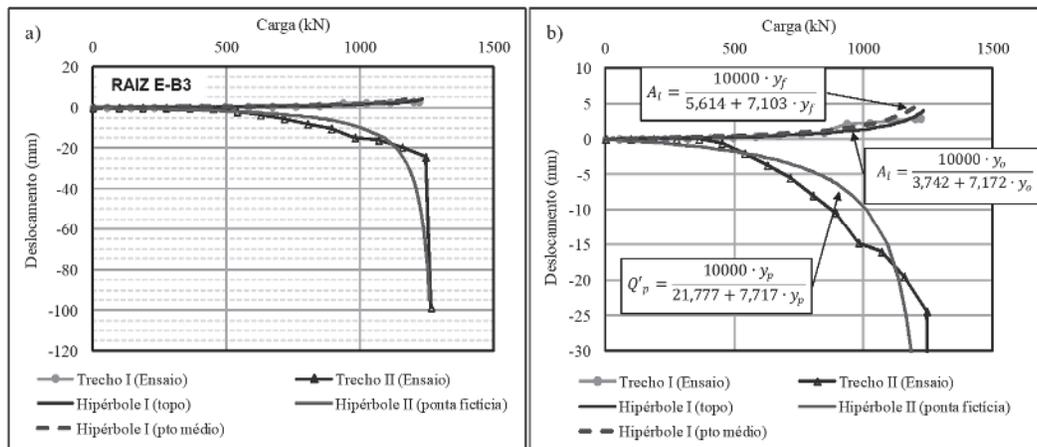


Fig. 19 – Obra do Rio de Janeiro – Resultados do ensaio bidirecional na estaca E-B3.

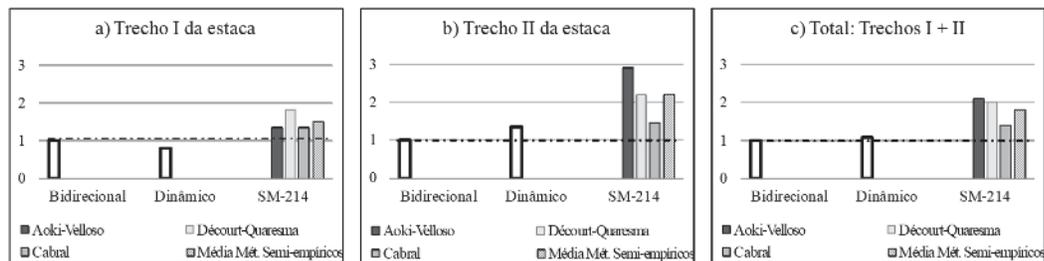


Fig. 20 – Capacidades de carga últimas, normalizadas pelas cargas extrapoladas através do resultado do ensaio bidirecional – Estaca E-B3.

A Figura 21 apresenta alguns resultados de interesse do ensaio de carregamento dinâmico. Na época, a PDI Engenharia, executora do ensaio, não havia sido informada sobre a existência da expancell na cota (EL) +1m (ver a Figura 18). Mesmo sem essa informação, a aplicação do CAPWAP conduziu a valores altos de impedância entre as cotas +1,0 e +3,0m, região onde se situa a expancell, fato esse atribuído a um alargamento de seção durante a execução da estaca neste nível. Notam-se também valores baixos do atrito unitário, da ordem de 6 kPa, entre as cotas +7,0 e +1,0m, provavelmente associados à camada de argila marinha mole.

Buscou-se reproduzir a curva simulada para carregamento estático, fornecida pela PDI Engenharia. Utilizaram-se, para tanto, os mesmos parâmetros de atrito, resistência de ponta e *quakes*

estimados pelo CAPWAP. A reprodução foi através do método de Coyle e Reese (1966), levando-se em conta a "segunda ponta" da estaca, situada na cota +3,4m da Figura 18. O ajuste foi excelente, como mostra a Figura 22. Destaca-se que o CAPWAP indicou uma carga total de 2.900 kN, assim distribuída: atrito de 1.756 kN, ponta real de 437 kN e 2ª ponta (cota +3,4m da Figura 18) de 707 kN.

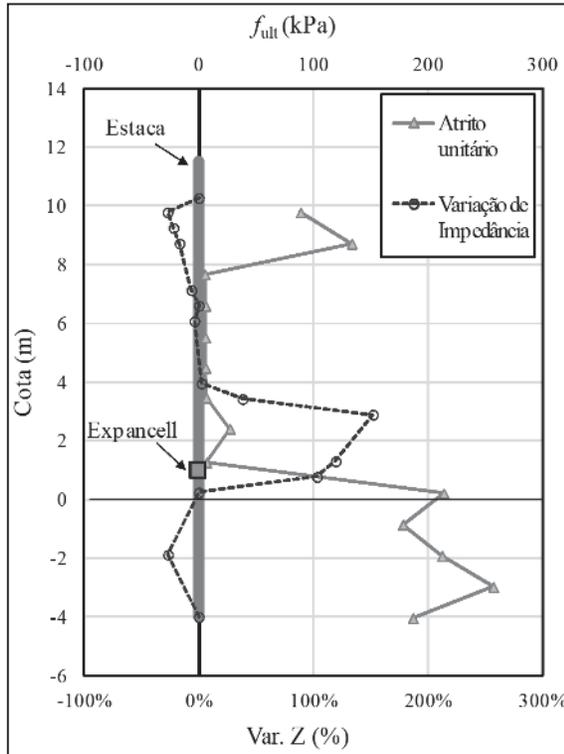


Fig. 21 – Ensaio de carregamento dinâmico – Impedância e atrito lateral unitário (estaca E-B3).

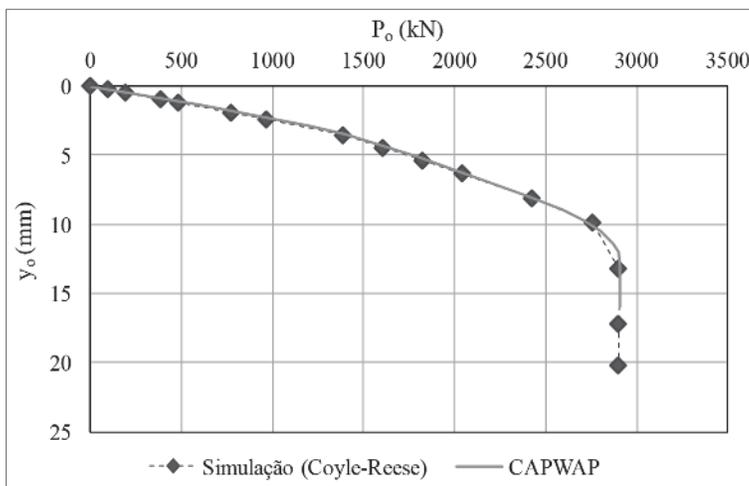


Fig. 22 – Curvas simuladas pelo CAPWAP e pelo método de Coyle e Reese (1966) – Estaca E-B3.

As funções de transferência de carga, seguindo o modelo hiperbólico de Fleming de estaca compressível, para o atrito lateral unitário e para a reação de ponta (ponta fictícia), são dadas na Figura 23, tendo sido obtidos: $f_{ult} \cong 89$ (médio para o trecho I) e $r'_{p,ult} \cong 10.312$ kPa (ponta fictícia).

O M_s de Fleming (1992) para o trecho I da estaca resultou em, aproximadamente, 0,0011, sendo validado pelo método de Randolph e Wroth (1978) para $G_s/\tau_s \cong 1200$, pois L_i/r é da ordem de 45 e o subsolo apresenta heterogeneidade, com o parâmetro $\rho \cong 0,2$. O módulo de elasticidade da ponta fictícia, E'_b , resultou em aproximadamente 666 MPa.

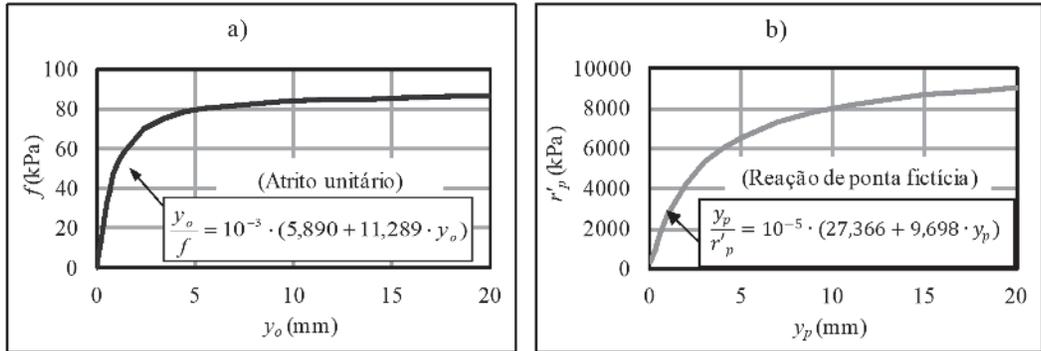


Fig. 23 – Funções de transferência de carga de atrito lateral e reação de ponta – Estaca E-B3.

A Figura 24 apresenta as estimativas da curva carga-recalque equivalente para um carregamento a partir do topo da estaca, simulando uma prova de carga estática convencional, através dos métodos: Silva/ Osterberg (estaca infinitamente rígida), aplicação de Fleming (estaca infinitamente rígida e compressível) e Massad (estaca compressível). Vê-se, novamente, que a consideração da compressibilidade da estaca resulta em deslocamentos até aproximadamente 4 mm maiores e que, para a mesma hipótese de compressibilidade, as curvas apresentaram boa convergência: para uma mesma carga P_o , o método Massad (2015) resultou em recalques até 0,2 mm maiores que os obtidos pelo método baseado nas aplicações das formulações de Fleming (1992), ou seja, as curvas resultantes praticamente coincidiram.

Para a obtenção das citadas curvas carga-recalque equivalentes, utilizou-se o módulo de elasticidade dinâmico fornecido pela PDI Engenharia, para fins de comparação (aproximadamente 36,7 GPa). Para uso prático em obras, deve-se usar sempre o módulo estático, que é menor.

Também foi lançada na Figura 24 a curva referente à simulação por Coyle-Reese, com os dados obtidos do ensaio de carregamento dinâmico (PDA), mas com a hipótese de resistência de ponta (real) nula. A justificativa para essa hipótese reside no fato de que o ensaio bidirecional foi realizado imediatamente após a execução da estaca raiz, com solo solto ou amolgado sob a ponta da estaca. Observa-se que a curva resultante é semelhante às obtidas através dos demais métodos, principalmente os que levam em conta a compressibilidade da estaca.

Esse solo solto ou amolgado foi comprimido não só ao final do ensaio bidirecional, com recalque do trecho II da estaca de aproximadamente 100 mm (ver a Figura 19-a), como também no ensaio de carregamento dinâmico, em que foram aplicados 6 golpes de martelo de 44 kN, com alturas de queda crescentes, de 0,3 a 2m. Tal compressão levou a estaca a apresentar resistência de ponta (real) de 437 kN, dado obtido através do CAPWAP e indicado acima.

Para o trecho I da estaca (fuste), a extrapolação dos resultados do ensaio bidirecional resultou em $f_{ult} \cong 89$ kPa (médio), enquanto o ensaio dinâmico indicou $f_{ult} \cong 72$ kPa (médio), aproximadamente 18% a menos, sugerindo uma possível quebra de *set-up* durante o ensaio dinâmico, como foi dito anteriormente. Para o trecho II da estaca (“ponta fictícia”), pelo ensaio bidirecional tem-se $f_{ult} \cong 206$

kPa (médio); próximo ao do PDA (f_{ult} médio \cong 211 kPa). Os resultados são compatíveis entre si e satisfatórios. A diferença pode estar associada às incertezas quanto à real geometria da estaca, durante cada etapa de ensaio, sendo adotada nos cálculos a geometria nominal, apresentada na Figura 18.

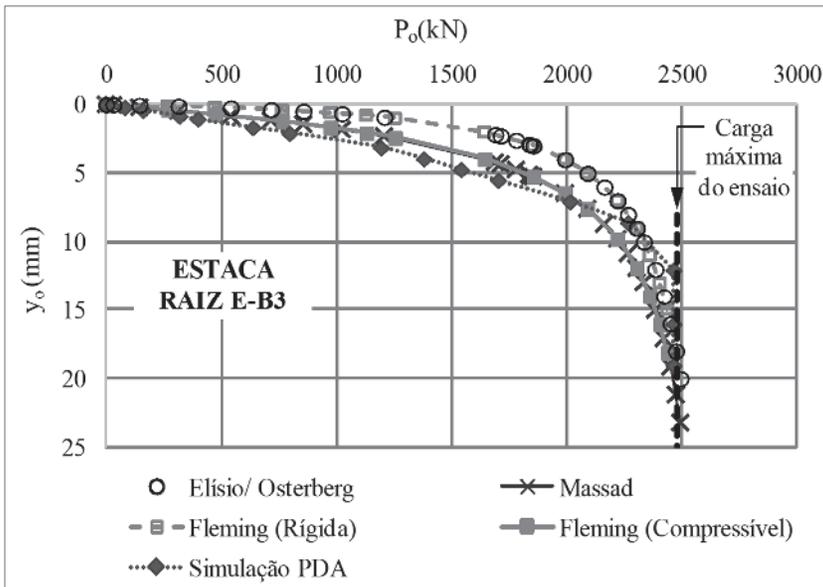


Fig. 24 – Curvas carga-recalque equivalentes para carregamentos a partir do topo – Estaca E-B3.

7 – CONCLUSÕES

Através dos ensaios bidirecionais executados nas estacas da obra do Pátio do Oratório e da obra na cidade do Rio de Janeiro, observou-se, de maneira geral, que os valores obtidos em termos de capacidade de carga foram compatíveis com os estimados através dos métodos semi-empíricos amplamente utilizados no Brasil (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Cabral), e com os resultados de ensaio de carregamento dinâmico na estaca E-B3, exceto no que diz respeito à ponta, face à ocorrência de material solto ou amolgado na base das estacas analisadas.

Para considerar a compressibilidade das estacas, os coeficientes c (Leonards e Lovell, 1979), para carregamentos axiais feitos a partir do topo da estaca, e $c' = 1 - c$ (Massad, 2015), para carregamentos de baixo para cima, foram estimados com base nos valores de SPT. Resultaram as seguintes cifras para o coeficiente c : 0,73 (E-106); 0,49 (E-244) e 0,58 (E-B3).

Para os estacões (E-106 e E-244), foram obtidas quatro curvas equivalentes para carregamentos a partir do topo, simulando uma prova de carga estática convencional. Foram utilizadas aproximações hiperbólicas e consideraram-se as seguintes hipóteses: a) estaca infinitamente rígida, e b) compressível. Para a hipótese (a), foram utilizados o método "tradicional" e a aplicação das formulações de Fleming, tendo-se obtido curvas equivalentes coincidentes. Para a hipótese (b), utilizaram-se o método de Massad e aplicação das formulações de Fleming, havendo ótima convergência entre as curvas equivalentes.

No caso da estaca E-B3, evidenciou-se que os métodos que consideram a compressibilidade da estaca (Massad e Fleming) resultaram em curvas equivalentes convergentes entre si e com a curva simulada com base nos dados do ensaio de carregamento dinâmico. Esta, por sua vez, foi obtida

utilizando-se o método de Coyle-Reese (1966), mas admitindo resistência de ponta nula, pois o ensaio bidirecional foi realizado logo após a execução da estaca, com solo solto na ponta.

Em todos os casos, como era esperado, ao se considerar a compressibilidade da estaca, os deslocamentos resultaram maiores que os obtidos para hipótese de estaca infinitamente rígida. Entretanto, a diferença foi pequena (de até 4 mm, aproximadamente), uma vez que se tratam de estacas com baixos valores de rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste (k), com comprimentos variando de 15 a 20m.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos engenheiros Fernando Villar Perez (EGB – Escritório Geotécnico Brasileiro), Maurício Hiromi Yamaji (Planservi Engenharia) e Werner Bilfinger (Vecttor Projetos), pelo incentivo à pesquisa e fornecimento dos dados, à Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ, pela disponibilização dos dados, à CAPES, pela bolsa de estudos concedida, que propiciou a elaboração da pesquisa, e ao apoio dado à pesquisa pela EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6122 (2010). *Norma Brasileira: Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 91 p.
- ABNT NBR 6118 (2014). *Norma Brasileira: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 238 p.
- Amir, J. M. (1983). *Interpretation of load tests on piles in rock*. Proceedings of 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 235-238, Haifa, Israel.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. Proceedings of 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol. 1, pp. 367-376, Buenos Aires, Argentina.
- Cabral, D. A. (1986). *O uso da estaca raiz como fundação de obras normais*. Anais do 8^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 6, pp. 71-82, Porto Alegre, Brasil.
- Chin, F. K. (1970). *Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure*. Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90, Singapore.
- Chin, F. K. (1971). *Discussion of Pile Tests – Arkansas River Project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 97, n^o 6, pp. 930-932.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico*. 1^a edição, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Coyle, H. M.; Reese, L. C. (1966). *Load transfer for axially loaded piles in clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 92, n^o 2, pp. 1-26.
- Décourt, L. (1982). *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT*. Proceedings of 2nd ESOPT – European Symposium on Penetrating Test, vol. 1, pp. 29-34, Amsterdam, Netherlands.
- Décourt, L. (2016). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas*. In: HACHICH, W. C. et al. *Fundações: Teoria e Prática*, 3^a Edição, PINI/ ABMS/ ABEF, São Paulo, Brasil. Cap. 8.1, pp. 263-297.

- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Anais do 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 1, pp. 45-53, Rio de Janeiro, Brasil.
- England, M. (2005). *A conservative method of analysis of test results from bi-directional static load tests*. Proceedings of 10th Baltic Geotechnical Conference, Riga, Latvia, www.loadtest.com/INT_media/media.htm.
- England, M. (2009). *Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests*. Proceedings of 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, ISBN 978-0-415-47556-3.
- Fellenius, B. H. (2014). *Analysis of Results from Routine Static Loading Tests with Emphasis on the Bidirectional Test*. Anais do 17º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Goiânia, Brasil.
- Fellenius, B. H. (2017). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, Sidney, Canada, www.fellenius.net.
- Fleming, W. G. K. (1992). *A new method for single pile settlement prediction and analysis*. Géotechnique, vol. 42, nº 3, pp. 411-425.
- Fugro Loadtest (2017). *O-cell Technology*. www.loadtest.com/services_int/ocelltechnology.htm.
- Gibson, G. L.; Devenny, D. W. (1973). *Concrete to bedrock bond testing by jacking from bottom of a bore hole*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 10, nº 2, pp. 304-306.
- Horvath, R. G.; Kenney, T. C.; Kozicki, P. (1983). *Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, nº 4, pp. 758-772.
- Kim, S.; Chung, S. (2012). *Equivalent head-down vs. movement relationships evaluated from bi-directional pile load tests*. KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 16, nº 7, pp. 1170-1177.
- Kwon, O. S.; Choi, Y.; Kwon, O.; Kim, M. (2005). *Comparison of the bi-directional load test with the top-down load test*. Journal of the Transportation Research Board, Washington, nº 1936, pp. 108-116.
- Lee, J.; Park, Y. (2007). *Equivalent pile load–head settlement curve using a bi-directional pile load test*. Computers and Geotechnics, vol. 35, nº 2, pp. 124-133.
- Leonards, G. A.; Lovell, D. (1979). *Interpretation of load tests on high-capacity driven piles*. Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., ASTM, pp. 388-415.
- Massad, F. (2012). *Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo*. Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba, pp. 109-135, São Paulo, Brasil.
- Massad, F. (2015). *On the interpretation of the bidirectional static load test*. Soils & Rocks, vol. 38, nº 3, pp. 249-262.
- Mission, J.; Kim, H. (2011). *Design charts for elastic pile shortening in the equivalent top-down load-settlement curve from a bidirectional load test*. Computers and Geotechnics, vol. 38, nº 2, pp. 167-177.
- Nguyen, H. M.; Puppala, A. J.; Patil, U. D.; Mosadegh, L.; Banerjee, A. (2017). *Multi-Level O-cell tests on instrumented bored piles in the Mekong Delta*. Geotechnical Frontiers 2017,

Geotechnical Special Publication Number 279, Orlando, Florida, USA, ISBN: 978-1-5108-3950-2.

Monteiro, M. D.; Gurgueira, M. D.; Rocha, H. C. (2012). *Geologia da Região Metropolitana de São Paulo*. Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba, pp. 17-46, São Paulo, Brasil.

Osterberg, J. O. (1989). *New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing*. Proceedings of 14th International Conference of Piling and Deep Foundation, vol. 1, pp. 421-427, London, England.

Osterberg, J. O. (1995). *The Osterberg Cell for loading testing drilled shafts and driven piles*. FHWA-SA-94-035/ PB95-209508, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, USA.

Osterberg, J. O. (1998). *The Osterberg load test method for bored and driven piles the first ten years*. Proceedings of 7th International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, pp. 1-17, Vienna, Austria.

Randolph, M. F.; Wroth, C. P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 104, n° 12, pp. 1465-1487.

Ricomini C.; Coimbra A.M. (1992). *Geologia da Bacia Sedimentar*. Mesa Redonda – Solos da cidade de São Paulo, ABMS/ABEF, pp. 37-94, São Paulo, Brasil.

Seo, H.; Moghaddam, R. B.; Lawson, W. D. (2016). *Assessment of methods for construction of an equivalent top loading curve from O-cell test data*. Soils and Foundations, vol. 56, n° 5, pp. 889-903.

Silva, P. E. C. A. F. (1983). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*. Publicação independente, Belo Horizonte, Brasil, 106p.

Silva, P. E. C. A. F. (1986). *Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga*. Anais do 8^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – COBRAMSEF, vol. 6, pp. 223-241, Porto Alegre, Brasil.

LISTA DE SÍMBOLOS

a : Constante

a' : Constante

A_i : Atrito lateral total

$A_l - \bar{A}_i$: Atrito lateral médio transferido pela estaca ao solo

$A_{l,ult}$: Atrito lateral total último

b : Constante

b' : Constante

c : Coeficiente de Leonards e Lovell (ver equação 4)

c' : Correlato do c para ensaios bidirecionais

D : Diâmetro da estaca

D_e : Diâmetro equivalente de estaca com seção transversal variável

E : Módulo de elasticidade da estaca

E_b : Módulo de Young do solo sob a ponta da estaca

E'_b : Módulo de elasticidade da ponta fictícia

f : Atrito lateral unitário

f_u : Ver f_{ult}

f_{ult} : Atrito lateral unitário último
 G_s : Módulo de cisalhamento médio do solo
 $G_s^{(L)}$: Módulo de cisalhamento do solo no entorno da estaca na profundidade L
 $G_s^{(L/2)}$: Módulo de cisalhamento do solo no entorno da estaca na profundidade $L/2$
 h : Ver L
 h_2 : Espessura da primeira camada de solo
 k : Rigidez relativa do sistema estaca-solo do fuste
 K_r : Rigidez da estaca como peça estrutural
 K_{re} : Rigidez equivalente da estaca como peça estrutural, para estaca com E ou S variáveis
 L : Comprimento da estaca
 L_I : Comprimento do trecho I da estaca (fuste)
 L_{II} : Comprimento do trecho II da estaca (ponta fictícia)
 M_s : Fator de flexibilidade adimensional
 P_o : Carga axial atuante no topo da estaca
 Q_p : Carga de ponta total
 Q'_p : Carga de ponta total no ensaio bidirecional (ponta fictícia), associada a y'_p
 $Q_{p,ult}$: Carga de ponta total última
 r : Raio da estaca
 r_m : Raio mágico da estaca: $r_m = 2,5 \cdot \rho \cdot L \cdot (1 - \nu_s)$
 r_p : Reação de ponta da estaca
 $r_{p,ult}$: Reação de ponta última
 $r'_{p,ult}$: Reação de ponta última, correspondente à ponta fictícia
 S : Área da seção transversal da estaca
 y_o : Deslocamento do topo da estaca
 y_l : Deslocamento correspondente ao esgotamento do atrito lateral, medido no topo da estaca ("quake")
 y_f : Deslocamento de um ponto do fuste (a meia altura da estaca)
 $y_{f,cell}$: Deslocamento ascendente do topo da expãncell
 y_p : Deslocamento da ponta da estaca
 y'_p : Deslocamento ascendente do topo da estaca (ensaio bidirecional).
 Z : Impedância
 Δe_{top} : Encurtamento elástico da estaca devido a carregamento aplicado no topo (de cima para baixo)
 Δe_{bid} : Encurtamento elástico do fuste da estaca durante o ensaio bidirecional (carregamento de baixo para cima)
 ν_s : Coeficiente de Poisson do solo
 ρ : Fator de heterogeneidade do subsolo: $\rho = G_s^{(L/2)} / G_s^{(L)}$
 τ_s : Tensão de cisalhamento ao longo do fuste
 ζ : Parâmetro que correlaciona o raio mágico (r_m) com o raio (r) da estaca: $\zeta = \ln(r_m / r)$

AMBIENTE E SUSTENTABILIDADE: DESAFIOS E PERSPETIVAS PARA A GEOTECNIA

Environment and sustainability: challenges and perspectives for geotechnics

António José Roque*

RESUMO – A Geotecnia Ambiental e a Geotecnia Sustentável são duas subdisciplinas recentes da Geotecnia e estão diretamente relacionadas com o desenvolvimento de soluções para a proteção da saúde pública e do ambiente. Encontram-se, por isso, na vanguarda dos desafios da engenharia da construção no século XXI, onde a sustentabilidade é um dos imperativos mais importantes. Por outro lado, estando inseridas num dos mercados de maior crescimento atual a nível mundial, perspetivam-se excelentes oportunidades económicas para as empresas geotécnicas. As prioridades emergentes nas duas subdisciplinas são diversas e requerem estreita cooperação com outras disciplinas (ambiente, geologia, química, biologia, ciência dos materiais, entre outras), para os avanços serem mais rápidos e com melhores resultados e os desafios vencidos. Os tópicos selecionados para este trabalho são reunidos nestas quatro áreas: alterações climáticas, economia circular, remediação de terrenos contaminados, e sustentabilidade e mineração dos aterros de resíduos.

SYNOPSIS – Environmental Geotechnics and Sustainable Geotechnics are two subdisciplines of Geotechnics and are directly related to the development of solutions for the protection of public health and the environment. They are, therefore, at the forefront of the challenges of construction engineering in the 21st century, where sustainability is one of the most important imperatives. On the other hand, being inserted one of the markets of greatest actual growth worldwide, there are excellent economic opportunities for geotechnical companies. Emerging priorities in the two sub-disciplines are diverse and require close cooperation with other disciplines (environment, geology, chemistry, biology, materials science, among others), to the advances being faster and with better results and the challenges overcome. The topics selected for this work are gathered in these four areas: climate change, circular economy, remediation of contaminated soils, and sustainability and landfill mining.

Palavras Chave – Alterações climáticas, economia circular, solos contaminados.

Keywords – Climate changes, circular economy, contaminated soils.

1 – INTRODUÇÃO

Ao iniciar este trabalho entende-se relevante definir o entendimento subjacente aos termos *desafio* e *perspetiva*, do título, pela sua relevância na organização e nos conteúdos a seguir apresentados.

Assim, o termo *desafio* é aqui usado no pressuposto que existem dificuldades científicas e técnicas a ultrapassar, as quais, de alguma forma, não vêm fazendo parte das preocupações geotécnicas ou estão para além das suas capacidades atuais. Tendo presente, citando Niels Bohr, que a “Prediction is very difficult, especially about the future” (Simpson e Tatsuoka, 2008), a *perspetiva* é sobretudo um ponto de vista do autor deste trabalho, ainda que estruturada e fundamentada a partir da análise da informação recolhida.

* Investigador Principal, Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. orcid.org/0000-0003-4467-0164 E-mail: aroque@lnec.pt

Dada a abrangência do título foi prioritário identificar os temas a desenvolver, tendo por ponto de partida a sua importância atual, e sobretudo futura (NRC, 2006; Chowdhury e Flentje, 2007; Simpson e Tatsuoka, 2008; Keaton, 2010; Brandl, 2011; Francisca, 2011; Bredeveld, 2012; Hajra, 2012; Jefferis, 2014; Reddy, 2014; Rowe, 2015; Tripathy, 2015; Reddy e Adams, 2015; e Benson, 2016), mas também os conhecimentos e as áreas de interesse do autor.

A Geotecnia Ambiental e a Geotecnia Sustentável são as duas subdisciplinas da Geotecnia que mais se relacionam com o desenvolvimento de soluções para a proteção da saúde pública e do ambiente e que estão, por isso, na vanguarda dos desafios da sustentabilidade da engenharia da construção no século XXI. Para além disso, as tecnologias que oferecem soluções para os problemas ambientais são um dos mercados com maior crescimento a nível mundial, tendo alcançado aproximadamente 678 biliões de euros em 2013 (Weinberger *et al.*, 2012). A expressão *tecnologias ambientais* abarca não só os produtos, mas também os conceitos, as técnicas e os serviços que podem mitigar os danos ambientais ou ajudar à recuperação de áreas afetadas.

A lista de prioridades atuais e emergentes em Geotecnia Ambiental e em Geotecnia Sustentável, compilada a partir da bibliografia consultada, é extensa, tendo-se procurado sintetizá-las nestas áreas: a) Medidas de Mitigação e de Adaptação às Alterações Climáticas; b) Transformação de Resíduos num Recurso; c) Remediação de Terrenos Contaminados; d) Segurança Estrutural e Risco Ambiental dos Resíduos Mineiros (rejeitados e escombros); e) Redução do Consumo de Energia e Produção de Energia Recorrendo a Fontes Sustentáveis Alternativas aos Combustíveis Fósseis; f) Exploração Sustentável dos Aterros de Resíduos; g) Mineração dos Aterros de Resíduos; e h) Melhoramento de Terrenos com Técnicas Inovadoras (por exemplo, a biotecnologia e a nanotecnologia).

Em todos estes temas emergentes só serão possíveis avanços mais rápidos, maiores e com melhores resultados através de uma estreita cooperação entre várias disciplinas, nomeadamente, a engenharia civil, a engenharia do ambiente, a geologia, a química, a biologia e a ciência dos materiais.

Os tópicos selecionados para uma discussão mais aprofundada neste trabalho foram agrupados nestas quatro áreas: a) Alterações Climáticas; b) Economia Circular; c) Remediação de Terrenos Contaminados; e d) Sustentabilidade e Mineração dos Aterros de Resíduos. A próxima secção descreve brevemente a formação e a evolução da Geotecnia Ambiental e da Geotecnia Sustentável.

2 – GEOTECNIA AMBIENTAL E GEOTECNIA SUSTENTÁVEL

Até finais dos anos 70, a **Geotecnia Ambiental** não fazia parte do vocabulário geotécnico. As subdisciplinas então existentes eram a Mecânica dos Solos, a Mecânica das Rochas e a Geologia de Engenharia (Figura 1a). Foi apenas depois de aparecerem os primeiros casos de contaminação em Love Canal (Niagara Falls, New York) e em Valley of the Drums (Bullitt County, Kentucky), nos Estados Unidos da América (EUA), com graves consequências para a saúde pública e para o ambiente, que os americanos ficaram alertados para a necessidade de uma melhor gestão dos resíduos (Reddy, 2014 e Rowe, 2015). Até aí, o interesse pelas questões ambientais focava-se nos problemas da poluição da água e do ar (Reddy, 2014). Refletindo a crescente necessidade e interesse das questões ambientais no meio geotécnico, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE) criou o “TC215 – Environmental Geotechnics” em 1992 (Fratolocchi, 2008), passando a Geotecnia Ambiental a constituir a quarta subdisciplina da Geotecnia (Figura 1b).

A conceção e a construção de infraestruturas adequadas à eliminação de resíduos e a avaliação e remediação de terrenos contaminados por práticas industriais inadequadas, são associadas à entrada da geotecnia na área ambiental (Shackelford, 2005 e Rowe, 2015).

Nos aterros de resíduos, entre os primeiros avanços com relevância, estão, o desenvolvimento de especificações para a construção de barreiras argilosas compactadas, a demonstração da compatibilidade a longo prazo entre os materiais argilosos e os lixiviados e a proteção das barreiras

argilosas compactadas a fenómenos de dessecação, quer durante quer após a fase de execução. Estas preocupações técnicas foram responsáveis pelo aparecimento das barreiras compósitas, com a colocação de materiais conhecidos à data como poliméricos, as geomembranas atuais, em contacto direto com o topo da camada argilosa compactada (Shackelford, 2005). Na década de 90, começou a haver preocupação com a compressibilidade dos resíduos sólidos urbanos (RSU) e com a previsão dos assentamentos destes resíduos, e aumentou o interesse pela utilização de um grande número de geossintéticos, como os geotêxteis e as geogrelhas. Por esta altura, também se assistiu à introdução no mercado dos geocompósitos bentoníticos (Shackelford, 2005 e Rowe, 2015). Com o domínio das técnicas construtivas da cobertura final e do confinamento basal dos aterros de resíduos, os principais esforços da geotecnia ambiental foram direcionados para o melhoramento dos aspetos associados com os sistemas de recolha e remoção dos lixiviados, a previsão dos assentamentos dos RSU, e o conhecimento das propriedades e da durabilidade a longo-prazo dos geossintéticos (Shackelford, 2005).

Os esforços dos geotécnicos para tratar os problemas relacionados com a avaliação e a remediação de locais contaminados envolveram a cooperação com outras áreas científicas, como a geologia, a química e a engenharia do ambiente (Shackelford, 2005). Os geotécnicos desempenharam um papel fundamental no desenvolvimento e na implementação dos métodos e das tecnologias de remediação dos solos *in situ*, em resultado dos seus conhecimentos sobre o comportamento dos solos (Shackelford, 2005) e a heterogeneidade e anisotropia do subsolo. Estes conhecimentos foram adquiridos nos projetos de engenharia geotécnica clássicos (Reddy, 2014), onde se utilizam, e desde longa data, as ferramentas de campo necessárias quer à caracterização dos terrenos quer à determinação do tipo e da extensão da área contaminada. A longa experiência dos geotécnicos com o comportamento das argilas, deu o impulso necessário para a considerável investigação nos anos 90 sobre a aplicação dos campos elétricos na remoção dos contaminantes nas argilas (por exemplo, via eletroosmose) (Shackelford, 2005). Os conhecimentos dos geotécnicos sobre técnicas de tratamento dos terrenos, também foram rapidamente adaptados na resolução de problemas ambientais relacionados com a remediação dos solos contaminados, nomeadamente através da estabilização e da solidificação dos contaminantes (por exemplo, via mistura dos solos, a maior ou menor profundidade, com os estabilizadores cimento e cal). Os geotécnicos também têm uma longa história com a utilização de paredes verticais impermeáveis com funções estruturais, facilitando a sua adaptação para a construção de paredes verticais impermeáveis em solo-bentonite ou cimento-bentonite com funções de confinamento *in situ* de águas subterrâneas contaminadas (Shackelford, 2005).

Em particular a partir do início do século XXI, os geotécnicos vêm procurando incorporar os resíduos numa grande variedade de aplicações em engenharia civil, em substituição dos solos e dos agregados ou misturados com estes (Reddy, 2014). O mesmo autor afirma que os esforços iniciais se focaram no escoamento das cinzas volantes, e que a necessidade de minimizar a eliminação dos resíduos nos aterros tem gerado crescente interesse na reutilização e na reciclagem de outros resíduos, tais como as areias de fundição, o vidro, os plásticos, os pneus, e os produtos da combustão do carvão. Vários procedimentos de ensaio padrão têm sido desenvolvidos para utilizar estes materiais em várias aplicações. Os princípios e os métodos utilizados em geotecnia no estudo dos solos vêm-se aplicando, apenas com algumas exceções, aos resíduos, estando os maiores desafios associados, ao estudo da lixiviabilidade e da durabilidade destes novos materiais (Reddy, 2014).

As causas ambientais têm sido o principal motor do surgimento e da implantação da sustentabilidade, como sejam, as relacionadas com as preocupações do aumento do dióxido de carbono na atmosfera e da temperatura global, do acelerado esgotamento dos recursos naturais e dos riscos ambientais e ecológicos (Basu *et al.*, 2013). De acordo com os mesmos autores, a indústria da construção é responsável por cerca de 40 % do consumo global da energia, usa grandes quantidades de matérias-primas primárias todos os anos, contribui para a desertificação, desmatamento e erosão do solo e é causadora da poluição do solo, da água e do ar. A adoção de práticas sustentáveis, pela geotecnia, na conceção e construção das obras, pode contribuir para a

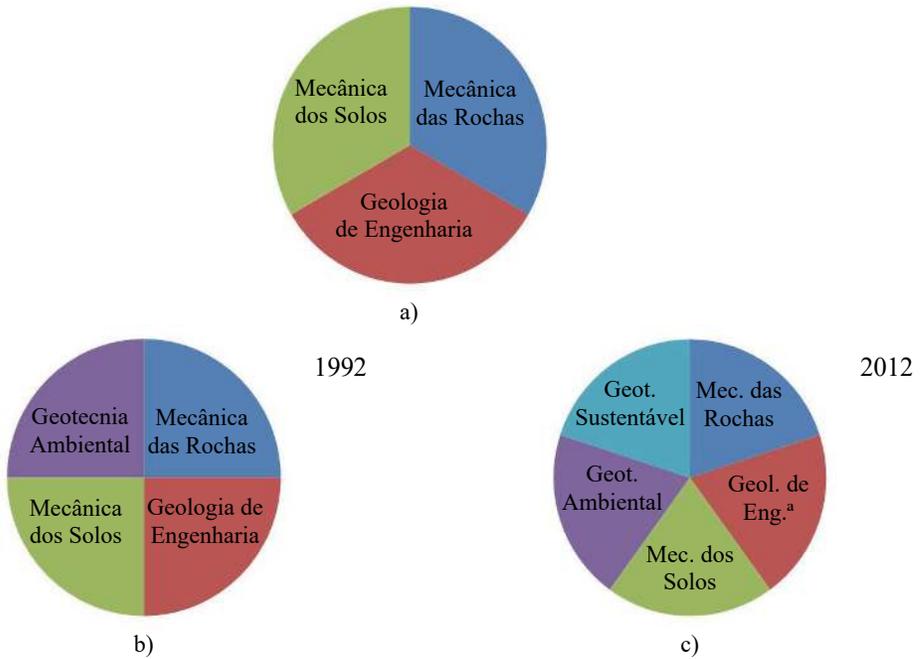


Fig. 1 – Subdisciplinas da Geotecnia.

resolução dos problemas da sustentabilidade do nosso planeta. Refletindo a crescente importância da geotecnia no desenvolvimento sustentável, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica criou em 2012, ou seja vinte anos depois do “TC215 - Environmental Geotechnics”, o “TC307 - Sustainability in Geotechnical Engineering”, e, com isso, uma nova subdisciplina da Geotecnia, a **Geotecnia Sustentável** (Figura 1c).

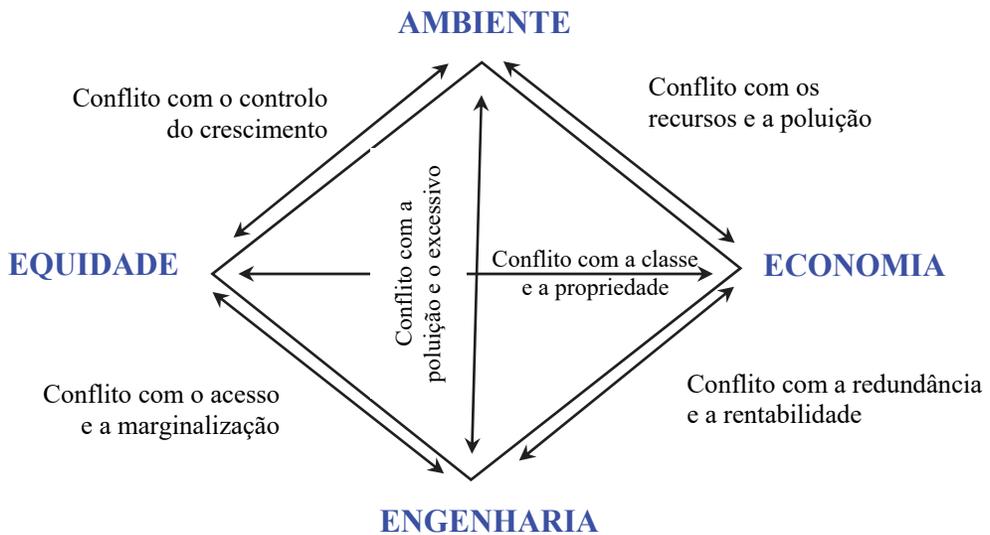


Fig. 2 – Representação dos 4 Es da engenharia sustentável (adaptado de Basu e Puppala, 2015).

Como no mundo atual, desenvolvimento e engenharia são indissociáveis e a sustentabilidade defende uma abordagem equilibrada que mantenha a harmonia entre o ambiente, a sociedade e a economia, o desenvolvimento sustentável pode ser visto como a interação entre 4 Es – Ambiente (cf. “Environment”), Economia, Equidade e Engenharia (Basu e Puppala, 2015). A Figura 2 mostra os 4 Es da sustentabilidade em engenharia e a relação entre si. Alcançar o equilíbrio entre eles não constitui uma tarefa fácil porque são muitas vezes conflituosos entre si e envolve compensações e otimizações. O conflito mais comum é entre o crescimento económico e a proteção do ambiente, mas também há frequentemente um conflito entre a economia e a equidade, que se manifesta por uma distribuição desigual da riqueza. Sustentabilidade, por conseguinte, representa uma solução de compromisso aceitável para um determinado problema, mas não sendo a melhor solução para todos os Es individualmente.

Vem a propósito mencionar o pensamento expresso por Long (2006). Segundo este, a capacidade para construir estruturas como barragens, autoestradas e sistemas de fornecimento de água seguros foi um imperativo da engenharia do último século, mas talvez o mais importante imperativo para este século seja a sustentabilidade.

3 – ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS

Existe atualmente um consenso cada vez mais alargado sobre duas questões fundamentais para o futuro da Terra e das populações que nela habitam: a) o clima está a mudar por razões que se prendem com as atividades humanas; e b) as mudanças climáticas produzem efeitos, nomeadamente, os associados ao aumento dos desastres naturais, sobretudo, os de natureza hidrológica (Cardoso, 2015). É importante, mesmo assim, prosseguir e incrementar a sensibilização dos cidadãos e dos decisores, políticos e técnicos, para o problema, de modo a ocorrerem modificações significativas nos comportamentos e a serem aceites as medidas necessárias de mitigação e de adaptação às alterações climáticas.

O Global Risk Report 2016 (WEF, 2016), por exemplo, considerou as Alterações Climáticas como o risco com maior impacto potencial para os próximos 10 anos. Desde que o relatório começou a ser publicado, em 2006, esta é a primeira vez que um risco ambiental ficou no topo da classificação. Os 750 especialistas que avaliaram 29 riscos globais por impacto e probabilidade na próxima década, consideraram que as alterações climáticas têm um maior potencial de danos que as armas de destruição em massa (2º lugar), as crises de água (3º lugar), a migração involuntária em grande escala (4º lugar) e o choque grave do preço da energia (5º lugar).

A temperatura média do globo está atualmente cerca de 0,8 °C acima da correspondente aos níveis pré-industriais (1850-1900), tendo o aquecimento mais pronunciado ocorrido nas últimas 3 décadas (Figura 3). A temperatura do território terrestre europeu durante a última década (2002-2011) foi, em média, 1,3 °C superior à do nível pré-industrial, o que significa um aumento mais rápido que o da média mundial (Comissão Europeia, 2014).

Antes do Acordo de Paris de 2015 sobre o clima, o objetivo era a temperatura média global não aumentar, em relação ao período pré-industrial, mais que 2 °C até 2100. Após a Cimeira de Paris, o compromisso é manter o aumento da temperatura média global inferior a 2 °C em relação à dos níveis pré-industriais e prosseguir com os esforços para limitar o aumento da temperatura a 1,5 °C. Reconheceu-se que esta alteração reduz significativamente os riscos e os impactos das alterações climáticas. O Acordo de Paris já reuniu as condições para entrar em vigor em 2020, uma vez que pelo menos 55 países representando pelo menos 55 % das emissões de Gases com Efeito de Estufa (GEE) depositaram os respetivos instrumentos de ratificação, aceitação, aprovação ou acessão. A aprovação pelo Parlamento Europeu teve lugar a 4 de outubro de 2016.

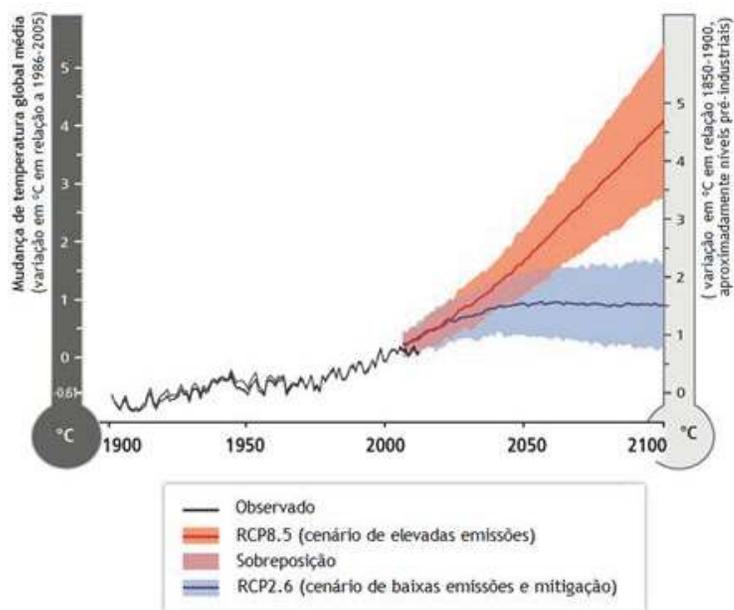


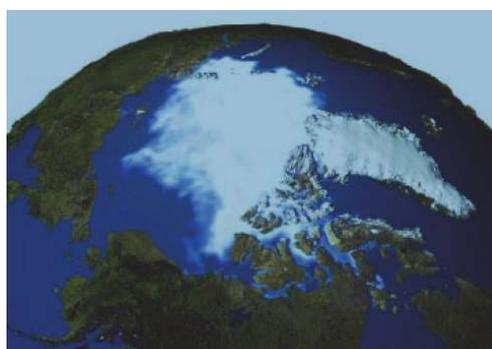
Fig. 3 – Alteração da temperatura média do globo num cenário de baixas emissões e mitigação ou de elevadas emissões (adaptado de IPCC, 2014a).

A definição do limite máximo do aumento de 2 °C até 2100, em relação à época pré-industrial, deve-se à capacidade de adaptação ficar comprometida acima desse valor. Nas condições atuais, caso não sejam assumidos os compromissos acordados, prevê-se que a temperatura aumente pelo menos 2,6 °C até 2100 (Figura 3). Para o cenário de elevadas emissões, as previsões para a subida da temperatura estão entre os 3,2 °C e os 5,4 °C (Figura 3).

Os cientistas calculam que devido ao aquecimento global, entre os anos 1870 e 2000, o nível do mar tenha subido 18 cm, sobretudo nos últimos 20 anos (mais de 6 cm), e que até 2100 suba entre 26 a 82 cm. O mesmo fenómeno foi responsável pela perda de cerca de 13 % do gelo existente no Ártico desde 1979. A Figura 4 mostra a diferença entre a superfície da calote polar no Ártico em setembro de 1979 e 24 anos depois.



Mar gelado no Ártico, em setembro de 1979



Mar gelado no Ártico, em setembro de 2003

Fig. 4 – Imagens de satélite comparando as áreas de mar gelado no Ártico em setembro de 1979 e em setembro de 2003 (ACIA, 2004).

Notícias recentes nos meios de comunicação portugueses dão conta das consequências dos efeitos do aquecimento global no nosso planeta.

A 19 de agosto de 2016, o jornal diário Diário de Notícias *online* noticiava que na ilha de Shishmaref (Alasca, EUA), de quase 5 km de comprimento e 400 m de largura, a subida do nível da água do mar nos últimos anos levou à deslocalização de 13 casas para o continente americano, devido ao desaparecimento do terreno que as suportava. Em 2015, as autoridades nacionais norte-americanas destinaram oito milhões de dólares para todas as comunidades que fossem afetadas pelas alterações climáticas e pretendessem mudar de local. Porém, só a ilha de Shishmaref necessita de cerca de 200 milhões de dólares e, de acordo com o jornal The Huffington Post, só no Alasca há uma dezena de comunidades nas mesmas condições.

A 28 de setembro de 2016, o jornal diário Jornal de Notícias *online* referia que o exército norte-americano construiu, no ano de 1959, em Camp Century, a 200 km da costa da Gronelândia, na altura condado da Dinamarca, uma "cidade debaixo do gelo", com uma rede de 3 km de túneis, laboratórios, lojas, um hospital, um cinema, uma capela e alojamento para cerca de 200 soldados. O projeto, designado Iceworm, tinha como objetivo testar a viabilidade de instalar uma plataforma de lançamento de mísseis nucleares com capacidade para alcançarem a ex-União Soviética. O projeto foi, porém, abandonado em 1966, devido a problemas estruturais. A movimentação do gelo levava ao colapso dos túneis. A energia necessária ao projeto era fornecida pelo primeiro gerador nuclear móvel do mundo, do qual podem ainda subsistir resíduos tóxicos, para além de outros resíduos, designadamente biológicos e químicos. Devido ao aquecimento global, o gelo, que cobre grande parte da ilha e que se suponha preservar para a eternidade o que ficou do abandonado projeto, derreteu duas vezes mais rápido entre 2003 e 2010 que durante todo o século XX. A exposição do que ainda existe pode ser, por isso, uma questão de tempo.

O combate às alterações climáticas pode ser conseguido de duas formas: através de medidas de mitigação e de medidas de adaptação. As medidas de mitigação estão direcionadas para combater as causas das alterações climáticas, nomeadamente, a emissão de GEE, sendo o dióxido de carbono, CO₂ (que contribui com cerca de 50 %), e o metano, CH₄ (que contribui com cerca de 20 %), os mais importantes. Outros GEE são os clorofluorcarbonetos, CFC, que contribuem com cerca de 15 %, e o óxido nitroso, N₂O, com cerca de 6 %. Outros halocarbonetos, o ozono, O₃, e o vapor de água, H₂O, também contribuem para o aquecimento global. A Figura 5 mostra a evolução das concentrações atmosféricas dos GEE: CO₂, CH₄ e N₂O, entre 1850 e 2010. As medidas de adaptação estão direcionadas para a redução dos riscos decorrentes das alterações climáticas, com medidas de salvaguarda, e, com isso, antecipando ou reagindo aos riscos. Ambas as respostas devem ser enquadradas e integradas.

Pelo Acordo de Paris de 2015, a União Europeia (UE) reduzirá 40 % das emissões de GEE até 2030, em comparação com os níveis de 1990, os EUA reduzirão, caso cumpram o acordado, as suas emissões entre 26 % e 28 % até 2025, em comparação com os níveis de 2005, e a China irá implementar medidas para as suas emissões começarem a diminuir a partir de 2030. Até 2050, pretende-se reduzir as emissões de GEE, face aos níveis de 1990, em 80 a 95 % na Europa e 50 a 60 % no mundo.

No âmbito do Protocolo de Quioto de 1997, em vigor desde 2005, Portugal assumiu o compromisso de não ultrapassar as emissões de GEE em 27 % no período 2008 a 2012, face às emissões registadas em 1990. Ao não ultrapassar os 20 %, Portugal cumpriu o compromisso assumido.

Os processos naturais de sequestro do CO₂, como a fotossíntese das plantas e a formação dos esqueletos rígidos dos corais, não são suficientes para compensar a quantidade de CO₂ emitido para a atmosfera, pelo que se vem recorrendo à tecnologia de captura e armazenamento do CO₂ em camadas profundas do subsolo, antes mesmo de ser libertado na atmosfera (Comissão Europeia, 2014). Os conhecimentos adquiridos pelos **geotécnicos** na execução de obras subterrâneas, como sejam os órgãos de segurança e de exploração das barragens ou o armazenamento de bens de consumo, são uma vantagem para a sua participação nas obras de armazenagem subterrânea de CO₂.

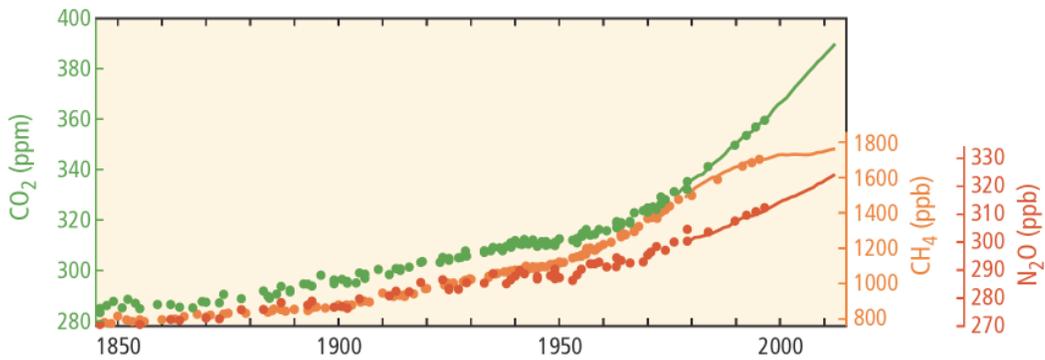


Fig. 5 – Concentração atmosférica de CO₂, CH₄ e N₂O na atmosfera, entre 1850 e 2010 (IPCC, 2014b).

Os **geotécnicos** podem contribuir igualmente para a redução das emissões dos GEE, substituindo as fontes de energia derivadas dos combustíveis fósseis, por fontes de energia renováveis, como a geotermia e as geoestruturas energéticas ou estruturas termoativas, e reduzindo os consumos de energia na execução das obras. Todas as medidas que possam substituir as fontes de energia convencionais pelas renováveis são muito relevantes, atendendo à previsão de aumento acentuado da procura de energia nos próximos 25 anos, quer devido ao desenvolvimento económico quer ao crescimento da população, que passará dos 7,3 mil milhões atuais, para os 9,5 mil milhões em 2050 (Cardoso, 2015; e 2016).

Independentemente do êxito que as medidas de mitigação possam vir a revelar, o impacto das alterações climáticas vai intensificar-se nas próximas décadas, devido ao efeito retardado das emissões passadas e presentes dos GEE (cada molécula de CO₂ pode-se manter na atmosfera por mais de 100 anos) (Comissão Europeia, 2014), pelo que as medidas de adaptação são indispensáveis na redução dos riscos provenientes das alterações climáticas. A Finlândia terá sido o primeiro país, no contexto internacional, a desenvolver uma estratégia nacional de adaptação às alterações climáticas (DGOTDU, 2010).

Para o conjunto da UE, estima-se que o custo mínimo da não-adaptação às alterações climáticas, num cenário de aumento da temperatura superior a 2 °C, varie entre 100 mil milhões de euros por ano em 2020 e 250 mil milhões em 2050. Embora não exista nenhuma análise abrangente dos custos da adaptação na UE, estima-se que as medidas adicionais de proteção contra inundações se cifrem em 1,7 mil milhões de euros por ano na década de 2020, valor que aumentará para 3,4 mil milhões na década de 2050. Essas medidas podem ser bastante eficazes, pois, por cada euro gasto na proteção contra inundações, estima-se que se evitem seis euros de custos de danos (Comissão Europeia, 2014).

A nível europeu, a Estratégia da UE para a adaptação às alterações climáticas (Comissão Europeia, 2014) refere que são particularmente vulneráveis a bacia mediterrânica, as zonas montanhosas, as zonas densamente povoadas em leitos de cheia, as zonas costeiras, as regiões ultraperiféricas e o Ártico. O mesmo documento realça que três quartos da população europeia vivem em zonas urbanas, frequentemente mal equipadas para a adaptação e expostas a vagas de calor, inundações e subida dos níveis do mar.

A Estratégia Nacional de Adaptação às Alterações Climáticas (Santos *et al.*, 2015) afirma, em acordo com a generalidade dos estudos científicos mais recentes, que a região do sul da Europa (Portugal, Espanha, Itália, Grécia e Bulgária) é uma das áreas potencialmente mais afetadas pelas alterações climáticas, com potenciais perdas no Produto Interno Bruto (PIB) entre 1,8 % e 3 % (respetivamente, para um cenário de aumento da temperatura média global de 2 °C e para um cenário de referência onde este aumento pode atingir 3,5 °C, sem recurso a medidas de mitigação). Estas perdas económicas serão principalmente devidas aos impactes das alterações climáticas

relacionados com a agricultura, a energia, as cheias e as inundações, os incêndios florestais, a saúde humana, as secas e as zonas costeiras.

No seu conjunto, a zona costeira de Portugal Continental está sujeita a uma série de riscos naturais que resultam de vários tipos de perigosidades, nomeadamente, erosão costeira em 40% da sua extensão (com o conseqüente recuo da linha de costa e as destruições a ela inerentes), inundação de margens mais frequentes e mais catastróficas das zonas ribeirinhas, galgamento do sistema dunar, salinização de aquíferos e ampliação das cunhas salinas nos estuários, movimentos de massa, maremoto, e degradação ambiental e perda de habitats e espécies (Ribeiro, 2010). Num cenário extremo de elevação do nível do mar estima-se, em relação à situação de referência, uma perda acumulada de território nacional de 0,7 %.

As medidas de reforço na costa portuguesa têm-se revelado infrutíferas nos últimos anos, com o recuo constante da linha de costa, apesar dos gastos elevados que se fazem todos os anos para repor areias e reforçar pontões, esporões e outras obras de defesa costeira. A perda de dezenas de metros para o mar (taxa média de 1,9 mm/ano entre 1920 e 2000 e de 3,6 mm/ano entre 2000 e 2011 (Lacasta e Lacerda, 2013)) é um sinal claro da falta de condições para que se continue a insistir nesse processo, com tendência para se agravar com o expectável aumento do nível médio do mar (LPN, 2014). Entre 1999 e 2007, a linha de costa na Cova do Vapor recuou cerca de 26 m e na Vagueira, entre 1984 e 1990, foram cerca de 16 m (Notícias Magazine, 2017). Apesar disso, o jornal diário Jornal de Notícias, na edição *online* de 16 de outubro de 2016, referia que no Porto se irá gastar 32 milhões de euros, até 2019, para proteger a linha costeira do avanço do mar, e a reposição de areia nas praias da Costa da Caparica custou, só em 2014, 7 milhões de euros, segundo notícia da edição



Fig. 6 – Efeitos da erosão na linha de costa portuguesa: a) Costa da Caparica (TVI24 *online*, a 7 de fevereiro de 2008); b) Foz do Arelho (Expresso *online*, a 24 de março de 2010); c) São Bartolomeu do Mar-Esposende (Público *online*, 27 de maio de 2014).

de 2 de julho de 2014 do jornal diário Público *online*. A Figura 6 mostra exemplos dos efeitos da erosão costeira na Costa da Caparica, na Foz do Arelho e em São Bartolomeu do Mar (Esposende).

Segundo o documento “Alterações climáticas: preparar Portugal”, elaborado pela Liga para a Proteção da Natureza (LPN, 2014), a significativa diminuição da chegada de sedimentos ao litoral, contribui decisivamente para a erosão costeira. Segundo a LPN (2014), à foz do Douro chegam apenas 250 mil metros cúbicos de sedimentos, quando nos anos 60 este volume era de 1,8 milhões de metros cúbicos. Como resultado, o abastecimento de areias desde o Douro até à Nazaré não se faz ou é claramente insatisfatório, com recuo da linha de costa vários metros todos os anos, em todas as praias. De forma a alterar esta situação, o desmantelamento e a desativação de barragens são uma tendência crescente nos EUA e no Canadá, onde já foram desmanteladas dezenas de barragens, incluindo barragens de grande dimensão (LPN, 2014).

Dada à reduzida eficácia das medidas de adaptação já executadas ou à sua falta, o recuo da linha costeira portuguesa, por erosão ou submersão marítima, particularmente nos locais que se situam nas cotas mais baixas, virá a afetar, muito provavelmente, um número crescente de pessoas, de habitações, de instalações industriais, de infraestruturas, entre outras, com custos muito elevados à escala de um século. Este aspeto é particularmente importante se atendermos a que 80 % da população portuguesa vive junto à costa e 85 % do PIB é gerado perto do mar (CHANGE, s/d).

Entre as medidas preventivas enunciadas no relatório da Autoridade Nacional de Proteção Civil (Ribeiro, 2010) para a zona costeira portuguesa, os **geotécnicos** terão um papel relevante a desempenhar nos casos em que for necessário manter a linha costeira através de obras de proteção e suporte, ou no desenvolvimento de sistemas de vigilância e alerta relacionados com os escorregamentos de terrenos, em particular em zonas de arribas. Em França, por exemplo, estima-se que só para a região de Languedoc-Roussillon (sul de França), o custo de uma não adaptação aos riscos costeiros seja de várias dezenas de biliões de euros, à escala do século (Galliot *et al.*, 2009).

Nas medidas de proteção contra cheias e inundações também existem diferentes obras em que a participação dos **geotécnicos** é necessária, como sejam, as obras de proteção e de suporte ao longo das margens dos rios e as obras hidráulicas transversais ao leito. Em meio urbano, onde o índice de impermeabilização do solo é muito elevado, o aumento da precipitação e, em consequência, dos episódios de cheias e inundações, por vezes repentinas, também exigem a adoção de medidas de adaptação de natureza geotécnica. Em Lisboa, por exemplo, têm havido vários episódios de inundações nos últimos anos: 23/10/2013, 22/09/2014 e 13/10/2014. Com o Plano Geral de Drenagem de Lisboa (2016-2030) pretende-se responder, entre outras necessidades, ao impacte das alterações climáticas. O custo da obra está estimado em 170 milhões de euros e contempla a construção do túnel Monsanto - Santa Marta - Santa Apolónia, com extensão de cerca de 5 km e diâmetro interno de 5,5 m, e do túnel Chelas - Beato, com extensão de cerca de 1 km e diâmetro de 5,5 m.

A recuperação de uma ilha fluvial na cidade espanhola de Bilbao, com início previsto para 2017 e conclusão ao fim de 30 anos, através da sua reconversão de área industrial em área residencial, também prevê medidas de proteção contra inundações durante a vida útil dos edifícios, para fazer face aos impactes das alterações do clima. As cinco medidas de proteção chave contra inundações são: a) a abertura de um canal, transformando a península numa ilha; b) a construção de um muro de proteção contra inundações; c) a elevação da cota atual do terreno em 1,5 m para a implantação dos novos edifícios; d) a instalação de reservatórios de águas pluviais; e e) a construção de áreas verdes. O custo total das medidas de adaptação é superior a 30 milhões de euros (EEA, 2017).

Na Suécia também foi identificado, pelo Swedish Geotechnical Institute, que as alterações climáticas significarão um maior risco de escorregamento de terrenos no vale do rio Gota ävl e noutras áreas expostas até 2100, se nenhuma ação for tomada (EEA, 2017).

Em particular em áreas ocupadas de grande extensão e situadas a baixa altitude, que seja necessário manter, podem ser necessárias construções novas de grande porte que exijam avanços geotécnicos na caracterização dos terrenos e nas tecnologias construtivas.

Outra consequência das alterações climáticas nalgumas regiões é a influência no ciclo de retração - expansão dos solos argilosos e na sua amplitude. Em França, estudos já efetuados (Galliot *et al.*, 2009) estimam que, devido ao aumento da frequência das ondas de calor, os danos médios anuais nos alojamentos ocasionados pelos riscos da retração - expansão dos solos argilosos possam ultrapassar um bilião de euros por ano em 2100 (contra cerca de 200 milhões de euros por ano atualmente). Este custo pode ser multiplicado por um fator de quatro a cinco se se verificarem as tendências de urbanização em zonas de risco. Dado o conhecimento dos **geotécnicos** sobre o comportamento das argilas, o seu contributo é fundamental para adotar medidas de adaptação que minimizem os riscos e os custos associados ao fenómeno.

4 – ECONOMIA CIRCULAR

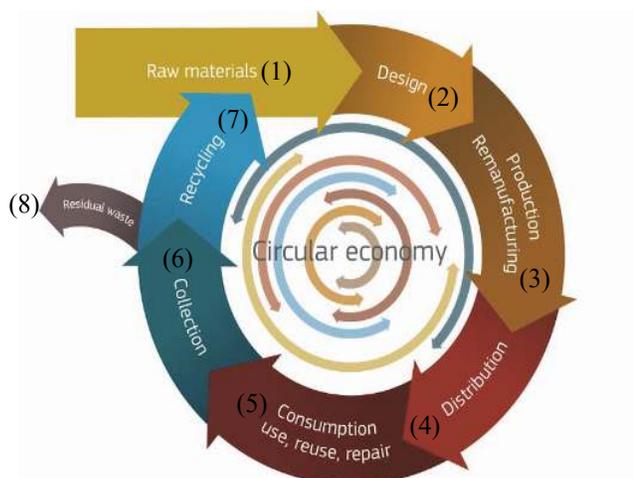
A transição de uma economia baseada num modelo linear (Matérias-primas – Conceção – Produção – Distribuição – Consumo – Resíduos) para uma economia circular é essencial para se atingir a eficiência na utilização dos recursos e um crescimento sustentável: aumento da eficiência energética, reindustrialização sustentável da economia da UE, garantia do acesso às matérias-primas primárias e redução dos impactes ambientais e das emissões de GEE.

Atualmente, apenas cerca de 40 %, em média, dos resíduos produzidos nas habitações europeias são reciclados, perdendo-se anualmente cerca de 600 milhões de toneladas de materiais potencialmente utilizáveis (Furtado, 2016). Por outro lado, estima-se que o uso de recursos globais vai quadruplicar nos próximos 20 anos, se as tendências de consumo atuais nos países industrializados forem adotadas no resto do mundo, e que a capacidade em recursos naturais do nosso planeta e a biocapacidade foram excedidas em quase 30 % em 2005 (Huber-Humer e Lechner, 2011).

A Comissão Europeia (2014a) estima que as melhorias em termos de eficiência na utilização dos recursos em todas as cadeias de valor, reduzirá as necessidades de novos materiais em 17 % a 24 % até 2030 e que uma melhor utilização dos recursos representará uma poupança total potencial de 630 mil milhões de euros por ano para a indústria europeia.

O diagrama da Figura 7 ilustra as principais fases de um modelo de economia circular, o qual permite prolongar a vida útil dos produtos. Na economia circular, a conceção é o ponto de partida no desenvolvimento de qualquer novo produto tendo em vista a possibilidade da sua durabilidade, reutilização, reparação, retransformação e reciclagem.

A hierarquia de gestão dos resíduos em vigor na legislação da UE (prevenção e redução, preparação para a reutilização, reciclagem, outros tipos de valorização e eliminação), introduzida com o objetivo de proteger o ambiente, conservar os recursos, e minimizar a geração de resíduos (Williams, 2015), já permitiu avanços significativos no que respeita à transformação dos resíduos num recurso, contudo, continuamos a gerar por ano, em média, cerca de cinco toneladas de resíduos por pessoa, das quais só pouco mais de um terço é efetivamente reciclado (Comissão Europeia, 2014a) e a haver resultados substancialmente diferentes entre cada Estado-Membro. A Figura 8 mostra haver sete países que apresentam taxas de eliminação em aterro superiores a 78 % (representados por triângulos a negro junto ao vértice inferior esquerdo do triângulo) e sete países com taxas de eliminação em aterro inferiores a 10 % (representados por círculos brancos junto ao lado direito do triângulo) (Bartl, 2015). Com a transição para a economia circular, a deposição em aterro de todos os resíduos recicláveis deixará de ser possível em 2025 e os Estados-Membros devem envidar esforços para eliminar praticamente a deposição em aterro até 2030 (Comissão Europeia, 2014a). Apenas uma percentagem dos resíduos “residuais” (não superior a 5 %) sem qualquer alternativa de tratamento e não passível de valorização poderá ser depositada em aterro.



Legenda: (1) Matérias-primas; (2) Conceção; (3) Produção e retransformação; (4) Distribuição; (5) Consumo, utilização, reutilização e reparação; (6) Recolha; (7) Reciclagem; (8) Produtos residuais.

Fig. 7 – Principais fases de um modelo de economia circular (Comissão Europeia, 2014a).

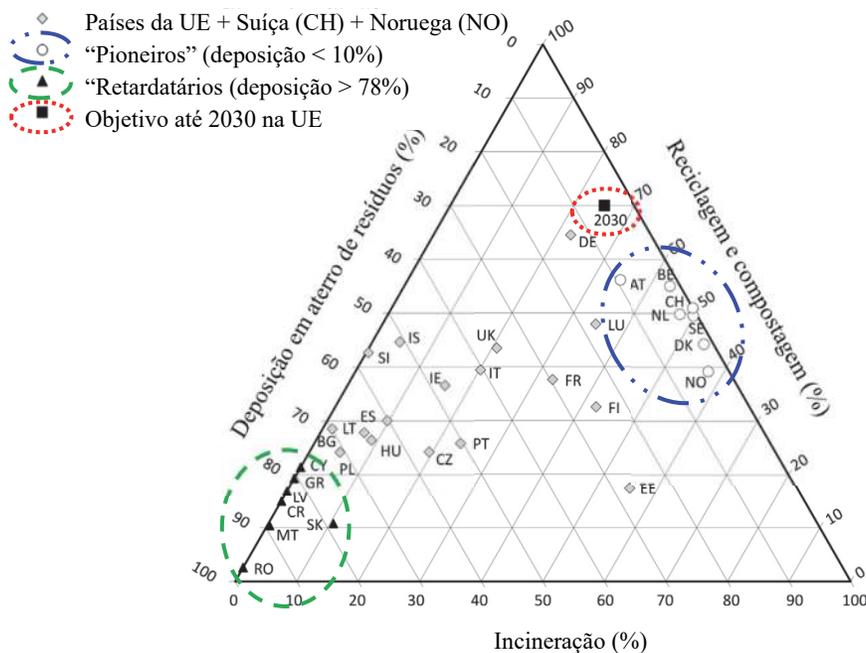


Fig. 8 – Representação das opções de tratamento dos RSU nos países europeus em 2013 e objetivo até 2030 em acordo com a estratégia da economia circular (adaptado de Bartl, 2015).

A transformação dos resíduos num recurso e a promoção de formas sustentáveis de gestão dos resíduos, poderá satisfazer, segundo as estimativas, entre 10 % e 40 % da procura de matérias-primas na UE (Comissão Europeia, 2014a), contribuindo simultaneamente para a realização do objetivo da

UE de reduzir, até 2030, 40 % das emissões de GEE, o que evitaria gerar 62 megatoneladas de equivalente de CO₂ por ano até 2030.

Em síntese, os benefícios de uma economia circular são (Industria e Ambiente, 2016): a) promover aecoinovação; b) criar novas oportunidades de negócio, produtos e serviços; c) manter os produtos, materiais e recursos na economia pelo maior período de tempo possível; d) criar novos modelos de negócio; e) reduzir a dependência dos combustíveis fósseis; f) minimizar a produção de resíduos; g) conservar o capital natural; h) diminuir as emissões de carbono; e i) contribuir para o combate às alterações climáticas. Os resultados esperados são (Industria e Ambiente, 2016): a) criação de empregos (180 000 mil diretos na UE até 2030, segundo a Comissão Europeia (2014a)); b) melhoramento da competitividade da economia (poupanças líquidas de 600 mil milhões de euros, ou seja, 8 % do total do seu volume de negócios atual, de acordo com a Comissão Europeia (2015); e c) criação de novos produtos e serviços. Deste modo, as empresas europeias podem ser pioneiras na elaboração de novos produtos e serviços e aproveitar oportunidades de negócio à escala global.

Dada a preocupação com o consumo global dos recursos não renováveis e a progressiva escassez das matérias-primas primárias, associado ao continuado crescimento da população e das economias dos países, em particular dos países subdesenvolvidos, quer a reutilização quer a reciclagem das matérias-primas secundárias num mercado de custo elevado das matérias-primas podem proporcionar grandes desafios e oportunidades para os **geotécnicos**. Com efeito, se a Geotecnia transformar um fluxo de resíduos em matéria-prima para a construção, torna o que seria um débito num crédito e cria um “novo” mercado. O custo associado à eliminação do resíduo (por exemplo, os resíduos de construção e demolição) num aterro de resíduos é convertido num recurso utilizável nas obras geotécnicas (por exemplo, em aterros estruturais, muros de gabiões, estruturas de proteção à erosão ou camadas de drenagem). A análise do ciclo de vida também pode mostrar que a utilização da matéria-prima secundária reduz as emissões dos GEE e permite obter créditos de CO₂ e de energia, que podem representar mais ganhos económicos para o produtor ou para o operador do resíduo e benefícios ambientais. Segundo Gomes Correia *et al.* (2016), o planeamento, o projeto, a construção, a conservação e a exploração das obras de engenharia civil, em geral, e geotécnicas, em particular, passam por uma transformação que as permitirá tornar em infraestruturas mais sustentáveis, prevendo os mesmos autores que a análise do ciclo de vida e a análise do custo do ciclo de vida venham a desempenhar um papel relevante.

A utilização de materiais reciclados nas obras geotécnicas beneficia o ambiente devido à redução das emissões de GEE e do consumo energético, dado requererem menos processamento e mineração. Todavia, devem obedecer a critérios ambientais e de engenharia para as aplicações específicas (Gomes Correia, 2015). Na avaliação da qualidade dos materiais reciclados, os requisitos mínimos a observar são (Winter, 1998, citado por Gomes Correia, 2015):

- não serem um risco para a saúde pública e o ambiente;
- serem quimicamente estáveis no ambiente em que forem usados, podendo alguns requerer tratamento prévio (por exemplo, estabilização e solidificação) e autorização prévia das autoridades competentes;
- serem duráveis (nem suscetíveis à deterioração, nem biodegradáveis);
- apresentarem rigidez, e/ou resistência ao corte, para a utilização final pretendida;
- apresentarem propriedades que não permitam o aparecimento de movimentos inaceitáveis após a construção.

Algumas das principais dificuldades ou constrangimentos da utilização dos resíduos em obras geotécnicas são:

- existência de agregados naturais em quantidade e a baixo custo;
- reduzido conhecimento sobre o comportamento em obra;
- desconhecimento sobre o desempenho a longo prazo;
- existência de preocupações ambientais;
- falta de continuidade nos trabalhos de investigação;

- garantia de existência de material em quantidade suficiente;
- não haver recetividade dos donos de obra e dos empreiteiros;
- custo de transporte;
- baixas taxas para a deposição de resíduos em aterro.

Ao longo dos últimos 15 anos, o Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil vem contribuindo para a transformação dos resíduos em matéria-prima, participando em projetos de investigação, na prestação de serviços a diversas entidades e no desenvolvimento de regulamentação. Nos projetos de investigação foram estudadas, entre 2005 e 2009, as Escórias de Aciaria de Forno de Arco Elétrico (Roque *et al.*, 2006, Gomes Correia *et al.*, 2010, Roque *et al.*, 2010, Gomes Correia *et al.*, 2012), em parceria com a Universidade do Minho e o Centro para a Valorização dos Resíduos, tendo por objetivo a sua aplicação nas camadas granulares não ligadas dos pavimentos rodoviários e em aterros estruturais. Entre 2010 e 2014 efetuaram-se trabalhos com Resíduos de Construção e Demolição (Freire *et al.*, 2013, Roque *et al.*, 2015a, Roque *et al.*, 2015b, Roque *et al.*, 2016), em parceria com o Instituto Superior Técnico, tendo em vista a sua utilização nas camadas granulares não ligadas dos pavimentos rodoviários. De 2004 a 2010 foram estudados Finos de Produção de Agregados em Pedreiras de Granito (Roque *et al.*, 2008, Frias *et al.*, 2010, Frias *et al.*, 2010a, Guerra *et al.*, 2010), no âmbito de um protocolo com a Mota-Engil, para avaliar a viabilidade da sua aplicação em obras geotécnicas. As prestações de serviços foram realizadas com Lamas do Corte e Polimento de Rochas Ornamentais (Roque *et al.*, 2002), para a Câmara Municipal de Estremoz, em 2000, com o principal objetivo de avaliar a sua utilização na construção das barreiras de confinamento dos aterros de resíduos, e com Lamas das Estações de Tratamento de Água de Abastecimento Público, para a Reciclamas (Roque e Carvalho, 2006), do Grupo Águas de Portugal, entre 2001 e 2003, para avaliar a viabilidade da sua aplicação em obras geotécnicas. Ao nível regulamentar elaboraram-se sete guias técnicos para a reciclagem de resíduos de construção e demolição (LNEC E 471, 2009 a LNEC E 474, 2009 e LNEC E 483, 2016 a LNEC E 485, 2016).

5 – REMEDIAÇÃO DE TERRENOS CONTAMINADOS

A Assembleia Geral das Nações Unidas (NU) proclamou, na sua 68.^a Sessão, a 20 de dezembro de 2013, o ano de 2015 como o Ano Internacional dos Solos e o dia 5 de dezembro como o Dia Mundial do Solo. Com esta iniciativa, e sob o lema “Solos saudáveis para uma vida saudável”, as NU pretendem chamar a atenção para a necessidade de se proteger o solo, dado tratar-se de um recurso natural não renovável à escala de tempo da vida humana (são precisos 100 anos para a espessura do solo aumentar entre 1 e 10 cm), e fundamental à sobrevivência da humanidade, como muito bem o resumiu Galopim de Carvalho (2015), ao apresentá-lo como “o chão que nos dá o pão”.

Apesar de o solo ser um recurso vital para a humanidade, foi menosprezado durante muito tempo, por ser visto como uma prioridade secundária. Provavelmente por as suas funções serem tidas por certas e consideradas abundantes e a sua degradação passar geralmente despercebida, dado ser um processo lento, que salvo raras exceções, não tem efeitos drásticos imediatos (Roque, 2015a).

Atualmente, 33 % dos solos estão moderada ou gravemente degradados devido sobretudo: a) à erosão (hidráulica ou eólica); b) à diminuição da fração orgânica; c) à compactação (aumento da massa volumica e diminuição da porosidade); d) à salinização (acumulação de sais solúveis); e) aos deslizamentos de terras; f) à contaminação (é o processo de degradação do solo que suscita mais preocupação quanto às consequências na saúde humana); g) à impermeabilização; h) à desertificação; e i) à acidificação (Comissão Europeia, 2002). É tida por muito importante e urgente a inversão da situação atual e a adoção das ações necessárias à preservação das funções do solo, à prevenção das ameaças e à atenuação dos seus efeitos, bem como à recuperação dos solos degradados. A ameaça à capacidade das gerações futuras satisfazerem as suas necessidades mais elementares é uma realidade, agravada pelas tendências demográficas mundiais atuais e o

crescimento previsto para a população mundial. Acresce que cerca de 99 % do que comemos provém do solo.

Apesar dos principais processos de degradação ou ameaças a que se encontram expostos os solos terem sido identificados há mais de uma década pela Comissão Europeia e de a sua degradação prosseguir, continua a não haver legislação comunitária específica para a proteção do solo. E não se prevê que exista para breve. Com efeito, a proposta da Comissão Europeia que estabelecia um quadro para a proteção do solo (Comissão Europeia, 2006), foi retirada em maio de 2014, por falta de consenso entre os Estados-Membros (Roque, 2015b). Tal não significa, segundo Payá Pérez e van Liedekerke (2015), que a Comissão esteja menos comprometida com a necessidade de garantir a proteção do solo, como mostra a proposta de programa geral de ação da UE para 2020 (Comissão Europeia, 2012). As disposições existentes na legislação comunitária em domínios como a água, os resíduos, a responsabilidade ambiental, e a prevenção e controlo integrado da poluição, só asseguram a proteção do solo de forma indireta.

Na legislação portuguesa já existe um acervo de diplomas de transposição de diretivas comunitárias que asseguram a proteção do solo de forma indireta, e entrou recentemente em vigor a lei de bases gerais da política pública de solos (DR, 2014). Mantém-se a falta de legislação específica sobre contaminação de solos, apesar de já ter estado em discussão pública, em finais de 2015, o Projeto legislativo (ProSolos) relativo à prevenção da contaminação e remediação dos solos (APA, 2015), esperando-se, por isso, que o diploma legislativo entre brevemente em vigor.

A contaminação dos solos representa um perigo para a saúde pública e para o ambiente (por exemplo, perda da biodiversidade ou impacte ao nível dos recursos naturais), dependendo os seus efeitos do tipo de contaminante, da exposição (intensidade, frequência e duração) e das características biológicas do indivíduo exposto. Na Lista Prioritária das Substâncias Perigosas da Agency for Toxic Substances and Disease Registry (ATSDR, 2015), construída a partir da conjugação da sua frequência, toxicidade e potencial de exposição humana, e adotada pela Organização Mundial de Saúde, os elementos químicos que ocupam os três primeiros lugares são o arsénio, o chumbo e o mercúrio. Os efeitos destes metais pesados, que não são necessários a nenhuma função dos organismos, são: a neurotoxicidade, os distúrbios hematológicos, os distúrbios renais, a hipertensão arterial, a carcinogenicidade, entre outros (Ruppenthal, 2013).

Mais de 200 anos de industrialização europeia tornaram a contaminação do solo num problema muito generalizado. No último inventário europeu sobre solos contaminados, realizado em 2011-2012 pelo European Soil Data Centre (Panagos *et al.*, 2013), e ao qual foram associados 38 países, estimou-se o número de locais potencialmente contaminados em 1 470 000 e de locais contaminados em 160 000. Apenas 5 países não responderam ao inventário: Bósnia-Herzegovina, Eslovénia, Polónia, Portugal e Turquia, ainda que no que respeita a Portugal, remonte a 1998 o primeiro inventário sobre solos contaminados no país (Jorge, 1998). Um segundo inventário foi apresentado em ECO-SOLOS (2000). Considerando os dados obtidos mais recentemente pelo European Soil Data Centre, estima-se que em Portugal existam cerca de 24 000 locais potencialmente contaminados (em 2002 identificaram-se cerca de 22 000, tendo por base o Catálogo Europeu de Resíduos, atual Lista Europeia de Resíduos, e dados recolhidos no Instituto Nacional de Estatística) e 2600 locais contaminados. Os setores que mais contribuem para a contaminação dos solos, considerando as respostas de 22 países, são os aterros de resíduos (37 %) e as atividades industriais e comerciais (33 %), onde se incluem a extração e refinação do petróleo, as centrais elétricas e a extração mineira. Os principais contaminantes, partindo das respostas de 16 países, são os metais pesados e os óleos minerais, que contribuem, em conjunto, com cerca de 60 % para a contaminação dos solos e 53 % para a contaminação das águas subterrâneas. As Figuras 9 e 10 apresentam estes e todos os restantes setores e contaminantes, respetivamente.

O custo total estimado para a gestão dos solos contaminados nos Estados-Membros da UE situa-se entre 2,4 e 17,3 biliões de euros (Panagos *et al.*, 2013), correspondendo, de acordo com o mesmo estudo, a cerca de 6526 milhões de euros por ano. Segundo a Agência Europeia do Ambiente (AEA), em 30 anos foram descontaminados cerca de 80 000 locais na Europa (EEA, 2007).

Face ao grande número de locais contaminados e aos elevados custos da sua remediação, apresentados no parágrafo anterior, a participação dos **geotécnicos** na remediação dos terrenos contaminados deve contribuir em dois pontos fundamentais: a) redução dos custos; e b) redução dos impactes no ambiente. Para além disso, deve atender ao seguinte princípio: o custo da remediação não deve exceder os benefícios ambientais.

Alguns contributos relevantes que os geotécnicos podem dar para a redução dos custos da remediação, uma pressão constante na Europa e que se justifica plenamente atendendo aos valores indicados mais acima, são: a) promover a utilização das técnicas existentes e o desenvolvimento de outras, com maior relação custo-benefício; b) reduzir o volume de terreno a ser tratado; c) aumentar o volume de terreno tratado a ser reutilizado ou reciclado; e d) promover o uso e o melhoramento das análises de risco.

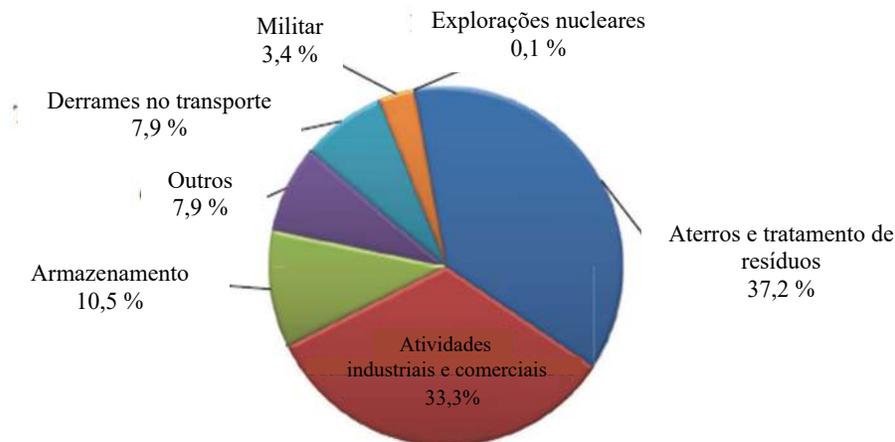
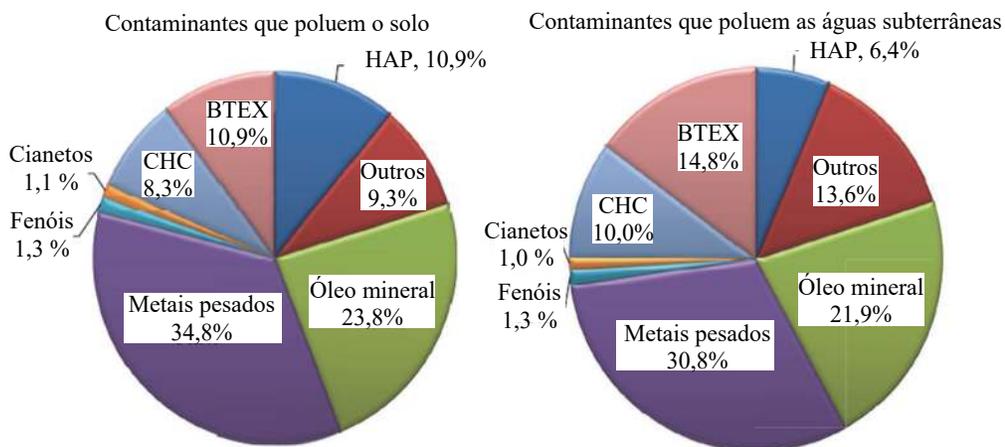


Fig. 9 – Setores que contribuem para a contaminação dos solos na Europa (adaptado de Panagos *et al.*, 2013).



Legenda: BTEX - benzeno, tolueno, etilbenzeno e xileno; CHC – Hidrocarbonetos Clorados; HAP – Hidrocarbonetos Aromáticos Policíclicos.

Fig. 10 – Contaminantes que poluem os solos e as águas subterrâneas na Europa (adaptado de Panagos *et al.*, 2013).

A sustentabilidade só raramente tem sido considerada nos projetos de remediação dos terrenos, com eventuais relevantes consequências ao nível dos impactes no ambiente. A abordagem clássica é reduzir as concentrações dos contaminantes até aos níveis prescritos pela regulamentação aplicável. Nesta abordagem, só os impactes e os fatores locais são considerados na seleção das tecnologias de remediação. Impactes holísticos mais amplos são poucas vezes considerados ou são mesmo totalmente negligenciados (Reddy, 2014). Para este autor, a sustentabilidade exige que se considere não só os requisitos de eficácia, de custo e de tempo de remediação, mas também os impactes resultantes, como as emissões de gases com efeito de estufa, a poluição do ar, o uso de energia, o consumo de água e o esgotamento dos recursos naturais, durante todo o ciclo de vida do projeto de remediação.

Segundo Nathanail e Bardos (2004), as técnicas de remediação inicialmente mais aplicadas procediam à escavação-e-aterro, no caso dos solos, e/ou à bombagem-e-tratamento, no caso das águas subterrâneas. Estas técnicas de remediação, ambas *ex-situ*, não são, porém, sustentáveis, por causa dos impactes negativos e dos benefícios ambientais serem neutros ou negativos. Nestes casos têm grande peso o custo do transporte e o consumo de energia. Reddy (2014) refere que atualmente há preferência pelas técnicas de remediação *in-situ*, não só pela sua evolução, mas também por serem mais sustentáveis. A frequência de utilização de diferentes técnicas de remediação em diferentes países europeus é mostrada na Figura 11.

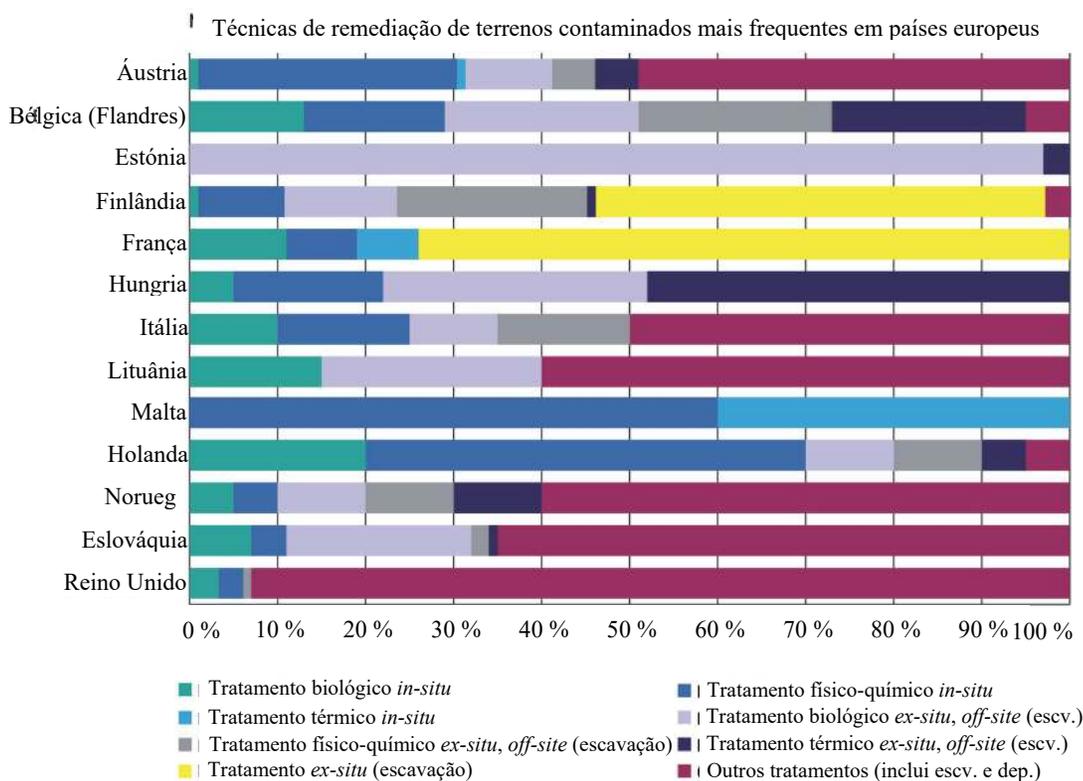


Fig. 11 – Frequência de utilização de diferentes técnicas de remediação em diferentes países europeus, em 2011 (adaptado de van Liedekerke *et al.*, 2014).

A seleção das tecnologias de remediação dos terrenos contaminados e o seu sucesso dependem de vários fatores (Khan *et al.*, 2004; Silva, 2008), nomeadamente: a) das características do local; b) das características do contaminante; c) do uso do solo; d) do tempo disponível; e) dos conhecimentos da equipa técnica; f) dos custos; e g) da legislação aplicável.

Atendendo a que o sucesso da aplicação das técnicas de remediação depende do conhecimento exaustivo das características do subsolo, onde se incluem as águas subterrâneas, a importância de envolver os **geotécnicos** nos processos de remediação dos terrenos contaminados, resulta, como referido na introdução, dos seus conhecimentos quer sobre o comportamento e as técnicas de tratamento dos solos, quer sobre a heterogeneidade e a anisotropia do subsolo.

Por se entender que a intervenção dos **geotécnicos** na remediação dos solos contaminados é determinante e que as solicitações irão aumentar no futuro, são numerosos os desafios técnicos e as oportunidades que se perspectivam para os geotécnicos nos próximos anos.

6 – SUSTENTABILIDADE E MINERAÇÃO DOS ATERROS DE RESÍDUOS

Apesar dos esforços para se atingir a meta de encaminhamento de zero resíduos para os aterros, haverá sempre uma percentagem de resíduos, ainda que residual (< 5 % a partir de 2030 na UE (Comissão Europeia, 2014a)), que poderá ser depositada em aterro. A continuação da deposição de resíduos em aterros, é, portanto, parte obrigatória numa estratégia integrada de gestão de resíduos de encerramento do ciclo do material. Qualquer outro encaminhamento para estes resíduos residuais poderia resultar na dispersão dos contaminantes no ambiente.

A esmagadora maioria dos aterros existentes foi concebida e construída para os resíduos estarem isolados do meio envolvente, a fim de o protegerem da migração dos lixiviados e do biogás. A recirculação dos lixiviados é por vezes praticada nestes aterros como forma de os armazenar na massa de resíduos e gerir a capacidade de resposta das Estações de Tratamento dos Lixiviados e também de promover a geração de biogás.

Nesta filosofia de eliminação de resíduos em aterro - recolher os resíduos e descartá-los ao mais baixo custo e o mais rápido possível - coloca-se a questão de saber se os sistemas construídos para isolar os resíduos do meio envolvente vão manter um desempenho adequado até a carga poluente dos resíduos não representar um perigo para a saúde pública e para o ambiente.

A partir de uma perspetiva de sustentabilidade, no sentido de não se passarem responsabilidades para as futuras gerações, a conceção dos novos aterros de resíduos devia ser revista. Um desafio para os **geotécnicos** é, portanto, contribuírem para a exploração sustentável dos aterros de resíduos da próxima geração. Nesta nova abordagem, os aterros de resíduos seriam explorados de forma a ser acelerada a (bio)degradação e a lixiviação das substâncias poluentes mobilizáveis, de modo que a carga poluente dos resíduos fique em equilíbrio com o meio envolvente no mais curto intervalo de tempo possível, o qual não deveria ser superior ao período correspondente a aproximadamente uma geração (cerca de 30 anos).

A Figura 12 representa esquematicamente o conceito de exploração de aterros de resíduos segundo os métodos tradicionais (decomposição lenta dos resíduos) e como biorreator anaeróbico (taxa de decomposição dos resíduos mais rápida).

Uma segunda abordagem inovadora nos aterros de resíduos são as operações de exumação ou de mineração, que envolvem a escavação e a recuperação dos resíduos depositados para reciclar os materiais inorgânicos aí existentes. Neste contexto, a gestão hierárquica dos resíduos, onde os aterros eram a última das opções, é substituída por uma gestão sustentável dos resíduos, que se baseia no ciclo de vida útil dos produtos, com o objetivo ideal de criação de desperdício zero.

Nesta nova abordagem, a aceleração da estabilização dos resíduos nos aterros permitiria antecipar as atividades de mineração para a reciclagem do material em depósito.

A mineração dos aterros de resíduos representa as atividades envolvidas na extração e no processamento dos resíduos que foram previamente armazenados em aterros de RSU, entre outros. Segundo Cossu e Williams (2015), a mineração urbana é uma extensão da mineração dos aterros de

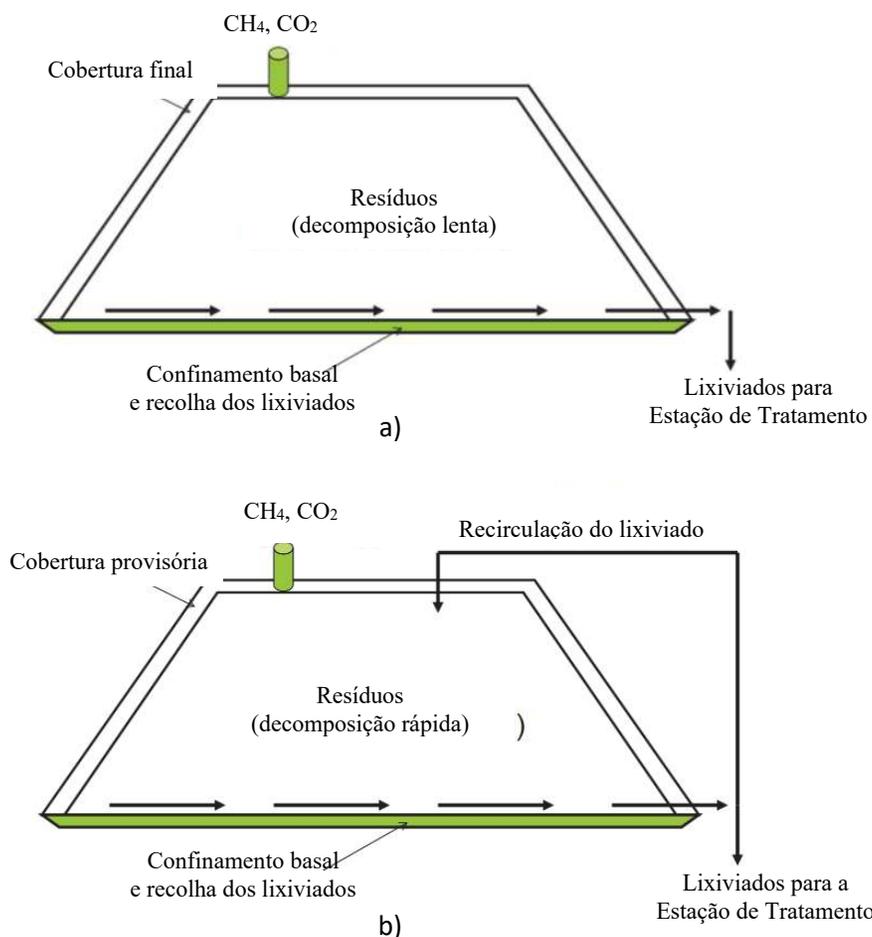


Fig. 12 – a) Aterro de resíduos tradicional, b) aterro de resíduos biorreator anaeróbico (adaptado de Townsend, s/d).

resíduos para recuperação de matérias-primas secundárias com valor transacionável presentes em edifícios, infraestruturas comerciais e industriais, equipamentos eletrônicos, entre outros.

É consensual que a primeira experiência de mineração de aterros de resíduos terá ocorrido em Israel, em 1953, com o principal propósito de aumentar a capacidade da infraestrutura para continuar a receber resíduos (Savage *et al.*, 1993). Porém, só recentemente, no final do século passado, voltou a haver interesse pela mineração dos aterros de resíduos. Apesar disso, a mineração dos aterros de resíduos ainda não é considerada nas opções de gestão de resíduos, por toda a estratégia se focar no cumprimento de metas nacionais e comunitárias, como sejam, a redução de produção de resíduos, a redução da quantidade total de resíduos depositados em aterro, ou o aumento relativamente à preparação para a reutilização e a reciclagem de resíduos.

Atendendo, porém, à procura global atual e esperada de materiais, especialmente de metais - entre 1980 e 2002 houve um aumento de 36% na extração de recursos, tendo a extração de metais aumentado 56% (Behrens *et al.*, 2007), por um lado, e à diminuição dos recursos não renováveis, aumento do preço das matérias-primas e preocupações com o ambiente, por outro, é esperado que os materiais existentes em grandes quantidades nos aterros de resíduos venham a ser considerados um recurso valioso, e, por isso, economicamente viável a sua exploração. Com esta mudança de paradigma, os aterros passariam a ser vistos como um local para armazenamento dos

resíduos a longo prazo e não para a sua deposição final. Apenas a parte dos resíduos armazenados que não fosse reciclável necessitaria de ser reaterrada, representando a recolha de muitos milhões de toneladas de recursos.

Com efeito, estima-se que só na UE os aterros de resíduos contenham de 30 a 50 biliões de metros cúbicos de resíduos (Ratcliffe *et al.*, 2012), e que em 20 hectares de um aterro de resíduos possam existir 220 000 toneladas de aço e 20 000 toneladas de alumínio (Cohen-Rosenthal, 2004). A nível global, a quantidade de cobre depositado nos aterros de resíduos estima-se em 393 milhões de toneladas, comparável ao cobre em uso na tecnosfera (330 milhões de toneladas) (Krook *et al.*, 2012). Nos EUA estima-se que entre 1960 e 2012, mais de 589 milhões de megatoneladas de metais foram depositadas em aterros (USEPA, 2014)

Para além da recuperação de materiais para reciclagem e reintrodução no processo produtivo, contribuindo para os objetivos da economia circular, há ainda a referir as seguintes vantagens da mineração dos aterros de resíduos: a) remoção de uma potencial fonte de contaminação, reduzindo os riscos de contaminação do ambiente, em particular com a reconversão das lixeiras em aterros de resíduos; b) possibilidade de se inspecionarem e repararem os sistemas basais de confinamento e de recolha de lixiviados; c) reutilização do espaço disponibilizado para deposição de novos resíduos, prolongando o período de vida útil do aterro e evitando ou adiando a sua ampliação ou construção de novos aterros; e d) utilização do espaço para outros fins, se não continuar a exploração como aterro de resíduos.

Antes de se considerar a realização de atividades de mineração nos aterros de resíduos, a melhor perspetiva de aproveitamento dos aterros de resíduos após o encerramento era a sua utilização para construção de estruturas recreativas, adaptação a reservas naturais, suporte a centrais de painéis solares, entre outras.

O processo de mineração dos aterros de resíduos pode-se resumir em cinco fases principais: a) caracterização dos resíduos (Figura 13); b) escavação dos resíduos (Figura 14); c) separação entre os materiais transacionáveis e os resíduos e triagem (Figura 15); d) tratamento e gestão dos materiais prejudiciais ao ambiente; e e) deposição dos resíduos residuais.

Um dos principais desafios na recuperação dos recursos minerais existentes nos aterros de resíduos é dispor de meios tecnológicos com capacidade para separarem os materiais transacionáveis dos resíduos depositados, e ainda mais importante, garantir níveis de qualidade aos materiais recuperados.

Os princípios e os métodos que os **geotécnicos** desenvolveram ao longo de várias décadas para aplicar em solos e em rochas, e mais recentemente na deposição de resíduos em aterro, podem, com algumas adaptações e, nalguns casos, com desafios geotécnicos adicionais, virem a serem aplicados



Fig. 13 – Fase de caracterização dos resíduos (Kemler, s/d).



Fig. 14 – Fase de escavação dos resíduos (Ford *et al.*, 2013).



Fig. 15 – Fase de separação e classificação dos materiais transacionáveis e resíduos (IWCS, 2009).

na mineração dos aterros de resíduos, e, muito particularmente, nas fases de caracterização dos resíduos depositados em aterro, de escavação dos resíduos e de recolocação dos resíduos residuais em aterro.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O exercício da Geotecnia em temas ligados ao ambiente e à sustentabilidade requer, a maioria das vezes, conhecimentos multidisciplinares, tanto nos trabalhos de investigação como na execução das obras e dos projetos respetivos. A abordagem e a plena resolução dos problemas também exigem, quase sempre, colaborações interdisciplinares, em particular, com as ciências ambientais, químicas e biológicas.

As oportunidades atuais e em perspetiva nas duas áreas são muito significativas e colocam desafios relevantes aos geotécnicos.

Este trabalho sintetizou em sete temas algumas das prioridades atuais e futuras da Geotecnia Ambiental e da Geotecnia Sustentável, tendo-se selecionado quatro para avaliação das suas principais oportunidades e desafios: a) Medidas de Mitigação e de Adaptação às Alterações

Climáticas; b) Transformação de Resíduos em Recurso; c) Remediação de Terrenos Contaminados; e d) Exploração Sustentável e Mineração dos Aterros de Resíduos.

As alterações climáticas estão no topo dos riscos ambientais com maior impacto para o futuro do Terra e dos seus habitantes, com elevados custos económicos, ambientais e sociais, designadamente, em domínios como a agricultura, a energia, as cheias e as inundações, os incêndios florestais, a saúde humana, as secas e as zonas costeiras. Para combater as alterações climáticas são necessárias medidas de mitigação e de adaptação. As oportunidades e os desafios que ambas proporcionam aos geotécnicos foram apresentados em conjunto com o enquadramento do tema. Os contributos dos geotécnicos para as medidas de mitigação foram ilustrados através da participação em estudos para a armazenagem subterrânea do dióxido de carbono, a redução do consumo de energia na execução das obras e a substituição das fontes de energia derivadas dos combustíveis fósseis por fontes de energia renováveis verdes. Ao nível das medidas de adaptação foram salientados os casos em que será necessário envolver os geotécnicos nas obras de manutenção da linha de costa e de proteção das populações a cheias e inundações, sobretudo em meio urbano.

A utilização eficiente dos recursos é essencial ao aumento da eficiência energética, à garantia de acesso às matérias-primas primárias, e à redução dos impactos ambientais e das emissões de gases com efeito de estufa. A transformação dos resíduos num recurso, através da sua reutilização ou reciclagem, num mercado de custo elevado das matérias-primas, foi considerada um meio que proporcionará grandes desafios e oportunidades de trabalho aos geotécnicos. Os conhecimentos adquiridos pelos geotécnicos no estudo dos solos e das rochas são um ponto de partida muito importante na avaliação da viabilidade técnica da utilização dos materiais provenientes do processamento dos resíduos, quer através de ensaios laboratoriais quer de construção de trechos experimentais.

Os terrenos contaminados representam um perigo para a saúde pública e para o ambiente, pelo que a sua recuperação é necessária e urgente. A falta de legislação específica e a atividade industrial sem quaisquer preocupações ambientais ao longo de muitos anos foram ilustradas com a referência ao grande número de locais contaminados existentes na Europa. As oportunidades de trabalho perspectivam-se significativas, mas podem ser dificultadas por serem muito elevados os custos da sua recuperação. Foi salientado, por isso, que a participação dos geotécnicos pode contribuir para a redução dos custos da remediação e para a redução dos seus impactos no ambiente, para o que muito ajudará os seus conhecimentos, quer sobre o comportamento e técnicas de tratamento dos solos, quer sobre o estudo da heterogeneidade e anisotropia do subsolo.

Os aterros de resíduos estão entre as primeiras obras geoambientais a serem executadas e entre as que proporcionaram mais oportunidades de trabalho. Para futuro deverá assistir-se, porém, a uma diminuição acentuada de novas construções deste tipo, dados os esforços em curso, em particular nos países desenvolvidos, para os materiais manterem o valor económico pelo máximo tempo possível. Os milhões de aterros de resíduos existentes em todo o mundo e os bilhões de metros cúbicos de resíduos neles depositados, associados à procura e ao custo das matérias-primas no futuro, em especial dos metais, oferece aos geotécnicos a oportunidade e o desafio de participarem nas atividades de mineração dos aterros de resíduos encerrados, em particular nas fases de caracterização, de escavação e de repositição dos resíduos residuais no aterro.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACIA (2004). *Impacts of a warming Arctic: Arctic climate Impact Assessment (ACIA)*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.

APA (2015). *Projeto legislativo relativo à prevenção da contaminação e remediação dos solos (Prosolos)*. Agência Portuguesa do Ambiente, Alfragide.

- ASTDR (2015). *Priority List of Hazardous Substances*. Agency for Toxic Substances and Disease Registry (ASTDR), Atlanta (USA). Disponível em: <http://www.atsdr.cdc.gov/SPL/index.html>. Consultado em julho de 2016.
- Bartl, A. (2015). *Withdrawal of the circular economy package: A wasted opportunity or a new challenge?* Waste Management, vol. 44, pp. 1-2.
- Basu, D.; Puppala, A.J.; Chittoori, B. (2013). *General report of TC 307: Sustainability in geotechnical engineering*. 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engrg.: “Challenges and innovations in geotechnics”, Paris, France, pp. 3171-3174.
- Basu, D.; Puppala, A.J. (2015). *Sustainability: an emerging discipline within geotechnical engineering*. Proc. 16th European Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engrg.: “Geotechnical engineering for infrastructure and development”, Paris, France, pp. 2487-2492.
- Behrens, A.; Giljum, S.; Kovanda, J.; Niza, S. (2007). *The material basis of the global economy: worldwide patterns of natural resource extraction and their implications for sustainable resource use policies*. Ecological Economics, vol. 64, n° 2, pp. 444-453.
- Benson, C.H. (2016). *The future of environmental geotechnics: creating the new value proposition*. Environmental Geotechnics, vol. 3, n° 2, pp. 61-62.
- Brandl, H. (2011). *Importance of geotechnics in today's and future civil engineering - Public image, risks and responsibilities and future aspects of civil/geotechnical engineering*. Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek, n° 3, pp. 120-136. Disponível em: <http://e-gfos.gfos.hr/en/index.php/archive/number-3>. Consultado em: julho de 2016.
- Breedevel, J. (2012). *Future position of geotechnical engineering*. Disponível em: http://www.kiviniria.nl/eygec/papers/keynote_breedevel.pdf. Consultado em: junho de 2016.
- Cardoso, A.S. (2015). *Desenvolvimento da geotecnia. Condicionantes gerais e específicas – Parte 1*. Geotecnia, vol. 135, pp. 5-39.
- Cardoso, A.S. (2016). *Desenvolvimento da geotecnia. Necessidades infraestruturais e perspectivas genéricas – Parte 2*. Geotecnia, vol. 136, pp. 3-26.
- CHANGE (s/d). *Mudanças Climáticas, costeiras e sociais - erosões globais, conceções de risco e soluções sustentáveis em Portugal (Projeto CHANGE)*. Instituto de Ciências Sociais da Universidade de Lisboa. Disponível em: <http://www.projectochange.ics.ul.pt/home>. Consultado em: setembro de 2017.
- Chowdhury, R.; Flentje, P. (2007). *Perspectives for the future of geotechnical engineering*. Proc. Int. Conf. on Civil Engrg. for the New Millennium: Opportunities and Challenges, Bengal Engrg. College, Shibpur, India, 20 p. Disponível em: <http://ro.uow.edu.au/cgi/viewcontent.cgi?article=1462&context=engpapers>. Consultado em: agosto de 2016.
- Cohen-Rosenthal, E. (2004). *Making sense out of Industrial Ecology: a framework for analysis and action*. Journal of Cleaner Production, vol. 12, pp. 1111-1123.
- Comissão Europeia (2002). *Para uma estratégia temática de protecção do solo*. Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões, COM(2002) 179 final, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:52002DC0179&from=PT>. Consultado em: junho de 2016.

- Comissão Europeia (2006). *Estabelece um quadro para a proteção do solo e altera a Diretiva 2004/35/CE*. Proposta de Diretiva do Parlamento Europeu e do Conselho, COM(2006) 232 final, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:52006PC0232&from=PT>. Consultado em: julho de 2016.
- Comissão Europeia (2012). *Um programa geral de ação da União para 2020 em matéria de ambiente «Viver bem, dentro das limitações do nosso planeta»*. Proposta de Decisão do Parlamento Europeu e do Conselho, COM(2012) 710 final, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:52012PC0710&from=PT>. Consultado em: abril de 2016.
- Comissão Europeia (2014). *Estratégia da UE para a adaptação às alterações climáticas*. Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões, COM(2013) 216 final, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:52013DC0216&from=PT>. Consultado em: novembro de 2015.
- Comissão Europeia (2014a). *Para uma economia circular: programa para acabar com os resíduos na Europa*. Comunicação da Comissão ao Parlamento Europeu, ao Conselho, ao Comité Económico e Social Europeu e ao Comité das Regiões, COM(2014) 398 final, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: http://eur-lex.europa.eu/resource.html?uri=cellar:50edd1fd-01ec-11e4-831f-01aa75ed71a1.0021.03/DOC_1&format=PDF. Consultado em: novembro de 2015.
- Comissão Europeia (2015). *Pacote da economia circular: perguntas e respostas*. Ficha informativa, Bruxelas, Bélgica. Disponível em: http://europa.eu/rapid/press-release_MEMO-15-6204_pt.htm. Consultado em: março de 2016.
- Cossu, R.; Williams, I.D. (2015). *Urban mining: Concepts, terminology, challenges*. Waste Management, vol. 45, pp. 1-3.
- DGOTDU (2010). *Análise de estratégias internacionais no âmbito das alterações climáticas (Documento de trabalho)*. Direção-Geral do Ordenamento do Território e Desenvolvimento Urbano (DGOTDU). Disponível em: https://www.apambiente.pt/_zdata/Politicas/AlteracoesClimaticas/Adaptacao/ENAAAC/Relat_Detalhados/Relat_Sector_ENAAAC_Ordenamento_do_Territorio.pdf. Consultado em: setembro de 2017.
- DR (2014). *Lei n.º 31/2014, 30 de maio: Lei de bases gerais da política pública de solos, de ordenamento do território e de urbanismo*. Diário da República, 1.ª série - n. 104, INCM, Lisboa, pp. 2988-303.
- ECO-SOLOS (2000). Inventário preliminar de áreas potencialmente contaminadas em Portugal. Eco-Solos - Tratamento de Solos e Resíduos, S.A., Projeto co-financiado pela Comunidade Europeia, Fundo de Coesão, IPE/REGIA.
- EEA (2007). *Progress in management of contaminated sites*. European Environment Agency. Disponível em: <http://www.eea.europa.eu/data-and-maps/indicators/progress-in-management-of-contaminated-sites/progress-in-management-of-contaminated-1>. Consultado em: março de 2015.
- EEA (2017). *European Climate Adaption Platform (Climate-ADAPT)*. European Environment Agency (EEA). Disponível em: <http://climate-adapt.eea.europa.eu/countries-regions/countries/sweden>. Consultado em: setembro de 2017.

- Ford, S.; Warren, K.; Lorton, C.; Smithers, R.; Read, A.; Hudgins, M. (2013). *Feasibility and viability of landfill mining and reclamation in Scotland*. Final Report. Zero Waste Scotland. Disponível em: http://www.wrap.org.uk/sites/files/wrap/Feasability%20and%20Viability%20of%20LFMR%20Scotland%20190413_0.pdf. Consultado em: outubro de 2017.
- Francisca, F.M. (2011). *About the future of geotechnical engineering: a view from South America*. Proc. 14th Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engrg.: “Geo-Innovation Addressing Global Challenges”, Toronto, Canada, vol. 1, 5 p. https://www.researchgate.net/publication/265165566_About_the_future_of_geotechnical_engineering_a_view_from_South_America. Consultado em: setembro de 2016.
- Fratolocchi, E. (2008). *TC 5: Environmental Geotechnics activity*. ISSMGE Bulletin, vol. 2, issue 1, pp. 5-6.
- Freire, A.C.; Neves, J.M.; Roque, A.J.; Martins, I.M.; Antunes, M.L.; Faria, G. (2013). *Aplicação de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em camadas granulares de pavimentos rodoviários validada em trecho piloto*. Atas do VII Congresso Rodoviário Português, Lisboa, 10 p.
- Frias, A.; Roque, A.J.; Caldeira, L.; Almeida, I.M.; Januário, P.; Coelho, M. (2010). *Optimização de procedimentos construtivos para a construção de um trecho em aterro com finos de pedreiras de granito*. Atas do 12.º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 1961-1971.
- Frias, A.; Roque, A.J.; Caldeira, L.; Almeida, I.M.; Januário, P.; Santos, J. (2010a). *Recycling of Portuguese granite quarry fines in geotechnical works: Hydraulic and mechanical characterization*. Proc. 6th Int. Congress on Env. Geotechnics, New Delhi, India, vol. 2, pp. 1150-1155.
- Furtado, R. (2016). *A economia circular e as entidades gestoras de fluxos específicos de resíduos*. Industria e Ambiente – Revista de Informação Técnica e Científica, nº 98, pp. 18-20.
- Galliot, M.; Monléon, M.; Reyssset, B.; Russo, L.; Vergès, P. (2009). *Changement climatique. Coûts des impacts et pistes d'adaptation*. Observatoire National sur les Effets du Réchauffement Climatique (ONERC), La Documentation Française, Paris, France.
- Galopim de Carvalho, A.M. (2015). *O chão que nos dá o pão*. De Rerum Natura [Sobre a Natureza das Coisas]. Disponível em: <http://dererummundi.blogspot.pt/2015/12/o-chao-que-nos-da-opao.html>. Consultado em: dezembro de 2015.
- Gomes Correia, A.; Roque, A.J.; Fortunato, E.; Ferreira, S.; Cavalheiro, A. (2010). *I&D para a valorização das escórias de aciaria de forno de arco eléctrico em obras geotécnicas*. Atas do 12.º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 1973-1982.
- Gomes Correia, A.; Roque, A.J.; Ferreira, S.M.R.; Fortunato, E. (2012). *Case study to promote the use of industrial byproducts: The relevance of performance tests*. Journal of ASTM International, vol. 9, nº 2, pp. 1-18.
- Gomes Correia, A. (2015). *Geotechnical engineering for sustainable transportation infrastructure*. Proc. 16th European Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engrg.: “Geotechnical engineering for infrastructure and development”, Paris, France, vol. 1, pp. 49-64,.
- 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.

- Guerra, J.; Roque, A.J.; Almeida, I.M.; Frias, A. (2010). *Avaliação da aplicabilidade de finos de pedreiras de granito tratados com bentonite em obras geoambientais com funções de confinamento hidráulico*. Atas do 12.º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 1983-1992.
- Hajra, M.G. (2012). *Sustainability in geotechnical engineering: current and future trends in research, education & professional practice*. Louisiana Civil Engrg. Conf., Kenner, Louisiana. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/211682508/Sustainability-in-Geotechnical-Engineering-26795531>. Consultado em: julho de 2016.
- Huber-Humer, M.; Lechner, P. (2011). *Sustainable landfilling or sustainable society without landfilling?* Waste Management, vol. 31, issue 7, pp. 1427-1428.
- Industria e Ambiente (2016). *BCSD lança folheto dedicado à economia circular*. Industria e Ambiente – Revista de Informação Técnica e Científica, nº 98, pp. 38.
- IPCC (2014a). *Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects*. Contribution of Working Group II to the 5th Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Eds. C.B. Field, V.R. Barros, D.J. Dokken, K.J. Mach, M.D. Mastrandrea, T.E. Bilir, M. Chatterjee, K.L. Ebi, Y.O. Estrada, R.C. Genova, B. Girma, E.S. Kissel, A.N. Levy, S. MacCracken, P.R. Mastrandrea, and L.L. White. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA. Disponível em: <http://www.ipcc.ch/report/ar5/wg2/>. Consultado em: junho de 2016.
- IPCC (2014b). *Climate Change 2014: Synthesis Report*. Contribution of Working Groups I, II and III to the 5th Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Eds. R.K. Pachauri and L.A. Meyer. IPCC, Geneva, Switzerland. Disponível em: <http://www.ipcc.ch/report/ar5/syr/>. Consultado em: junho de 2016.
- IWCS (2009). *Landfill reclamation demonstration project (Perdido Landfill, Escambia County)*. Innovative Waste Consulting Services. Disponível em: https://www.dep.state.fl.us/waste/quick_topics/publications/shw/recycling/InnovativeGrants/IGYear9/finalreport/Perdido_Landfill_Mining_Report_final.pdf. Consultado em: outubro de 2017
- Jefferis, S.A. (2014). *Environmental and geotechnics: a forward look at the union*. Proc. 7th Int. Cong. on Environmental Geotech., Melbourne, Australia, pp. 1-15.
- Jorge, C. (1998). *Os solos contaminados. A situação em Portugal (Estudo Preliminar)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 73/98-NP.
- Keaton, J.R. (2010). *Modern trends in engineering geology*. Environmental and Engineering Geology – Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS), vol. 1, 10 p.
- Kemler, V. (s/d). *An overview of landfill mining as a resource recovery option for the future*. City of Denton General Manager, Solid Waste & Recycling Services. Disponível em: http://www.recyclingstar.org/wp-content/uploads/2014/10/2_Kemler_Mining_PDF.pdf. Consultado em: outubro de 2017
- Khan, F.I.; Husain, T.; Hejazi, R. (2004). *An overview and analysis of site remediation technologies*. Journal of Environmental Management, vol. 71, pp. 95-122.
- Krook, J.; Svensson, N.; Eklund, M. (2012). *Landfill mining: A critical review of two decades of research*. Waste Management, vol. 32, pp. 513-520.

- Lacasta, N.; Lacerda, M. (2013). *Estratégia setorial de adaptação aos impactos das alterações climáticas relacionados com os recursos hídricos*. Agência Portuguesa do Ambiente, Alfragide.
- LNEC E 471 (2009). *Guia para a utilização de agregados reciclados em betões de ligantes hidráulicos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 472 (2009). *Guia para a reciclagem de misturas betuminosas em central*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 473 (2009). *Guia para a utilização de agregados reciclados em camadas não ligadas de pavimentos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 474 (2009). *Guia para a utilização de materiais reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição em aterro e em camada de leito de infraestruturas de transporte*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 483 (2016). *Guia para a utilização de agregados reciclados provenientes de misturas betuminosas recuperadas para camadas não ligadas de pavimentos rodoviários*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 484 (2016). *Guia para a utilização de materiais provenientes de resíduos de construção e demolição em caminhos rurais e florestais*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 485 (2016). *Guia para a utilização de materiais provenientes de resíduos de construção e demolição em preenchimento de valas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Long, J.C.S. (2006). *Preface of "Geological and geotechnical engineering in the new millennium. Opportunities for research and technological innovation"*. National Research Council. The National Academies Press, Washington, D.C., USA.
- LPN (2014). *Alterações climáticas: preparar Portugal*. Liga para a Proteção da Natureza, Lisboa.
- Nathanail, C.P.; Bardos, R.P. (2004). *Reclamation of contaminated land*. John Wiley & Sons, Chichester, England.
- Notícias Magazine (2017). *O governo quer menos gente nas praias da Caparica*. Global Notícias - Media Group S. A., Magazine Notícias. Disponível em: <http://www.noticiasmagazine.pt/2017/caparica-vai-mudar/>. Consultado em: setembro de 2017.
- NRC (2006). *Geological and geotechnical engineering in the new millennium. Opportunities for research and technological innovation*. National Research Council. The National Academies Press, Washington, D.C., USA.
- Panagos, P.; Liedekerke, M.V.; Yigini, Y.; Montanarella, L. (2013). *Contaminated sites in Europe: Review of the current situation based on data collected through a European network*. Journal of Environmental and Public Health, vol. 2013, pp. 1-11.
- Payá Pérez, A.B.; van Liedekerke, M. (2015). *The revision of the land and soil indicator LSI003 and the management of contaminated sites in Europe*. Indústria e Ambiente – Revista de Informação Técnica e Científica, nº 92, pp. 18-21.
- Ratcliffe, A.; Prent, O.J.; van Vossen, W. (2012). *Feasibility of material recovery from landfills (MFL) in the European Union*. Proc. the ISWA World Waste Congress, Florence, Italy.
- Reddy, K.R. (2014). *Evolution of geoenvironmental engineering*. Environmental Geotechnics, vol. 1, nº 3, pp. 1-6.

- Reddy, K.R.; Adams, J. (2015). *What does the future hold for geotechnical engineering?* Geostrata, November/December, pp. 16-18.
- Ribeiro, J.L. (2010). *Riscos Costeiros – Estratégias de prevenção, mitigação e proteção, no âmbito do planeamento de emergência e do ordenamento do território*. Autoridade Nacional de Proteção Civil, Cadernos Técnicos PRoCiV #15, Oeiras. Disponível em: https://www.apsei.org.pt/media/recursos/documentos-de-outras-entidades/ANPC-Cadernos-Tecnicos-Prociv/CTP15_RiscosCosteiros.pdf. Consultado em: abril de 2016.
- Roque, A.J.; Franco, R.; Matos, R.A. (2002). *Estudo da “nata” de mármore como material de construção de barreiras de confinamento aplicadas em Estruturas de Depósito de Resíduos*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, vol. 4, pp. 2717-2734.
- Roque, A.J.; Carvalho, M. (2006). *Possibility of using the drinking water sludge as geotechnical material*. Proc. 5th Int. Congress on Env. Geotechnics, Cardiff, Wales/UK, vol. II, pp. 1535-1542.
- Roque, A.J.; Gomes Correia, A.; Fortunato, E.; Pardo de Santayana, F.; Castro, F.; Ferreira, S.; Trigo, L. (2006). *A geotecnia na valorização de agregados siderúrgicos inertes reciclados – Um projeto nacional*. Atas (CD-ROM) do 12º Encontro Nacional de Saneamento Básico, Cascais, 16 p.
- Roque, A.J.; Andrade, R.; Frias, A.; Caldeira, L.; Vieira, A.; Almeida, I.M.; Fortunato, E. (2008). *Protocolo LNEC/Mota-Engil para uma gestão sustentável dos finos de pedra gerados na produção de agregados*. Atas do 11.º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, 8 p.
- Roque, A.J.; Castro, F.; Gomes Correia, A.; Silva, S.; Cavalheiro, A. (2010). *Laboratory and field leaching tests for predicting the environmental impact of Portuguese steel slag*. Proc. 6th Int. Congress on Env. Geotechnics, New Delhi, India, vol. 2, pp. 1166-1171.
- Roque, A.J.; Rodrigues, M.; Gomes Correia, A. (2015a). *Technical requirements for the use of C&DW recycled aggregates in municipal and rural roads and trenches*. Proc. XVI ECSMGE Geotechnical Engrg. for Inf. and Development, Edinburgh, Scotland, pp. 2629-2634.
- Roque, A.J.; Silva, A.P.; Rodrigues, G.M.; Almeida, R. (2015b). *Utilização de RCD em estruturas de drenagem de obras geotécnicas*. Seminário “Resíduos de Construção e Demolição: Um recurso a valorizar”, Porto, pp. 79-90.
- Roque, A.J. (2015a). *Solo saudáveis para uma vida saudável*. Indústria e Ambiente – Revista de Informação Técnica e Científica, nº 90, pp. 41.
- Roque, A.J. (2015b). *Os solos contaminados são um perigo para a saúde pública e o ambiente*. Indústria e Ambiente – Revista de Informação Técnica e Científica, nº 92, pp. 4-5.
- Roque, A.J.; Martins, I.M.; Freire, A.C.; Neves, J.M.; Antunes, M.L. (2016). *Assessment of Environmental Hazardous of Construction and Demolition Recycled Materials (C&DRM) from Laboratory and Field Leaching Tests - Application in Road Pavement Layers*. Procedia Engineering, Elsevier Journal, Advances in Transportation Geotechnics III, Edited by António Gomes Correia, vol. 143, pp. 204–211.
- Rowe, K.R. (2015). *Reflections on the evolution of geoenvironmental engineering*. Environmental Geotechnics, vol. 2, nº 2, pp. 65-67.
- Ruppenthal, J.E. (2013). *Toxicologia*. Colégio Técnico Industrial de Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria (Brasil).

- Santos, E.; Paulino, J.; Santos, M.J. dos; Canaveira, P.; Baptista, P.; Lourenço, T.C. (2015). *Estratégia Nacional de Adaptação às Alterações Climáticas*. Agência Portuguesa do Ambiente, Alfragide. Disponível em: http://sniamb.apambiente.pt/infos/geoportaldocs/Consulta_Publica/DOCS_QEPIC/150515_E NAAC_Consulta_Publica.pdf. Consultado em: julho de 2016.
- Savage, G.M.; Gouleke, C.G.; Stein, E.L. (1993). *Landfill mining: past and present*. BioCycle, vol. 34, nº 5, pp. 58-61.
- Shackelford, C.D. (2005). *Environmental issues in geotechnical engineering*. Proc. 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg.: “Geotechnology in Harmony with the Global Environment”, Osaka, Japan, pp. 95-122.
- Silva, M.S.C.R.P. (2008). *Avaliação e remediação de zona contaminada por hidrocarbonetos. Caso de estudo: “Contaminação num armazém de lubrificantes”*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica.
- Simpson, B.; Tatsuoka, F. (2008). *Geotechnics: the next 60 years*. Géotechnique, vol. 58, nº 5, pp. 357-368.
- Townsend, T. (s/d). *Operating landfills as bioreactors to decompose and stabilize solid waste*. Florida Center for Solid and Hazardous Waste Management. Disponível em: https://clu-in.org/wales/download/townsend_usa_landfills.pdf. Consultado em: outubro de 2017.
- Tripathy, S. (2015). *Engineering societal issues – geotechnical and geoenvironmental perspectives*. Environmental Geotechnics, vol. 2, nº 5, pp. 253-254.
- USEPA (2014). *Municipal Solid Waste Generation, Recycling and Disposal in the United States: Facts and Figures for 2012*. United States Environmental Protection Agency, Washington, USA. Disponível em: https://archive.epa.gov/epawaste/nonhaz/municipal/web/pdf/2012_msw_fs.pdf. Consultado em: setembro de 2017.
- van Liedekerke, M.; Prokop, G.; Rabl-Berger, S.; Kibblewhite, M.; Louwagie, G. (2014). *Progress in the management of contaminated sites in Europe*. Joint Research Centre, European Commission, Ispra, Italy. Disponível em: <http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/bitstream/JRC85913/lbna26376enn.pdf>. Consultado em: julho de 2016.
- Weinberger, N.; Jörissen, J.; Schippl, J. (2012). *Foresight on environmental technologies: options for the prioritisation of future research funding - lessons learned from the project "Roadmap Environmental Technologies 2020+"*. Journal of Cleaner Production, vol. 27, pp. 32-41.
- WEF (2016). *The Global Risks Report 2016*. 11th Edition, World Economic Forum, Geneva, Switzerland. Disponível em: http://www3.weforum.org/docs/GRR/WEF_GRR16.pdf. Consultado em: agosto de 2016.
- Williams, I.D. (2015). *Forty years of the waste hierarchy*. Waste Management, vol. 40, pp. 1-2.

ENSAIO DE CONE DE QUEDA APLICADO EM ESTUDOS DE PLASTICIDADE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIAIS

Fall cone test applied to studies of plasticity and shear strength of artificial soils

Paula Branco Pinto*

Antonio Marcos de Lima Alves**

Cezar Augusto Burkert Bastos***

RESUMO – A plasticidade e a resistência ao cisalhamento em condições não drenadas são propriedades de grande importância em projetos geotécnicos envolvendo solos finos. O emprego de ensaios expeditos para medição destas propriedades em laboratório, a partir de amostras indeformadas ou remoldadas, é atraente dada a maior repetibilidade. O ensaio de cone de queda de laboratório (Fall Cone Test) constitui-se como uma alternativa para essa finalidade. No presente trabalho, o ensaio de cone de queda foi utilizado para avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada e da plasticidade de amostras de solos artificiais, confeccionados em laboratório, a partir de misturas de caulim, bentonita, areia fina e água destilada com diferentes proporções. Foram ensaiadas amostras das misturas não adensadas (em forma de pasta), e amostras adensadas sob variadas tensões verticais. Na confecção das amostras adensadas, foi utilizado como molde um cilindro de compactação Proctor. Para comparação com os resultados do ensaio de cone, a resistência ao cisalhamento do solo foi medida por ensaios de palheta miniatura, e os limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade) foram quantificados pelos ensaios tradicionais de Casagrande. Os resultados experimentais foram interpretados e comparados com modelos teóricos e com outros resultados experimentais encontrados na literatura técnica.

SYNOPSIS – The plasticity and shear strength in undrained conditions are properties of great importance in geotechnical projects involving fine soils. The use of expedite tests to measure these properties in the laboratory, from undisturbed or remoulded samples, is attractive given the greater repeatability. The Fall Cone Test is an alternative for this purpose. In the present work, the fall cone test was used to evaluate the undrained shear strength and the plasticity of samples of artificial soils, made in the laboratory, from mixtures of kaolin, bentonite, fine sand and distilled water in different proportions. Samples of the unconsolidated mixtures (paste-like), and samples consolidated under various vertical stresses were tested. A Proctor compacting cylinder was used as a mould for the preparation of the samples. To compare with the results of the cone test, shear strength was measured by laboratory vane tests, and the Atterberg limits of consistency (liquid limit and plastic limit) were quantified by the traditional Casagrande tests. The experimental results were interpreted and compared with theoretical models and other experimental results found in the technical literature.

Palavras Chave – Cone de queda livre, limites de Atterberg, resistência ao cisalhamento não drenada.

Keywords – Fall cone, Atterberg limits, undrained shear strength.

* Engenheira Civil, METROPLAN, RS, Brasil. E-mail: paulaabp@yahoo.com.br

** Professor Associado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG.
E-mail: antonioalves@furg.br

*** Professor Titular, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande-FURG.
E-mail: cezarbastos@furg.br

1 – INTRODUÇÃO

O cone de queda de laboratório, ou “fall cone test”, foi inventado em 1915 por John Olsson, secretário da “Geotechnical Commission of the Swedish State Railways” (Massarsch e Fellenius, 2012). O ensaio é realizado preparando-se uma amostra de solo, e colocando-a num recipiente padronizado. Um cone de peso e dimensões prescritas é posicionado com sua ponta apenas tocando a superfície da amostra. O cone é liberado a partir do repouso, caindo em queda livre. A distância percorrida após um determinado período é medida. Após o período prescrito, a expectativa é de que o cone esteja quase em repouso, com qualquer movimento subsequente (devido a efeitos de fluência) muito lento (Hazell, 2008). Na Figura 1 encontra-se uma gravura representativa do primeiro equipamento utilizado.

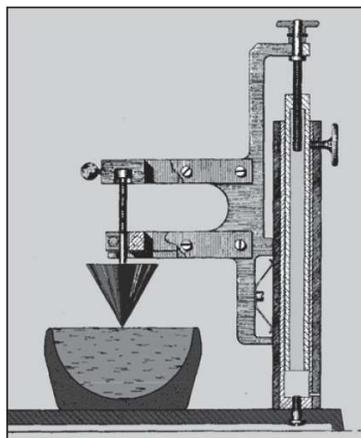


Fig. 1 – Equipamento de cone de queda livre da “Geotechnical Commission of the Swedish State Railways” (Massarsch e Fellenius, 2012).

O ensaio foi originalmente concebido para avaliações da resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade de argilas remoldadas (Hansbo, 1957). Análises teóricas baseadas em conceitos de plasticidade corroboram a ideia de que o ensaio mede a resistência ao cisalhamento do solo (Houlsby, 1982; Koumoto e Houlsby, 2001). Avaliações experimentais da resistência ao cisalhamento de argilas com base no ensaio de cone foram realizadas por Karlsson (1961), Wood (1985), Brown e Huxley (1996), Rajasekaran e Rao (2004) e Tanaka et al. (2012), entre outros.

Além disso, o ensaio era também usado para definir um parâmetro chamado de “finesness number”, conhecido hoje como o limite de liquidez do ensaio de cone (Massarsch e Fellenius, 2012). Já era conhecido no meio técnico o fato de o ensaio de percussão para medida do limite de liquidez, aprimorado por Casagrande (1932), apresentar certa variabilidade nos resultados, causada por vários fatores (Norman, 1958). Assim, a utilização do ensaio de cone para avaliação do limite de liquidez dos solos ganhou impulso rapidamente, buscando-se um aprimoramento em termos de reprodutibilidade e facilidade (Sherwood e Ryley, 1970). Muitos trabalhos podem ser encontrados na literatura técnica, dedicados à comparação dos resultados de limite de liquidez encontrados pelos ensaios de percussão de Casagrande e cone de queda livre, como por exemplo Littleton e Farmilo (1977), Wood (1982), Wires (1984), Moon e White (1985), Carvalho (1986), Wasti e Bezirci (1986), Leroueil e Le Bihan (1996), Mohajerani (1999), Sridharan e Prakash (2000), Prakash e Sridharan (2006), Özer (2009), Grønbech et al. (2011), Mishra et al. (2012), Matteo (2012), Spagnoli (2012), Hrubesova et al. (2016) e Bicalho et al. (2017).

Assim como o ensaio de limite de liquidez, o ensaio tradicional para determinação do limite de plasticidade, baseado no procedimento de rolagem manual de cilindros de solo, apresentava os mesmos problemas em termos de reprodutibilidade e dificuldade (Campbell, 1976). O sucesso da aplicação do ensaio de cone na determinação do limite de liquidez levou naturalmente a tentativas de utilizar o ensaio também para determinação do limite de plasticidade dos solos. Os trabalhos de Wood e Wroth (1978), Belviso et al. (1985), Harrison (1988), Stone e Phan (1995), Feng (2000) e Sivakumar et al. (2009) representam importantes contribuições neste sentido.

Este trabalho tem por objetivo avaliar o uso do ensaio de cone de queda na determinação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), e da resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) de solos artificialmente criados em laboratório. A confecção das amostras de solo se deu através da mistura de caulim, bentonita, areia fina e água destilada em argamassadeira elétrica. Amostras não adensadas (em consistência de pasta) e adensadas sob diferentes tensões verticais foram submetidas a ensaios de palheta miniatura para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada, a ensaios para determinação do limite de liquidez com o uso do aparelho de Casagrande, e a ensaios de rolagem de cilindro de solo para determinação do limite de plasticidade. Os resultados destes ensaios tradicionais foram comparados com os resultados do ensaio de cone de queda.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caracterização dos materiais

Os solos utilizados na pesquisa foram produzidos artificialmente em laboratório, confeccionados a partir da mistura de caulim, bentonita, areia fina e água destilada. Os dados físicos sobre a bentonita empregada são apresentados no Quadro 1. Trata-se de uma bentonita sódica comercial fabricada por Bentonit União Nordeste S.A. No Quadro 2 são apresentados resultados de ensaios químicos conduzidos com a bentonita, onde o caráter sódico a ela atribuído é confirmado.

Quadro 1 – Características físicas da bentonita utilizada (Camargo et al., 2010).

Característica física	Valor
Peso específico dos grãos (kN/m^3)	28,3 a 30,5
Percentagem de argila (%)	80
Percentagem de silte (%)	20
Limite de liquidez (%)	540
Limite de plasticidade (%)	60
Teor de umidade natural de fábrica (%)	13

Quadro 2 – Características químicas da bentonita utilizada (Camargo et al., 2010).

Composição química						pH
Ca	Mg	K	Na	Al	P	
(cmol/kg)(*)						10,0
6,03	5,67	0,25	57,7	0,30	21,8	

(*) cmol/kg (centimol de carga por kilograma) – unidade atualmente empregada em Ciência do Solo para quantificar elementos trocáveis. 1cmol/kg = quantidade do elemento capaz de trocar 10,08 mg de H^+ .

O caulim utilizado, de cor creme, é da marca Raabelim, produzido pela empresa Raabe Calcários, da cidade de Pantano Grande (RS, Brasil). O material beneficiado é empregado na

vulcanização de borracha por indústria do setor domiciliada no município de Pelotas (RS, Brasil). No Quadro 3 são apresentadas algumas características do caulim (percentagens em peso).

Quadro 3 – Características gerais do caulim utilizado.

Característica	Especificação
pH	7 (média)
Perda ao fogo (%)	15 (máx)
Teor de umidade natural de fábrica (%)	2,5 (máx)
Retenção em peneira #50 (%)	0
Retenção em peneira #200 (%)	5 (máx)
Retenção em peneira #325 (%)	10 (máx)
Presença de SiO ₂ (%)	46 (min)
Presença de Al ₂ O ₃ (%)	37 (min)
Peso específico dos grãos (kN/m ³)	24,2
Limite de liquidez (%)	39
Limite de plasticidade (%)	22

A areia foi obtida junto aos depósitos eólicos superficiais presentes na região do Superporto de Rio Grande (Brasil), que, segundo Martins (1967) apud Tomazelli e Villwock (2005), apresentam mineralogia essencialmente quartzosa. Com a areia foram realizados ensaios de análise granulométrica de acordo com a norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 2016d) e ensaio de determinação do peso específico real dos grãos de acordo com a norma brasileira NBR 6458 (ABNT, 2016a). O resultado do ensaio granulométrico encontra-se representado na curva granulométrica apresentada na Figura 2, caracterizando o material como uma areia fina uniforme. Para o peso específico dos grãos da areia foi encontrado o valor de 26,9 kN/m³.

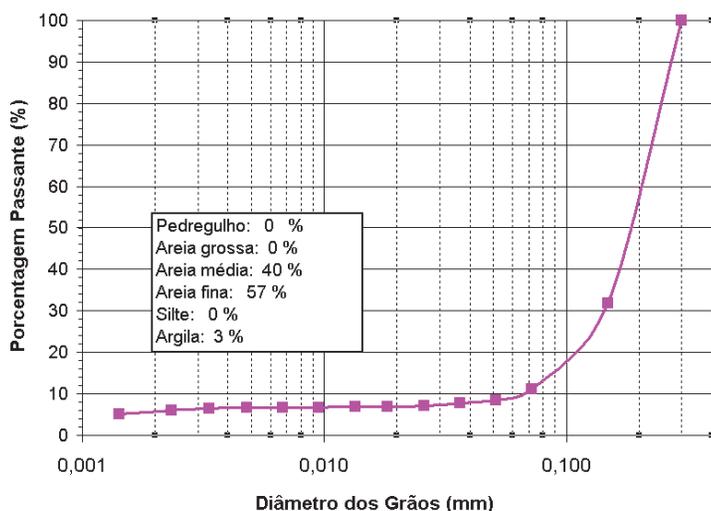


Fig. 2 – Curva granulométrica da areia utilizada.

Foram adotados oito traços para as misturas, conforme sumarizado no Quadro 4.

Quadro 4 – Traços adotados para os solos artificiais (percentagens em peso).

Traço	Caulim	Bentonita	Areia Fina
T0-0	100%	0%	0%
T5-0	95%	5%	0%
T20-0	80%	20%	0%
T30-0	70%	30%	0%
T0-20	80%	0%	20%
T0-30	70%	0%	30%
T5-20	75%	5%	20%
T20-20	60%	20%	20%

Para a caracterização inicial dos traços, uma pré-mistura dos materiais foi realizada a seco, manualmente, até que se atingisse o maior grau de homogeneidade possível. A proporção de cada material foi medida em peso, desprezando-se as umidades higroscópicas. Quantidades padronizadas dos traços foram submetidas a ensaios de caracterização simples: determinação do peso específico real dos grãos (γ_s) (ABNT, 2016a), limite de liquidez pelo aparelho de Casagrande (ABNT, 2016b) e limite de plasticidade pelo método do cilindro rolando de solo (ABNT, 2016c). Resultados da caracterização inicial encontram-se no Quadro 5.

Quadro 5 – Caracterização (via seca) das misturas obtidas com os traços adotados.

Traço	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)
T0-0	39	22	17	24,23
T5-0	56	27	29	24,79
T20-0	102	32	70	24,57
T30-0	146	40	106	26,08
T0-20	32	20	12	25,97
T0-30	32	19	13	25,15
T5-20	49	21	28	25,39
T20-20	95	29	66	26,51

Na Figura 3 encontra-se a tradicional Carta de Plasticidade de Casagrande, com os dados de caracterização (via seca) dos traços adotados na pesquisa. Os pontos correspondentes aos traços com maior quantidade de bentonita ficaram à direita no gráfico e acima da linha A, indicando solos de maior plasticidade.

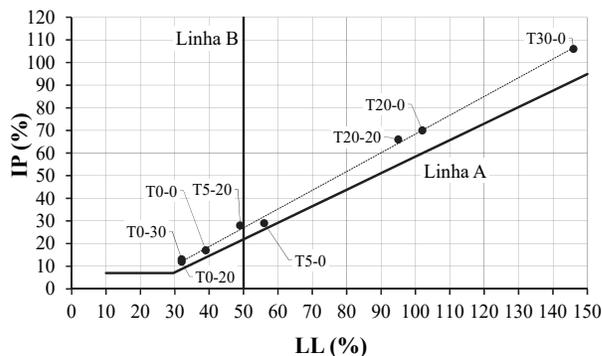


Fig. 3 – Misturas estudadas na Carta de Plasticidade de Casagrande.

2.2 – Confeção das amostras de solo a partir das misturas com os traços adotados

Os materiais secos ao ar foram misturados manualmente e passados na peneira de abertura de 0,42 mm, visando eliminar eventuais partículas de maior tamanho. A quantidade de água destilada na produção das pastas dos diferentes traços foi calculada para alcançar um teor de umidade próximo de duas vezes o limite de liquidez encontrado na caracterização (método de Casagrande), exceto para os traços T20-0 e T30-0, os quais expandiam muito com a hidratação, sendo por isso utilizada uma quantidade de água menor (1,5 vezes o valor do limite de liquidez).

As misturas úmidas, nos diversos traços, foram então postas para bater durante uma hora em uma argamassadeira elétrica (Figura 4). Foram confeccionadas, para cada traço, duas amostras de solo artificial, uma não adensada (pasta diretamente resultante da mistura na argamassadeira) e outra adensada após a mistura, sob a ação do peso de discos metálicos.



Fig. 4 – Misturador elétrico (argamassadeira).

Para confecção das amostras adensadas, foi utilizado como molde um cilindro de compactação Proctor (de volume igual a 1 litro), o qual teve sua base perfurada para melhor drenagem da água. Na parte superior da amostra, foi instalada uma placa perfurada que, juntamente com um cilindro vertical de PVC, serviu de apoio para os discos metálicos. Nas superfícies superior e inferior da amostra foram acrescentados ainda discos de papel-filtro, buscando-se evitar a expulsão de partículas sólidas.

O conjunto utilizado para adensar as amostras é apresentado na Figura 5, onde podem ser vistos (a) o cilindro de compactação, (b) o disco perfurado e sobre ele um disco de papel-filtro, (c) o cilindro de PVC e (d) os discos metálicos de sobrecarga.

As amostras formadas pelas pastas vertidas no molde foram submetidas a tensões de 10, 20 e 40 kPa, sendo o carregamento incrementado em estágios a cada 24 horas. Completado o carregamento final, este permanecia aplicado à amostra por um período não inferior a sete dias (Figura 6).



Fig. 5 – Conjunto utilizado para o adensamento das amostras.



Fig. 6 – Amostra em adensamento.

2.3 – Equipamento para ensaio de cone de queda

Na Figura 7 é mostrado o equipamento de cone de queda utilizado na pesquisa. O equipamento é constituído por um cone metálico com peso de $80 \pm 0,05$ gf e com ponteira formando um ângulo de $30^\circ \pm 0,1^\circ$ de vértice, deixado cair por peso próprio a partir da superfície da amostra de solo. A penetração na amostra é quantificada por um relógio comparador próprio do equipamento.



Fig. 7 – Equipamento para ensaio de cone de queda livre.

Os ensaios de cone de queda seguiram o procedimento descrito na norma britânica BS 1377 (BSI, 1990). O ensaio inicia após a ponta do cone encostar levemente na superfície da amostra, sendo o aparelho travado e zerado nesse momento. Em seguida, o cone é liberado em queda livre por um período de 5 ± 1 s. O valor da profundidade de penetração atingida pelo cone é lido na escala própria do equipamento, através do relógio comparador.

2.4 – Determinação da resistência ao cisalhamento não drenada

A resistência não drenada de um solo (s_u) é entendida como a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo quando solicitado rapidamente, sem que haja condição de drenagem da água intersticial. Os ensaios para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (ensaio de palheta miniatura e ensaio de cone de queda) foram realizados em algumas das amostras adensadas. Após o período de adensamento, os pesos e o papel-filtro superior eram retirados da parte superior das amostras, e então a fase de ensaios de palheta e cone era iniciada. Na Figura 8 é ilustrada a posição dos ensaios em relação à área total da amostra.

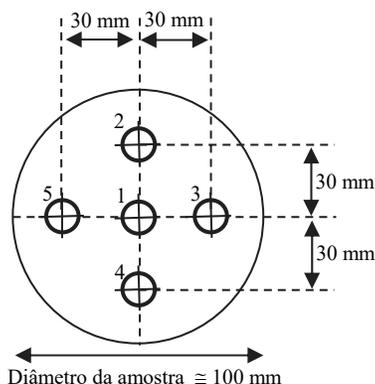


Fig. 8 – Posição dos ensaios de palheta miniatura e de cone de queda livre em cada amostra.

Os ensaios de palheta miniatura seguiram o roteiro descrito em Head (1982). Resumidamente, o ensaio consiste em girar a palheta no interior da massa de solo, até que se dê a ruptura do solo ao redor da palheta, sendo medido o torque no momento da ruptura. A manivela que produz a rotação do eixo da palheta é girada a uma velocidade de 1 volta por segundo. Admitindo-se isotropia em relação à mobilização de resistência do solo, e que a resistência não drenada seja mobilizada ao mesmo tempo em toda a superfície do cilindro de revolução (topo, base e superfície lateral) gerado pela rotação da palheta, a resistência ao cisalhamento não drenada s_u pode ser calculada a partir da seguinte equação:

$$s_u = \frac{T_{\max}}{\pi \cdot D^2 \cdot \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6}\right)} \quad (1)$$

onde T_{\max} é torque máximo medido no ensaio; D é o diâmetro do cilindro de revolução gerado pela palheta e H é a altura da palheta.

Na Figura 9 é mostrado o equipamento para ensaio de palheta manualmente operado utilizado na pesquisa. Cada uma das molas que aparecem na foto tem uma rigidez diferente e, portanto, uma constante de calibração (relação entre ângulo de rotação e torque) distinta. A palheta tem as dimensões de 12,7 mm de altura e 12,7 mm de largura.

Os ensaios de palheta miniatura foram realizados nos pontos 3 e 5 (Figura 8), tendo sido calculada a resistência ao cisalhamento média dos dois pontos. A distância de 30 mm entre os eixos dos furos visa eliminar os possíveis efeitos de um ensaio sobre o outro. A profundidade da base da palheta em relação ao topo da amostra foi de 63,5 mm (5 vezes o diâmetro da palheta). Na Figura 10 é mostrada a sequência de etapas do ensaio de palheta.



Fig. 9 – Equipamento para ensaio de palheta miniatura (“mini-vane”).

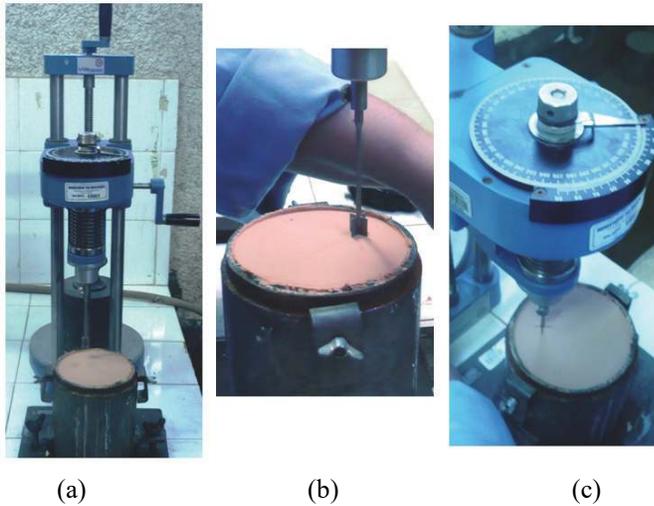


Fig. 10 – Sequência do ensaio de palheta miniatura: (a) preparação do ensaio; (b) penetração da palheta; (c) rotação e leitura do ângulo de rotação da mola calibrada.



Fig. 11 – Corpo de prova retirado do molde.

Após os ensaios de palheta miniatura, cada corpo de prova foi cuidadosamente extraído do molde, com o auxílio de pequena pressão aplicada através da placa perfurada na superfície superior. O disco de papel-filtro inferior foi retirado, e o corpo de prova repousado sobre uma placa de vidro lubrificada com vaselina, conforme mostrado na Figura 11.

O corpo de prova assim extraído era então cortado a 6 cm da superfície superior, para a realização do ensaio de cone de queda livre no mesmo plano onde houve a penetração e giro da palheta. Este procedimento foi seguido para que fossem comparados resultados de ensaios de vane e do cone de queda para elementos de solo que se encontravam sob o mesmo estado de tensões efetivas, isto é, não se sabendo qual o efeito do atrito lateral entre o cilindro-molde e a amostra durante o adensamento, admite-se que num mesmo plano horizontal os estados de tensões efetivas sejam os mesmos, qualquer que seja a posição do elemento a ser ensaiado naquele plano. O segmento do corpo de prova foi contido lateralmente por um anel de PVC.

Foram ensaiados pelo cone de queda os pontos 1, 2 e 4 (Figura 8), tendo sido calculada a penetração média dos três pontos. Na Figura 12 estão ilustradas as etapas de realização do ensaio.

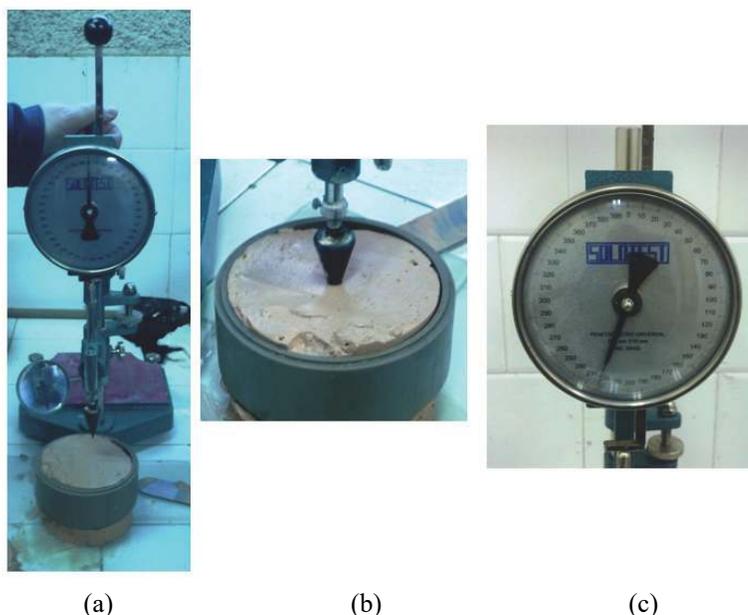


Fig. 12 – Sequência do ensaio de cone de queda livre: (a) preparação do ensaio; (b) penetração do cone; (c) medição da profundidade de penetração.

Hansbo (1957), baseado em considerações de ordem mecânica, e Wood e Wroth (1978), através de análise dimensional, estabeleceram uma relação teórica entre a penetração do cone e a resistência não drenada do solo, da seguinte forma:

$$s_u = K \cdot \frac{Q}{d^2} \quad (2)$$

onde Q é o peso do cone; d é a profundidade de penetração do cone e K é a constante de proporcionalidade (“fator cone”).

Karlsson (1961) indicou para argilas um valor de K igual a 0,8 (ângulo de vértice do cone igual a 30°) e 0,27 (ângulo de vértice do cone igual a 60°). Wood (1985) sugere os valores de 0,85 e 0,29, respectivamente, para argilas indeformadas.

Após a realização dos dois ensaios (palleta e cone de queda livre), foi medido o teor de umidade de cada um dos 5 pontos ensaiados. As determinações de teor de umidade foram realizadas por secagem em estufa por 48 horas, na temperatura de 60° C. Esta temperatura foi adotada em virtude da exigência de outras pesquisas concomitantes no laboratório, que lidavam com amostras contendo matéria orgânica.

2.5 – Determinação do limite de liquidez

O limite de liquidez de um solo (LL) é o teor de umidade que separa o estado líquido do plástico, no qual o solo apresenta uma resistência ao cisalhamento bastante reduzida. Na determinação do limite de liquidez das amostras de solo artificial, pelos métodos de Casagrande e de cone de queda, a variação de umidade nas amostras não adensadas era alcançada secando-se a amostra sob lâmpada incandescente (Figura 13a). Já nas amostras adensadas o procedimento foi inverso, umedecendo-se gradativamente o solo através de adição de água (Figura 13b) e homogeneização manual. Vale ressaltar que este processo resultou no amolgamento da amostra previamente adensada.

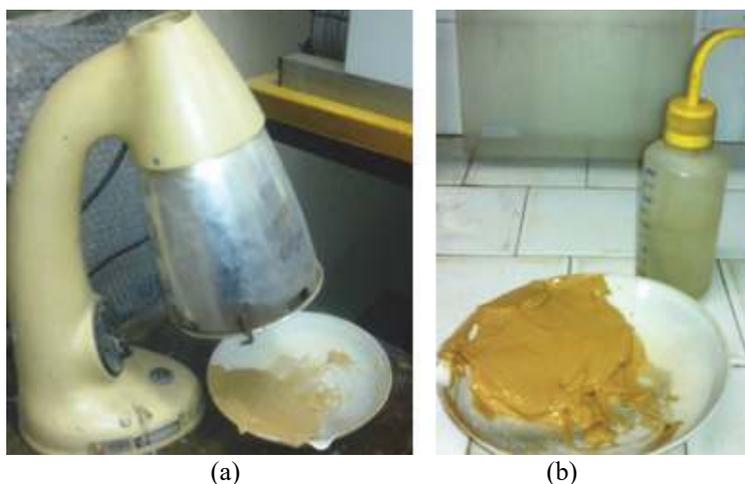


Fig. 13 – Condicionamento do teor de umidade para os ensaios de limites de Atterberg.

Para realização do ensaio de Casagrande, transferiu-se, com uma espátula, parte da amostra para a concha do aparelho, de forma a se obter uma camada com espessura de 10 mm na seção mais profunda. A seguir, fez-se uma ranhura utilizando-se cinzel específico. A manivela do aparelho foi então girada à velocidade de duas voltas por segundo, e foi contado o número de golpes necessários para que as duas bordas inferiores da ranhura se unissem por um comprimento de 10 mm; a seguir, foram coletadas partes de solo junto às bordas que se uniram, para posterior determinação do teor de umidade.

Este procedimento foi repetido de cinco a seis vezes, variando-se o teor de umidade do solo em cada ponto do ensaio, para a obtenção de pares de valores teor de umidade e número de golpes entre 10 e 50. Os dados obtidos foram representados graficamente, com o número de golpes na ordenada em escala logarítmica e o teor de umidade correspondente na abscissa, ajustando-se uma linha reta aos pontos experimentais. O teor de umidade correspondente a 25 golpes, sobre a linha

reta ajustada, por definição da norma brasileira NBR 6459 (ABNT, 2016b), é o limite de liquidez do solo.

Para a realização do ensaio de cone de queda livre, parte da amostra previamente preparada foi colocada em um molde cilíndrico de PVC com 5 cm de diâmetro e 6 cm de altura, enchendo-a até o topo procurando não deixar vazios e evitando a formação de bolhas de ar no interior da amostra.

Após realização do ensaio de cone de queda livre, retirou-se um pouco da amostra em torno do ponto de penetração, para determinação do teor de umidade. Este procedimento foi realizado de 5 a 6 vezes, variando-se o teor de umidade do solo, e obtendo-se valores penetração e teor de umidade para cada repetição.

Representou-se, num gráfico, a penetração na ordenada e o teor de umidade na abscissa, ajustando-se uma linha reta aos pontos experimentais. Por definição da norma britânica BS 1377 (BSI, 1990), o valor do teor de umidade correspondente a 20 mm de penetração é considerado igual ao limite de liquidez do solo.

Na Figura 14 são mostrados os equipamentos utilizados nos ensaios pelos métodos de Casagrande e de cone de queda.



Fig. 14 – Métodos para a determinação do limite de liquidez – cone de queda (à esquerda) e aparelho de Casagrande (à direita).

2.6 – Determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade

O limite de plasticidade (LP) pode ser definido como o teor de umidade abaixo do qual o solo perde a sua capacidade de se deformar mantendo a continuidade do campo de deslocamentos e deformações, isto é, abaixo do limite de plasticidade o solo se deforma apresentando fissuras (Martins, 2018). Logo após cada ensaio para determinação do limite de liquidez, era realizado também o ensaio para determinação do limite de plasticidade, de acordo com a norma brasileira NBR 7180 (ABNT, 2016c). O aparato necessário à realização do ensaio consiste em uma placa de vidro com uma face esmerilhada e um cilindro padrão com 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, conforme representado na Figura 15. O ensaio inicia-se rolando, sobre a face esmerilhada da placa, uma amostra de solo com um teor de umidade inicial próximo do limite de liquidez, até que duas condições sejam simultaneamente alcançadas: a) a amostra rolada de solo tenha um diâmetro igual ao do cilindro padrão; b) ocorra o aparecimento de fissuras (início da fragmentação). O teor de umidade da amostra rolada, nestas condições, representa o limite de plasticidade do solo. O ensaio é repetido de 4 a 5 vezes, para obtenção de um valor médio para o limite de plasticidade.



Fig. 15 – Ensaio para determinação do limite de plasticidade.

Dos diferentes índices relacionando os limites de Atterberg, o mais tradicionalmente utilizado é o índice de plasticidade (IP), diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. O índice de plasticidade de um solo dá a amplitude do intervalo de umidade em que o solo se mantém plástico, isto é, o intervalo no qual o solo se deforma sem apresentar descontinuidades no campo de deslocamentos e deformações, ou seja, o solo não apresenta fissuras ao se deformar (Martins, 2018) e ao mesmo tempo não flui ao ser amolgado. Wood e Wroth (1978) definiram o índice de plasticidade como sendo a redução no teor de umidade que produz um aumento de 100 vezes na resistência ao cisalhamento não drenada.

Belviso et al. (1985), com base em conceitos oriundos da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (Schofield e Wroth, 1968) e na relação representada pela Equação 2, apresentam a dedução de uma expressão teórica que relaciona a profundidade de penetração do cone de queda livre com o índice de plasticidade e o teor de umidade de um solo:

$$w = IP \cdot \log_{10} d + C \quad (3)$$

onde w é o teor de umidade; d é a profundidade de penetração do cone e C é uma constante.

Na dedução da Equação 3, Belviso et al. (1985) admitem que a resistência não drenada no limite de plasticidade é 100 vezes maior do que a resistência no limite de liquidez, razão aproximada obtida por Skempton e Northey (1953) através de resultados experimentais.

Na presente pesquisa, o índice de plasticidade, obtido pela diferença entre o limite de liquidez (medido através do ensaio com o aparelho de Casagrande) e o limite de plasticidade (medido através do ensaio de rolagem do cilindro de solo), foi comparado com o índice de plasticidade obtido da aplicação da Equação 3 aos dados experimentais.

3 – RESULTADOS

3.1 – Resistência ao cisalhamento não drenada

No Quadro 6 são mostrados os resultados de resistência ao cisalhamento não drenada medidos através de ensaios de palheta (s_{uv}), profundidade de penetração medidos nos ensaios de cone (d) e teor de umidade (w), obtidos em seis amostras da pesquisa. No Quadro 6 também são indicadas as tensões verticais de adensamento aplicadas a cada amostra.

No gráfico da Figura 16 é mostrada a relação entre a resistência não drenada (s_{uv}), em escala logarítmica, e o teor de umidade (w) das amostras ensaiadas. São mostradas também as equações das retas de melhor ajuste aos pontos experimentais, correspondentes aos traços T30-0 e T20-20.

Quadro 6 – Resultados de resistência não drenada medida no ensaio de palheta e penetração medida no ensaio de cone de queda livre.

Amostra	Tensão vertical de adensamento (kPa)	d (mm)	s_{uv} (kPa)	w (%)
T20-20	10	17,3	3,3	126
T20-20	20	12,8	4,5	110
T20-20	40	12,1	4,6	106
T5-20	40	11,1	4,9	45
T30-0	10	14,6	2,8	171
T30-0	20	12,7	3,5	166

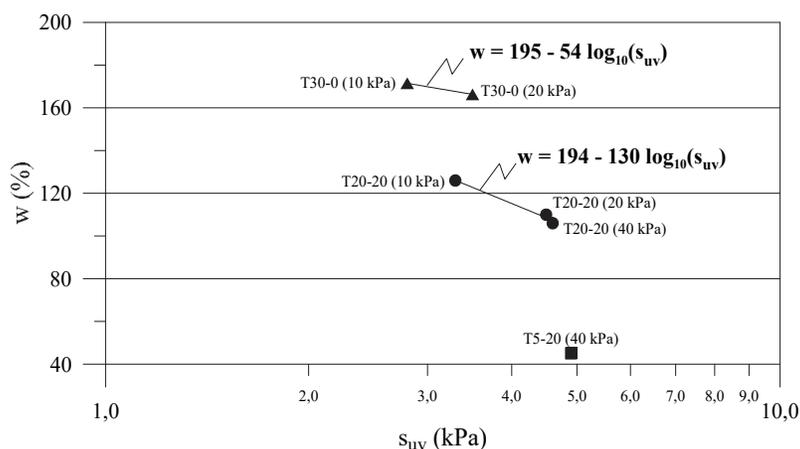


Fig. 16 – Relação entre resistência não drenada e teor de umidade.

No gráfico da Figura 17 são mostrados os pontos experimentais correlacionando s_{uv} e a profundidade de penetração (d) medida no ensaio de cone de queda.

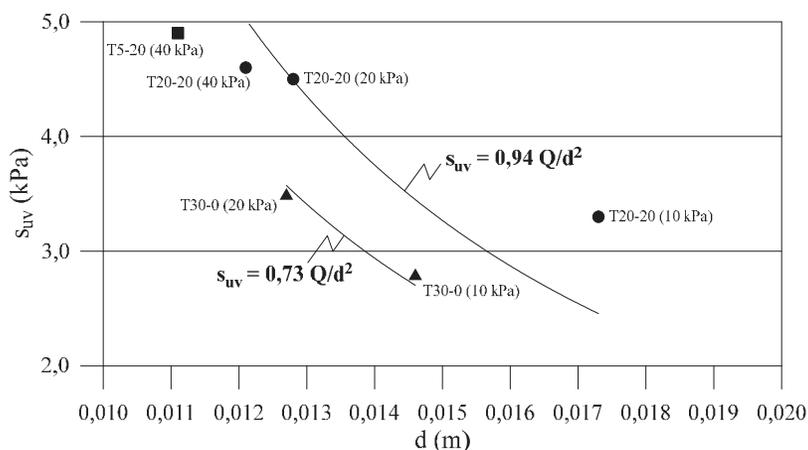


Fig. 17 – Relação entre profundidade de penetração do cone e resistência não drenada.

Foi realizada também a pesquisa do valor do fator cone K que conduzia ao melhor ajuste entre os pontos experimentais e a curva oriunda da relação teórica expressa na Equação 2. Para o traço T30-0, o valor ótimo encontrado para K foi igual a 0,94, enquanto que para o traço T20-20 o valor de K ajustado foi igual a 0,73 (o traço T5-20 não possibilita ajuste de K, pois só conta com um único ponto experimental). Os valores ajustados de K estão próximos dos valores propostos por Karlsson (1961) e Wood (1985) para cones com ângulo de vértice igual a 30°. Apesar da dispersão e do pequeno número de resultados experimentais, os dados do presente trabalho indicam que a expressão teórica proposta por Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978) permite uma razoável estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada das argilas, a partir da penetração do cone de queda. Os resultados também sugerem que possa existir uma relação entre o fator cone K e a mineralogia do solo.

3.2 – Limite de liquidez

Os resultados relacionados com o limite de liquidez das amostras de solo artificial já foram parcialmente discutidos em trabalho anterior (Pinto et al., 2012). Para a comparação entre os resultados dos dois métodos (Casagrande e cone de queda), os ensaios foram realizados simultaneamente. A cada ponto realizado pelo cone de queda, a mesma amostra (com o mesmo teor de umidade) foi submetida ao ensaio de Casagrande. Foram realizados 16 ensaios por cada método, dois por traço, sendo um ensaio utilizando solo adensado e outro ensaio utilizando diretamente a pasta misturada mecanicamente. Na Figura 18 estão sumarizados os resultados obtidos pelo método de Casagrande, relacionando o logaritmo do número de golpes com o teor de umidade (pontos experimentais e linhas de ajuste). A sigla (A) denota as amostras adensadas, enquanto que a sigla (P) denota as pastas misturadas mecanicamente.

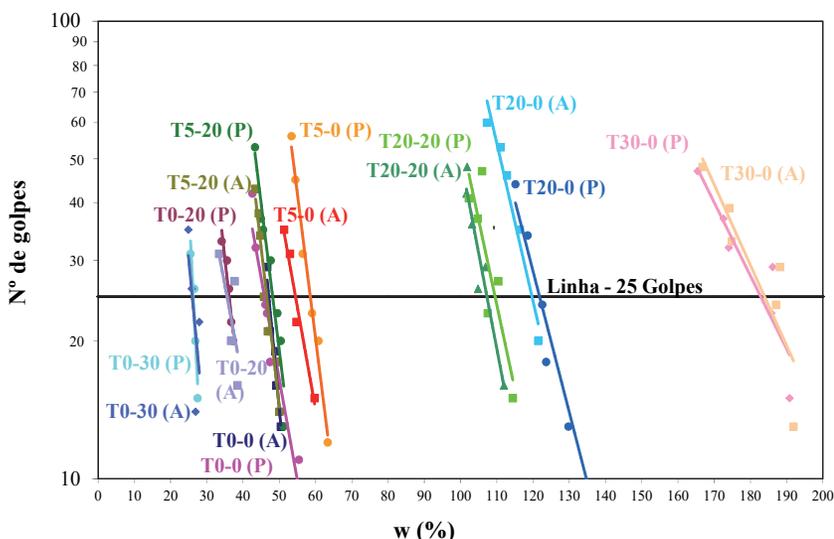


Fig. 18 – Resultados dos ensaios de Casagrande (Pinto et al., 2012).

Os valores de limite de liquidez (chamado de LL_p , designando assim o ensaio de percussão de Casagrande) obtidos para cada mistura são mostrados no Quadro 7. No mesmo quadro, também são reproduzidos os resultados de LL dos traços obtidos por via seca na fase de caracterização dos materiais.

Quadro 7 – Resultados dos ensaios de Casagrande.

Amostra	LL _p (%)		
	Adensada	Pasta	Via seca
T0-0	47	46	39
T5-0	54	59	56
T20-0	120	122	102
T30-0	184	183	146
T0-20	36	36	32
T0-30	26	26	32
T5-20	47	48	49
T20-20	107	109	95

Observa-se uma diferença entre os resultados de LL_p obtidos na fase de caracterização dos materiais (via seca) e os resultados obtidos a partir das pastas misturadas mecanicamente e dos corpos de prova adensados (via úmida). A diferença é mais acentuada nos traços com maior presença de bentonita, o que indica a maior sensibilidade dos argilominerais componentes da bentonita ao processo e ao tempo de mistura dos materiais.

Na Figura 19 são mostrados os resultados obtidos pelo método do cone de queda, relacionando a penetração do cone com o teor de umidade (pontos experimentais e linhas de ajuste).

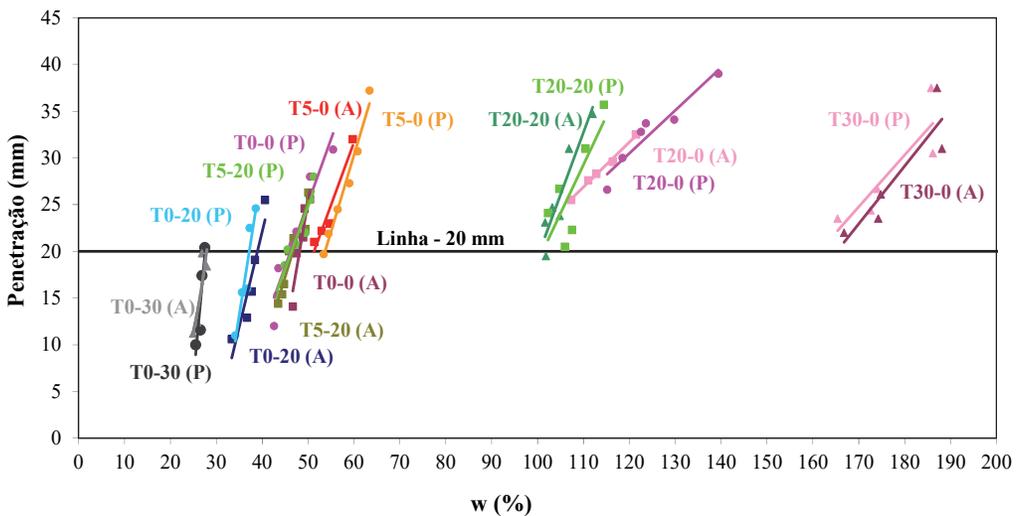


Fig. 19 – Resultados dos ensaios de cone de queda livre (Pinto et al., 2012).

Alguns ensaios pelo método do cone não alcançaram a linha de 20 mm. Nestas situações, para encontrar o valor do limite de liquidez correspondente a essa penetração, foi utilizada a equação da linha de ajuste de cada traço para extrapolação. O Quadro 8 sumariza os resultados obtidos pelos ensaios de cone de queda, onde LL_c designa o limite de liquidez obtido pelo ensaio de cone.

No gráfico da Figura 20 mostram-se os valores de limites de liquidez obtidos pelo método de Casagrande, frente aos valores pelo método do cone de queda livre. Observa-se que, para os valores de limites mais baixos a diferença não é significativa, com leve tendência de LL_c ser maior do que LL_p. Porém, quando o valor do limite é superior a 100% a diferença se acentua, passando o LL_p a ser maior do que o LL_c. Esse fato experimental é corroborado por diversos autores, como,

por exemplo, Prakash e Sridharan (2006), Grønbech et al. (2011), Mishra et al. (2012) e Bicalho et al. (2017).

Quadro 8 – Resultados dos ensaios de cone de queda.

Amostra	LL _c (%)	
	Adensada	Pasta
T0-0	48	46
T5-0	51	54
T20-0	96	97
T30-0	165	161
T0-20	40	37
T0-30	28	28
T5-20	47	46
T20-20	100	101

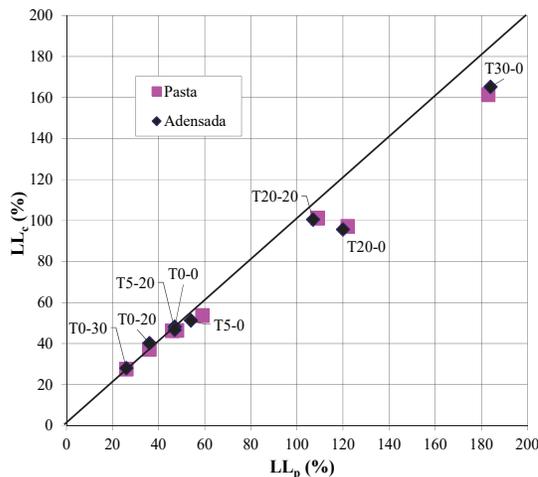


Fig. 20 – Resultados de limites de liquidez na comparação entre aparelho de Casagrande e cone de queda livre.

Sridharan e Prakash (2000) discutem as diferenças nos mecanismos de controle que influenciam os ensaios para determinação de LL, e concluem que o ensaio de percussão de Casagrande tende a fornecer maiores valores de LL para solos com preponderância de montmorilonita em sua composição, e que o ensaio de cone tende a fornecer maiores valores de LL para solos com preponderância de caulinita. Os resultados da presente pesquisa indicam que os valores de LL_p são maiores do que os valores de LL_c nas amostras com maior presença de bentonita em seu traço.

Em busca de uma melhor correlação entre os dois métodos de ensaio, as equações das linhas de ajuste do ensaio de cone, mostradas na Fig. 19, foram utilizadas para prever qual seria penetração do cone correspondente ao limite de liquidez medido no ensaio de Casagrande. No gráfico da Figura 21 foram comparados os valores dos limites de liquidez obtidos pelo método de Casagrande, e as correspondentes penetrações do cone de queda.

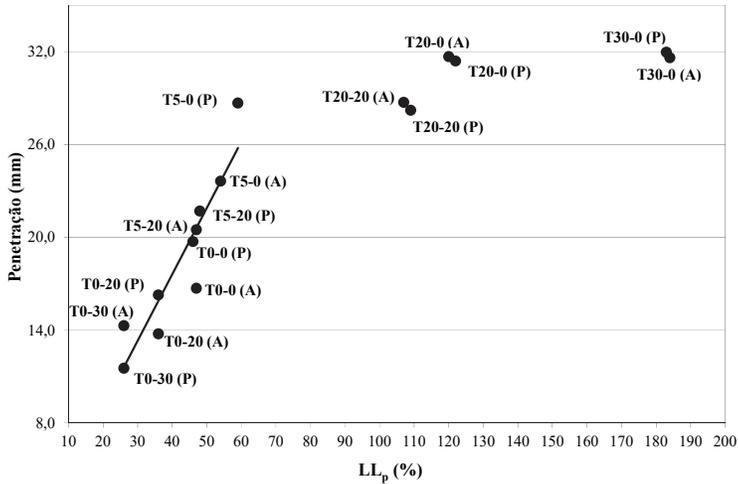


Fig. 21 – Relação entre o limite de liquidez medido pelo método de Casagrande e a penetração do cone de queda.

Observa-se que a penetração correspondente ao LL de Casagrande aumenta de forma aproximadamente linear com o aumento da magnitude do limite, na faixa de LL_p entre 30% e 60%. Os valores de penetração nesta faixa variaram entre 11 e 26 mm. Para LL_p acima de 60%, os resultados sugerem que a relação entre LL_p e penetração do cone passa a ser não-linear, atingindo um valor de penetração máximo em torno de 32 mm.

No gráfico da Figura 22 são mostrados os dados do presente trabalho, em conjunto com dados relatados por Mohajerani (1999), Sherwood e Ryley (1970) e alguns resultados relatados por MRD-Qld (1983) para diversos solos. Esses dados de outros trabalhos confirmam que a penetração do ensaio de cone, correspondente ao limite de liquidez medido no ensaio de Casagrande, aumenta com o valor do limite, atingindo um máximo em torno de 30 mm para limites de liquidez maiores do que 100%.

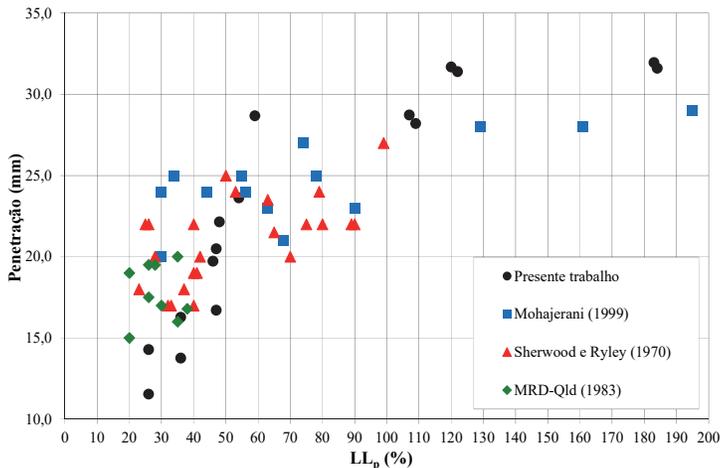


Fig. 22 – Limites de liquidez pelo aparelho de Casagrande versus penetração do cone de queda.

Uma discussão frequente na literatura técnica diz respeito ao valor da resistência ao cisalhamento não drenada de solos remoldados no limite de liquidez. Vários resultados reportados na literatura (Skempton e Northey, 1953; Norman, 1958; Wroth e Wood, 1978; Whyte, 1982; Wasti e Bezirci, 1986) sugerem que o valor desta resistência não é único, mas pode variar em uma faixa entre 5,6 e 0,5 kPa para solos de baixa a alta plasticidade. Na Figura 23 são apresentados valores de resistência ao cisalhamento não drenada, medidos no limite de liquidez através do ensaio de cone, contra os valores de LL de Casagrande.

Os resultados mostrados na Figura 23 indicam que a resistência não drenada no limite de liquidez decresce com o valor do limite, para uma faixa de variação do limite entre 20% e 100%. Acima deste valor, a tendência é de que a resistência não drenada atinja um valor assintótico, em torno de 0,7 kPa.

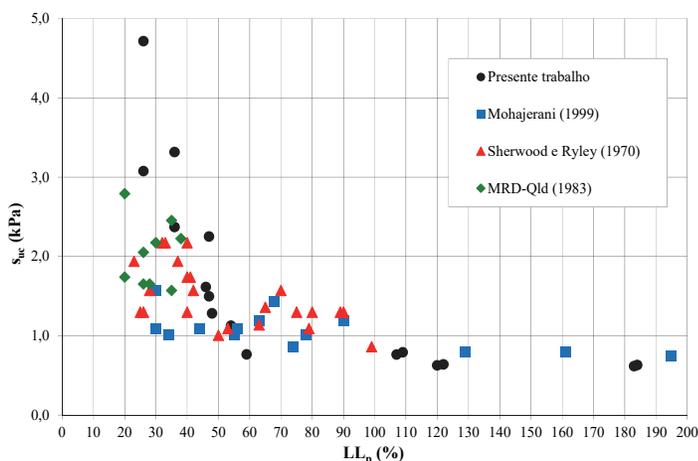


Fig. 23 – Limites de liquidez pelo aparelho de Casagrande versus s_u estimado a partir do ensaio de cone (dados do presente estudo e de outros autores).

3.3 – Índice de plasticidade

Dentre as diversas propostas para determinação do limite de plasticidade (LP) e do índice de plasticidade (IP) a partir do ensaio de cone de queda, adotou-se na presente pesquisa a relação teórica apresentada por Belviso et al. (1985) entre o índice de plasticidade, penetração do cone de queda livre e teor de umidade (Equação 3).

Os pontos experimentais apresentados na Figura 24 foram ajustados a linhas retas, da seguinte forma:

$$w = C_1 + C_2 \cdot \log_{10} d \quad (4)$$

onde w é o teor de umidade; d é a profundidade de penetração do cone; C_1 é o coeficiente linear da linha reta e C_2 é o coeficiente angular da linha reta.

No Quadro 9 são mostradas as equações das linhas de melhor ajuste, assim como o correspondente coeficiente de determinação (R^2).

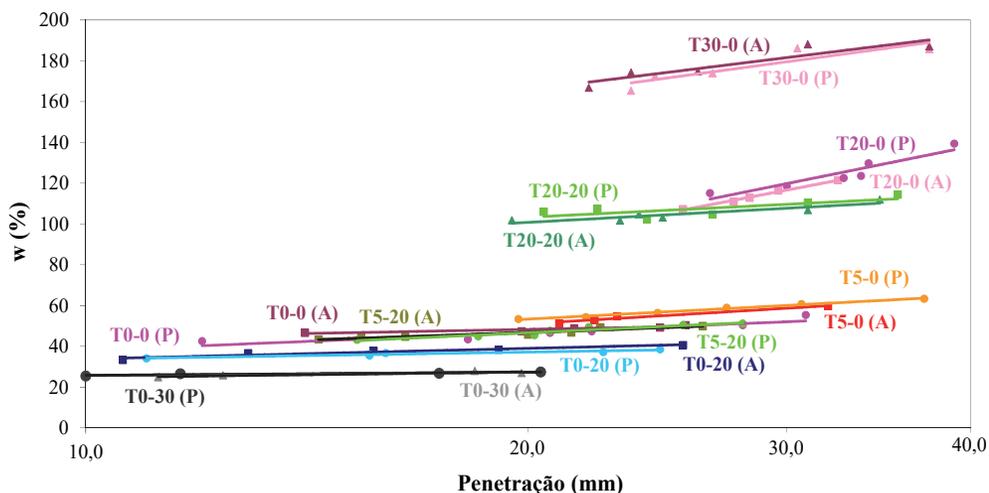


Fig. 24 – Relação entre o logaritmo da penetração do cone de queda e o teor de umidade.

Quadro 9 – Equações das linhas de ajuste entre o teor de umidade (w) e o logaritmo da profundidade de penetração do cone ($\log_{10} d$).

Amostra	Adensada		Pasta	
	Equação	R ²	Equação	R ²
T0-0	$w = 13,262 \log_{10} d + 31,074$	0,842	$w = 29,445 \log_{10} d + 8,542$	0,818
T5-0	$w = 43,403 \log_{10} d - 5,444$	0,961	$w = 38,076 \log_{10} d + 3,786$	0,990
T20-0	$w = 137,499 \log_{10} d - 86,685$	0,992	$w = 145,300 \log_{10} d - 95,036$	0,883
T30-0	$w = 89,238 \log_{10} d + 49,638$	0,845	$w = 97,605 \log_{10} d + 35,212$	0,805
T0-20	$w = 17,256 \log_{10} d + 16,562$	0,927	$w = 11,447 \log_{10} d + 22,321$	0,912
T0-30	$w = 9,421 \log_{10} d + 15,314$	0,791	$w = 5,206 \log_{10} d + 20,587$	0,856
T5-20	$w = 25,155 \log_{10} d + 14,123$	0,905	$w = 33,141 \log_{10} d + 3,553$	0,914
T20-20	$w = 39,314 \log_{10} d + 49,608$	0,835	$w = 35,951 \log_{10} d + 56,504$	0,566

Os resultados mostrados na Figura 24 sugerem uma relação entre a inclinação das linhas retas e o traço da mistura. Na Figura 25 são mostrados graficamente os coeficientes angulares das retas

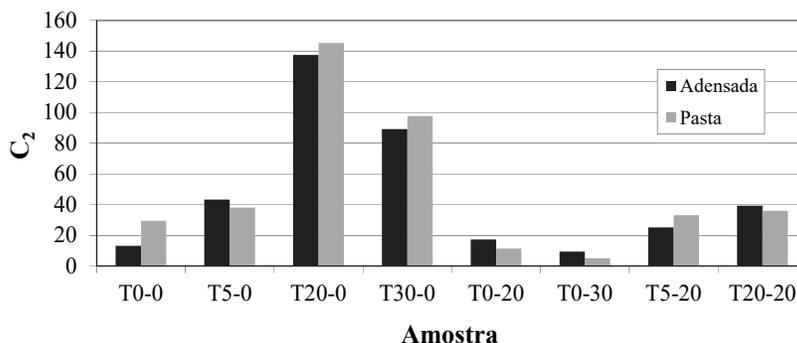


Fig. 25 – Coeficientes angulares das linhas retas de ajuste entre o teor de umidade (w) e o logaritmo da profundidade de penetração do cone ($\log_{10} d$).

de ajuste de cada traço. Observa-se a tendência de aumento do coeficiente angular à medida que a presença de bentonita aumenta no traço, e a tendência de redução do coeficiente angular à medida que a presença de areia fina aumenta no traço (à exceção do traço T20-0, que mostra inclinação superior à do traço T30-0, que tem maior quantidade de bentonita).

A partir das equações das linhas de melhor ajuste aos pontos, pode-se obter o índice de plasticidade do solo, que será igual ao coeficiente angular da reta obtida. Os valores encontrados para cada traço (chamados de IP_c para designar o ensaio de cone) encontram-se no Quadro 10.

Quadro 10 – Valores de IP_c estimados a partir do ensaio de cone de queda livre.

Amostra	IP_c (%)	
	Adensada	Pasta
T0-0	13	29
T5-0	43	38
T20-0	137	145
T30-0	89	98
T0-20	17	11
T0-30	9	5
T5-20	25	33
T20-20	39	36

No Quadro 11 estão sumarizados os resultados de limite de liquidez pelo método do aparelho de Casagrande (LL_p), o limite de plasticidade dado pelo ensaio de rolagem do cilindro de solo (LP_r), que por subtração indicam os valores de índice de plasticidade (IP_{pr}) medidos da forma convencional.

Quadro 11 – Valores de IP medidos pelos métodos convencionais de ensaio.

Amostra	Adensada			Pasta		
	LL_p (%)	LP_r (%)	IP_{pr} (%)	LL_p (%)	LP_r (%)	IP_{pr} (%)
T0-0	47	27	20	46	25	21
T5-0	54	26	28	59	23	36
T20-0	120	25	95	122	25	97
T30-0	184	38	146	183	41	142
T0-20	36	20	16	36	21	15
T0-30	26	19	7	26	21	5
T5-20	47	27	20	48	22	26
T20-20	107	34	73	109	32	77

A comparação gráfica entre os valores de IP_c e IP_{pr} encontra-se na Figura 26. Observa-se uma boa correlação apenas para traços com índice de plasticidade inferior a 40%. Acima deste valor, excetuando-se os resultados do traço T20-0, o IP_{pr} passa a ser maior do que o IP_c . A razão entre as resistências ao cisalhamento não drenadas no LL e no LP, admitida constante e igual a 100 por Belviso et al. (1985), pode ser a causa desta discrepância para solos com plasticidade mais alta. Esta razão tem sido questionada por vários autores, como, por exemplo, Haigh et al. (2013). Além disso, as diferenças nos mecanismos de controle que influenciam os ensaios de percussão de Casagrande e de cone, para determinação de LL, podem também estar afetando os resultados obtidos para o IP (Sridharan e Prakash, 2000).

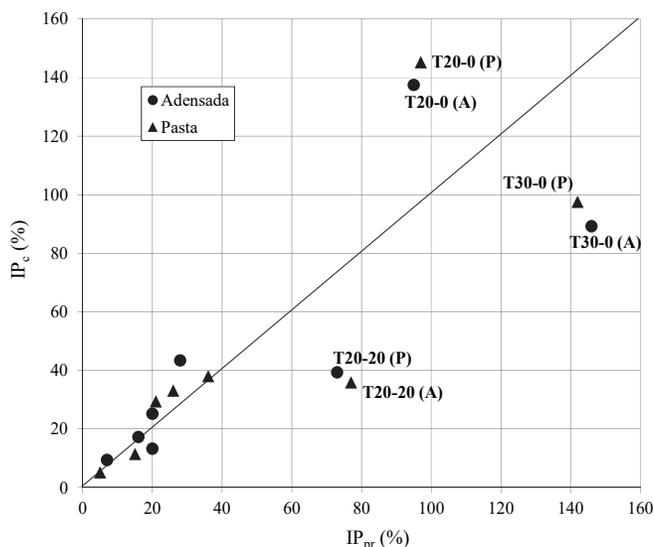


Fig. 26 – Valores de IP_{pr} (ensaios convencionais de laboratório) versus IP_c (estimativa teórica desde os ensaios de cone de queda livre).

4 – CONCLUSÕES

O cone de queda foi utilizado para avaliação da plasticidade e resistência ao cisalhamento de solos artificiais, produzidos em laboratório a partir de misturas de caulim, bentonita, areia fina e água destilada. As principais conclusões da pesquisa são as seguintes:

- A expressão teórica de Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978), relacionando a resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade de penetração do cone de queda, teve razoável ajuste aos dados experimentais da pesquisa, apesar dos poucos ensaios realizados;
- Os resultados dos ensaios de Casagrande e cone de queda divergiram em relação ao valor do limite de liquidez das amostras. A divergência é tanto maior quanto maior é o percentual de bentonita do traço de solo artificial. Esta divergência é amplamente relatada na literatura, e pode estar relacionada às diferenças nos mecanismos de controle e mobilização de resistência dos dois ensaios. A adoção de um valor único para a penetração do cone de queda (20 mm), correspondente ao limite de liquidez do solo, independentemente do tipo de solo e de sua composição mineralógica, também pode contribuir para a divergência observada;
- Para os solos artificiais utilizados nesta pesquisa, a penetração do cone de queda livre, correspondente ao limite de liquidez pelo aparelho de Casagrande, aumentou de forma aproximadamente linear com o aumento do valor do limite, na faixa de limites de liquidez entre 30% e 60%. Os valores de penetração nesta faixa variaram entre 11 e 26 mm. Para valores de limites de liquidez acima de 60%, os resultados sugerem que a relação entre o limite de liquidez pelo método do aparelho de Casagrande e a penetração do cone passa a ser não-linear, atingindo um valor de penetração máximo em torno de 32 mm. Estes resultados são semelhantes aos relatados por outros autores;
- Com relação à determinação do índice de plasticidade dos solos artificiais ensaiados, o procedimento proposto por Belviso et al. (1985) teve bom ajuste aos resultados dos

ensaios de Casagrande (percussão para LL e rolagem de cilindros para LP) apenas para os traços com IP inferior a 40%. Para solos com IP acima de 40%, a obtenção pelos procedimentos de Casagrande foi superior à medida pelo ensaio de cone (à exceção de uma das amostras, de traço T20-0). Os mesmos fatores que afetam a determinação do LL pelo método de percussão de Casagrande e pelo método de cone, podem estar também afetando a determinação do IP.

- Quanto à resistência ao cisalhamento não drenada, apesar dos poucos ensaios realizados, observou-se que a expressão teórica de Hansbo (1957) e Wood e Wroth (1978), relacionando s_u com a profundidade de penetração do cone de queda, teve razoável ajuste aos dados experimentais da pesquisa, principalmente para o traço T30-0 (traço com maior quantidade de bentonita na mistura). A influência da mineralogia, e também de possíveis efeitos viscosos, no modelo de Hansbo são pontos que deverão ser abordados em futuros trabalhos.

Em síntese, o ensaio de cone de queda se mostra um importante método para avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada e da plasticidade dos solos. Na comparação com outros ensaios para determinação do s_u , o ensaio de cone tem vantagens em relação à simplicidade e repetibilidade. Já na comparação com os ensaios convencionais para determinação dos limites de Atterberg, o ensaio de cone mostra ainda menor influência do operador. Entretanto, como corroboram os resultados obtidos, deve-se atentar à validade de correlações estabelecidas na literatura frente à natureza dos solos que as geram.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2016a). *Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. NBR 6458 (Anexo B: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016b). *Solo – Determinação do limite de liquidez*. NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016c). *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (2016d). *Solo – Análise granulométrica*. NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Belviso, R.; Ciampoli, S.; Cotecchia, V.; Federico, A. (1985). *Use of the cone penetrometer to determine consistency limits*. Ground Engineering, vol. 18, nº 5, pp. 21-22.
- Bicalho, K.V.; Gramelich, J.C.; Cunha, C.L.S.; Sarmiento Jr., R.G. (2017). *Estudo dos valores do limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para diferentes argilas*. Geotecnia, vol. 140, pp. 63–72.
- Brown, P.J.; Huxley, M.A. (1996). *The cone factor for a 30° cone*. Ground Engineering, vol. 29, nº 10, pp. 34-36.
- BSI (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes*. BS 1377. Milton Keynes, British Standards Institution, United Kingdom.
- Camargo, K.R.; Bastos, C.A.B.; Silva, C.F. (2010). *Análise da permeabilidade e de propriedades de compactação de solos compactados com adição de bentonita para uso como barreira*

mineral. Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 8 p., Gramado.

- Campbell, D.J. (1976). *Plastic limit determination using a drop-cone penetrometer*. Journal of Soil Science, vol. 27, pp. 295-300.
- Carvalho, J.B.Q. (1986). *The applicability of the cone penetrometer to determine the liquid limit of lateritic soils*. Géotechnique, vol. 36, n° 1, pp. 109-111.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg limits of soils*. Public Roads, vol. 13, n° 8, pp. 121-136.
- Feng, T.W. (2000). *Fall cone penetration and water content relationship of clays*. Géotechnique, vol. 50, n° 2, pp. 181-187.
- Grønbech, G.L.; Nielsen, B.N.; Ibsen, L.B. (2011). *Comparison of liquid limit of highly plastic clay by means of Casagrande and fall cone apparatus*. Proceedings of the 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 7 p., Toronto.
- Haigh, S.K.; Vardanega, P.J.; Bolton, M.D. (2013). *The plastic limit of clays*. Géotechnique, vol. 63, n° 6, pp. 435-440.
- Hansbo, S. (1957). *A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test*. Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute, n° 14, Stockholm.
- Harrison, J.A. (1988). *Using the BS cone penetrometer for the determination of the plastic limit of soils*. Géotechnique, vol. 38, n° 3, pp. 433-438.
- Hazell, E. (2008). *Numerical and experimental studies of shallow cone penetration in clay*. Ph. D. Thesis, Oxford University, UK.
- Head, K.H. (1982). *Manual of soil laboratory testing*. Vol. 2, Pentech Press, London.
- Houlsby, G.T. (1982). *Theoretical analysis of the fall cone test*. Géotechnique, vol. 32, n° 2, pp. 111-118.
- Hrubesova, E; Lunackova, B; Brodzki, O. (2016). *Comparison of liquid limit of soils resulted from Casagrande test and modified cone penetrometer methodology*. Procedia Engineering, vol. 142, pp. 364-370.
- Karlsson, R. (1961). *Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to flow properties of remolded clays*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 171-184, Paris.
- Koumoto, T.; Houlsby, G.T. (2001). *Theory and practice of the fall cone test*. Géotechnique, vol. 51, n° 8, pp. 701-712.
- Leroueil, S.; Le Bihan, J.P. (1996). *Liquid limits and fall cones*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp. 793-798.
- Littleton, I.; Farmilo, M. (1977). *Some observations on liquid limit values with reference to penetration and Casagrande tests*. Ground Engineering, vol. 10, n° 4, pp. 111-118.
- Martins, I.S.M. (2018). Comunicação pessoal.
- Massarsch, K.R; Fellenius, B.H. (2012). *Early swedish contributions to geotechnical engineering*. Proceedings of the GeoCongress 2012, pp. 239-256, Oakland.

- Matteo, L. (2012). *Liquid limit of low-to medium-plasticity soils: comparison between Casagrande cup and cone penetrometer test*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 71, n° 1, pp. 79–85.
- Mishra, A.K.; Ohtsubo, M.; Li, L.Y.; Higashi, T. (2012). *Influence of various factors on the difference in the liquid limit values determined by Casagrande's and fall cone method*. Environmental Earth Sciences, vol. 65, n° 1, pp. 21–27.
- Mohajerani, A. (1999). *A suggested calibration for the cone penetrometer liquid limit*. Australian Geomechanics, vol. 34, n° 4, pp. 71-76.
- Moon, C.F.; White, K.B. (1985). *A comparison of liquid limit tests results*. Géotechnique, vol. 35, n° 1, pp. 59-60.
- MRD-Qld (1983). *Assessment of the relationship between liquid limit and associated results of the cone penetrometer and Casagrande test*. Main Roads Department, Queensland.
- Norman, L.E.J. (1958). *A comparison of values of liquid limit determined with apparatus having bases of different hardness*. Géotechnique, vol. 8, n° 2, pp. 79-84.
- Özer, M. (2009). *Comparison of liquid limit values determined using the hard and soft base Casagrande apparatus and the cone penetrometer*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 68, n° 3, pp. 289–296.
- Pinto, P.B.; Rosa, K.L.; Alves, A.M.L.; Bastos, C.A.B. (2012). *Comparação entre resultados de ensaios de Casagrande e de cone de queda livre para determinação do limite de liquidez*. Anais do XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 6 p., Ipojuca.
- Prakash, K.; Sridharan, A. (2006). *Critical appraisal of the cone penetration method of determining soil plasticity*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, n° 8, pp. 884-888.
- Rajasekaran, G; Rao, N. (2004). *Falling cone method to measure the strength of marine clays*. Ocean Engineering, vol. 31, n° 14-15, pp. 1915–1927.
- Schofield, A.N.; Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, New York.
- Sherwood, P.T.; Ryley, M.D. (1970). *An investigation of a cone penetrometer method for the determination of the liquid limit*. Géotechnique, vol. 20, n° 2, pp. 203-208.
- Sivakumar, V.; Glynn, D.; Cairns, P.; Black, J.A. (2009). *A new method of measuring plastic limit of fine materials*. Géotechnique, vol. 59, n° 10, pp. 813–823.
- Skempton, A.W.; Northey, R.D. (1953). *The sensitivity of clays*. Géotechnique, vol. 3, n° 1, pp. 30-53.
- Spagnoli, G. (2012). *Comparison between Casagrande and drop-cone methods to calculate liquid limit for pure clay*. Canadian Journal of Soil Science, vol. 92, n° 6, pp. 859-864.
- Sridharan, A.; Prakash, K. (2000). *Percussion and cone methods of determining the liquid limit of soils: controlling mechanisms*. Geotechnical Testing Journal, vol. 23, n° 2, pp. 236–244.
- Stone, K.J.L.; Phan, C.D. (1995). *Cone penetration tests near the plastic limit*. Géotechnique, vol. 45, n° 1, pp. 155–158.
- Tanaka, H; Hirabayashi, H.; Matsuoka, T.; Kaneko, H. (2012). *Use of fall cone test as measurement of shear strength for soft clay materials*. Soils and Foundations, vol. 52, n° 4, pp. 590–599.

- Tomazelli, L.J., Villwock, J.A. (2005). *Mapeamento geológico de planícies costeiras: o exemplo da costa do Rio Grande do Sul*. Gravel, nº 3, pp. 109–115.
- Wasti, Y; Bezirci, M.H. (1986). *Determination of the consistency limits of soils by the fall cone test*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 23, pp. 241-246.
- Whyte, I.L. (1982). *Soil plasticity and strength - a new approach using extrusion*. Ground Engineering, vol. 15, nº 1, pp. 16-24.
- Wires, K.C. (1984). *The Casagrande method versus the drop-cone penetrometer method for the determination of liquid limit*. Canadian Journal of Soil Science, vol. 64, nº 2, pp. 297-300.
- Wood, D. M. (1982). *Cone penetrometer and liquid limit*. Géotechnique, vol. 32, nº 1, pp. 152-157.
- Wood, D.M. (1985). *Some fall cone tests*. Géotechnique, vol. 35, nº 1, pp. 64-68.
- Wood, D.M.; Wroth, C.P. (1978). *The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils*. Ground Engineering, vol. 11, nº 3, p. 37.
- Wroth, C.P.; Wood, D.M. (1978). *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, nº 2, pp. 137-145.

**ARTIGOS E NOTA TÉCNICA A INCLUIR NO VOLUME
TEMÁTICO “APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM
OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA”**

**ARTÍCULOS Y NOTA TÉCNICA PARA INCLUIR EN EL
VOLUMEN TEMÁTICO “APLICACIÓN DE MÉTODOS
NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA”**

***PAPERS AND TECHNICAL NOTE TO INCLUDE IN THE
THEMATIC ISSUE “APPLICATION OF NUMERICAL METHODS
IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS”***

EDITORES/EDITORS:
José Vieira de Lemos
César Sagaseta Milán
Márcio Muniz de Farias

APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS NA INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE MEDIÇÕES DE TENSÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

Application of numerical methods in the interpretation of stress measurement results in rock masses

Luís Lamas *

Margarida Espada **

José Muralha ***

José Vieira de Lemos ****

RESUMO – Neste trabalho apresenta-se uma metodologia, que tem vindo a ser utilizada no LNEC, para estimar o campo de tensões inicial em maciços rochosos, a partir dos resultados de ensaios de medição de tensões *in situ*, recorrendo a modelos numéricos. Nesta metodologia são consideradas as condições do maciço rochoso, tais como a topografia do terreno, a pré-existência de escavações subterrâneas e a eventual heterogeneidade do maciço. Apresentam-se os tipos de ensaios realizados e exemplos de aplicação da metodologia em estudos que foram efetuados para estimar o campo de tensões a ser utilizado nos cálculos do projeto de diversas obras subterrâneas construídas em Portugal. É apresentado, em maior detalhe, um caso de estudo recente de determinação do campo de tensões iniciais para o projeto de uma central hidroelétrica subterrânea, escavada num maciço rochoso heterogéneo, em que são pormenorizados os aspetos relacionados com a construção do complexo modelo numérico tridimensional e discutidos os resultados obtidos.

SYNOPSIS – This paper presents a methodology that has been used by LNEC to estimate the initial stress field in rock masses, from the results of *in situ* stress measurements, using numerical methods. This methodology considers the rock mass conditions, such as the ground topography, the pre-existence of underground openings and the rock mass heterogeneity. The types of tests that were performed are presented, as well as examples of application of the methodology in studies carried out for estimating the stress field to be used in the design calculations of several underground works constructed in Portugal. A recent case study of the determination of the initial stress field for the design of an underground powerhouse, excavated in a heterogeneous rock mass, is presented in detail. A number of aspects of the construction of the complex three-dimensional model are summarized and the results are discussed.

Palavras Chave – Estado de tensão *in situ*; Maciço rochoso; Modelo numérico.

Keywords – *In situ* state of stress; Rock mass; Numerical model.

* Investigador Principal, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0001-9438-9288
E-mail: llamas@lneec.pt

** Bolseira de Doutoramento, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0002-5772-0418
E-mail: mespada@lneec.pt

*** Investigador Principal, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0002-9072-6563
E-mail: jmuralha@lneec.pt

**** Investigador Coordenador, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0003-1324-7662
E-mail: vlemos@lneec.pt

1 – INTRODUÇÃO

A libertação do estado de tensão inicial, que ocorre durante a escavação de uma obra subterrânea num maciço rochoso, constitui a principal ação a considerar na análise do comportamento do maciço e, conjuntamente com o peso dos blocos de rocha que se possam formar, constituem uma das principais ações a considerar no dimensionamento dos suportes.

O conhecimento do campo de tensões instalado num maciço rochoso é, assim, fundamental para o projeto de grandes estruturas subterrâneas, nomeadamente de cavernas associadas a centrais hidroelétricas. Para tal, são usualmente realizados ensaios para medição de tensões *in situ* mas, devido a restrições no que se refere a acessos, custos e prazos, estes ensaios são necessariamente executados num número limitado de locais. Além disso, as medições efetuadas são pontuais e a incerteza associada aos próprios métodos de ensaio não é desprezável. Em consequência, a representatividade dos resultados obtidos individualmente, em cada um dos ensaios, é discutível quando se pretende conhecer o campo de tensões existente num grande volume do maciço rochoso, na vizinhança da obra subterrânea a analisar.

Para além da ação gravítica, diversos fatores influenciam o campo de tensões instalado num maciço rochoso. São exemplos a topografia do terreno, a existência de escavações subterrâneas na vizinhança da obra, a própria heterogeneidade do maciço, a existência de forças de origem tectónica ou os efeitos diferidos ao longo do tempo. Para ter em conta estes fatores na estimação do campo de tensões, torna-se necessário utilizar modelos interpretativos globais, que considerem a sua influência e possam integrar os resultados de todos os ensaios, realizados em diferentes locais, de preferência utilizando mais de um método de ensaio. A aplicação destas metodologias implica a utilização de modelos numéricos, por vezes de grandes dimensões e complexidade, que discretizam a geometria do maciço rochoso na vizinhança das obras subterrâneas e simulam o comportamento do maciço.

O progressivo incremento da complexidade dos modelos numéricos utilizados em mecânica das rochas implica, naturalmente, requisitos acrescidos na sua elaboração. Quando se pretende uma representação mais detalhada do maciço rochoso é imprescindível obter informação de campo fíavel e pormenorizada sobre as condições geológicas e geotécnicas. A modelação numérica tem sido utilizada por diversos autores como ferramenta de simulação para a compreensão e integração da informação disponível sobre a caracterização dos maciços, em particular nas questões relacionadas com as tensões *in situ* (McKinnon, 2001; Hart, 2003). Apresentam-se, seguidamente, alguns exemplos considerados mais representativos da utilização de modelos numéricos em estudos envolvendo a determinação do campo de tensões em maciços rochosos, em que podem ser seguidas duas vias alternativas.

A primeira via consiste em simular de forma aproximada os hipotéticos processos geológicos que condicionaram o estado atual, por exemplo, os efeitos do peso dos materiais, forças horizontais de origem tectónica, fenómenos de erosão ou a abertura de um vale, ou a fluência do maciço rochoso ao longo da sua história geológica. Este procedimento é difícil, implicando várias iterações, de modo a que o seu resultado seja coerente com as informações relativas ao campo de tensões *in situ* disponíveis. Nestes estudos, têm sido empregues tipos de modelos muito diversos. Brady *et al.* (1986) usaram modelos numéricos de elementos discretos para confirmar a influência da estrutura geológica na distribuição de tensões em maciços rochosos, à escala de um poço de sondagem de cerca de 2 m de diâmetro, e para estabelecer indicações sobre a definição do número e da localização das medições de tensões *in situ* a realizar para estimar o campo de tensões. A uma escala regional, Konietzky *et al.* (2001) simularam numericamente o estado de tensão para comparação de traçados alternativos de um túnel. Em estudos relacionados com repositórios de materiais radioativos foram utilizados modelos numéricos para a consideração da topografia do terreno no estado de tensão inicial resultante (Konietzky *et al.*, 1995; Carranza-Torres *et al.*, 2002). Ziegler *et al.* (2016) utilizaram um modelo tridimensional de diferenças finitas para determinar a orientação das tensões influenciadas pela topografia alpina da superfície do terreno.

Na maioria destes modelos numéricos, é admitido um comportamento elástico do maciço para avaliar o efeito da topografia ou das ações tectónicas. Figueiredo (2013) aborda o caso de Paradela II, onde foram efetuados ensaios de fracturação hidráulica para determinação de tensões em furos com 500 m de profundidade. Na interpretação dos resultados, foi utilizado um modelo numérico de grandes dimensões, representando a topografia do terreno e uma extensão lateral do maciço de vários quilómetros. O valor das tensões horizontais medidas era elevado, não sendo consistente com um comportamento elástico, pelo que foi explorada a hipótese de comportamento visco-elástico a longo prazo, que reduziu as tensões deviatóricas e permitiu aproximar melhor os valores de campo. Em termos práticos, esta hipótese pode ser aproximada pela consideração de um coeficiente de Poisson equivalente mais elevado para simular a situação a longo prazo. Espada e Lamas (2014) também utilizaram esta hipótese para melhorar a aproximação do modelo numérico no estudo dos ensaios relativos à caverna de Salamonde II.

A segunda via consiste na utilização de modelos numéricos, que podem considerar topografias complexas, escavações existentes ou heterogeneidades do maciço, para a definição do campo de tensões em termos de um conjunto de parâmetros, que são calculados por um processo de otimização a partir dos resultados de ensaios. O mesmo modelo pode ser utilizado para o projeto e para o acompanhamento dos valores observados durante a escavação da obra. A metodologia utilizada pelo LNEC e apresentada neste artigo segue esta via. Referem-se em seguida alguns outros exemplos.

Tonon e Amadei (2003) estudaram a influência de descontinuidades e da anisotropia dos maciços rochosos no estado de tensão no contorno de túneis e desenvolveram uma técnica de estimação do campo de tensões utilizando modelos bi e tridimensionais de elementos finitos. Li *et al.* (2009) desenvolveram um procedimento baseado num modelo de elementos de fronteira para decompor o campo de tensões *in situ* numa parcela tectónica e numa parcela gravitacional e compararam com os resultados de ensaios de fraturação hidráulica. Ferrero *et al.* (2013) descreveram os estudos efetuados para apoiar a análise de minas subterrâneas na região de Carrara, em que foi usado um modelo tridimensional de elementos discretos e foram realizados ensaios de sobre-carotagem para determinar o campo de tensões.

Complementarmente, quando os modelos numéricos se destinam à interpretação do comportamento observado durante ou após a construção da obra, existe mais informação para aferir os modelos. Deste modo, as hipóteses sobre o estado de tensão inicial adotadas na fase de projeto podem ser atualizadas para um melhor ajustamento aos dados da monitorização utilizando técnicas de retroanálise. Como exemplos podem referir-se os casos das determinações do estado de tensão a partir dos deslocamentos resultantes de escavações subterrâneas (Sakurai e Shimizu, 1986) e tendo em conta o comportamento elástico do maciço (Sakurai e Akutagawa, 1994), assim como o estudo para a calibração do campo de tensões inicial e da deformabilidade do maciço efetuado para o complexo de cavernas da central do empreendimento hidroelétrico do Alto Lindoso, com base em medições de deslocamentos relativos obtidos com convergenciómetros e extensómetros de varas, e em tensões medidas nas paredes da caverna da central (Castro, 1998).

Neste artigo apresentam-se os métodos de ensaio e a metodologia de análise global que têm sido utilizados pelo LNEC para obtenção do campo de tensões mais provável instalado na zona de interesse para o cálculo de estruturas subterrâneas. Seguidamente, apresentam-se resumidamente diversos casos de aplicação a obras subterrâneas, com especial ênfase nos métodos numéricos utilizados e nas hipóteses assumidas nos cálculos. Finalmente, apresenta-se um caso de estudo recente, com uma complexidade pouco usual, referente aos estudos desenvolvidos pelo LNEC para a definição do campo de tensões que veio a ser utilizado nos cálculos para o projeto das obras subterrâneas do complexo de cavernas da central hidroelétrica de Gouvães.

2 – ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE TENSÕES E ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

2.1 – Métodos de ensaio

Para medição das tensões instaladas nos maciços rochosos utilizam-se métodos de ensaio que podem ser classificados em dois grandes grupos: métodos baseados na fraturação do maciço e métodos baseados na libertação de tensões. Os dois métodos de ensaio desenvolvidos no LNEC e utilizados nos casos apresentados neste trabalho — ensaios de almofadas planas de pequena área (*Small Flat Jack*, SFJ) e ensaios de sobrecarotagem utilizando um defórmeter tridimensional (*Stress Tensor Tube*, STT) — são ambos baseados na libertação das tensões instaladas no maciço. Os métodos de ensaio SFJ e STT foram apresentados originalmente por Rocha *et al.* (1966) e por Rocha e Silvério (1969), tendo sofrido, desde essa altura, contínuas evoluções e aperfeiçoamentos.

Os ensaios SFJ (Figura 1) são realizados quando existe acesso ao local de medição no maciço rochoso, geralmente através de galerias. Consistem na abertura de um rasgo numa superfície exposta do maciço e na medição da variação da distância entre marcas colocadas em ambos os lados do rasgo. O restabelecimento da tensão normal ao rasgo é conseguido pela aplicação de uma pressão no seu interior, por meio de um macaco hidráulico plano, até ser anulada a variação da distância entre as marcas. Este ensaio permite determinar a componente normal do estado de tensão na direção normal ao rasgo.

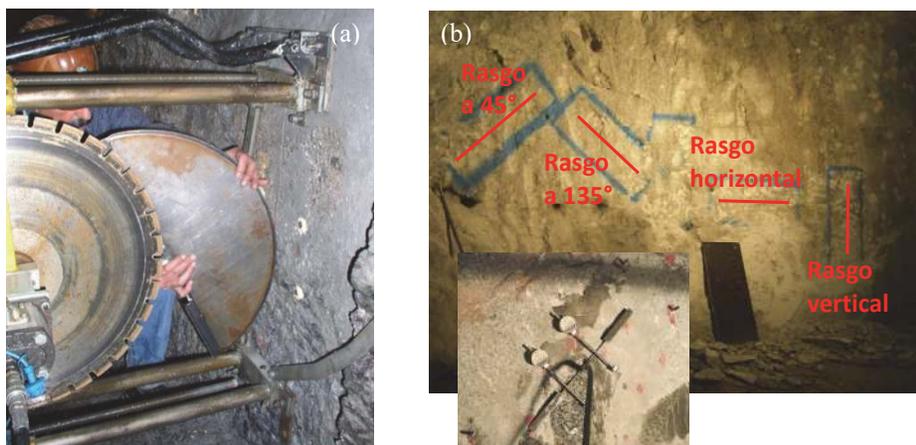


Fig. 1 – Ensaio SFJ: (a) colocação do macaco plano num rasgo; (b) conjunto de rasgos e sistema de medição de deslocamentos.

Os ensaios STT (Figura 2) permitem determinar todas as componentes do tensor das tensões num ponto no interior do maciço rochoso, com uma única determinação, através de uma técnica de sobrecarotagem em furos de sondagem. Este ensaio consta da colagem de um defórmeter tridimensional, constituído por um tubo de plástico epoxídico contendo um conjunto de 10 extensómetros, num furo de sondagem de pequeno diâmetro e da sua posterior sobrecarotagem, que provoca a libertação do estado de tensão e uma variação correspondente das deformações registadas pelos extensómetros. Na Figura 2 (c) estão representadas, a traço cheio, as extensões medidas durante a sobrecarotagem e, a tracejado, as temperaturas medidas. Uma vez recuperado o tarolo contendo o defórmeter, realiza-se um ensaio biaxial para determinação das constantes elásticas do tarolo de rocha, com as quais é possível obter, a partir das deformações medidas, o estado de tensão mais provável. Para o efeito, é utilizado um modelo matemático, que tem em consideração as alterações introduzidas no maciço pela técnica de ensaio (Pinto e Cunha, 1986).

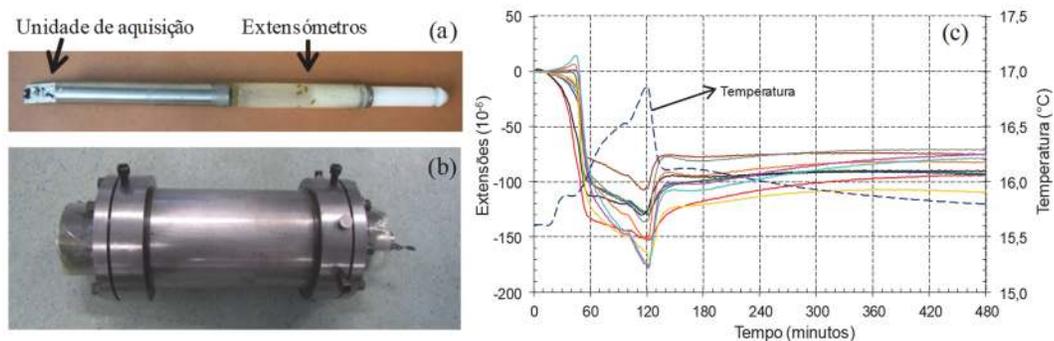


Fig. 2 – Ensaio STT: (a) defórmeter; (b) câmara de ensaio biaxial; (c) extensões medidas durante a sobre-carotagem.

2.2 – Metodologia de análise global para obtenção do campo de tensões

Com o objetivo de estimar o campo de tensões no maciço rochoso a partir dos resultados de ensaios, tem sido utilizada no LNEC uma metodologia de análise global, que permite integrar os resultados de todos os ensaios, realizados em diversos locais e por diferentes métodos, com recurso a modelos numéricos desenvolvidos para o efeito, que representam a geometria das escavações subterrâneas existentes, a topografia do terreno e as litologias identificadas.

Para aplicação de metodologias de análise global é necessário estabelecer hipóteses simplificativas relativamente ao modelo conceptual do maciço rochoso e ao campo de tensões instalado. A metodologia utilizada no LNEC (Lamas *et al.*, 2010; Lamas *et al.*, 2017) tem-se baseado nas seguintes hipóteses:

- O maciço rochoso pode ser considerado como um meio contínuo equivalente, o que significa que, à escala das escavações, as falhas eventualmente existentes não condicionam significativamente o campo de tensões.
- O maciço rochoso pode ser considerado como tendo um comportamento elástico linear.
- As componentes do campo de tensões inicial são nulas na superfície do terreno e variam linearmente em profundidade, uma vez que, para as profundidades a que se realizam a maioria das obras em estudo, as tensões são, em larga medida, de origem gravítica.

Designa-se por campo de tensões iniciais o correspondente a uma situação anterior a quaisquer escavações superficiais (tal como o vale ou canhão escavado por um rio) ou subterrâneas (tal como um túnel de acesso) pré-existent à realização dos ensaios. O campo de tensões após a perturbação introduzida por aquelas escavações designa-se por campo de tensões naturais. Desta forma, sendo γ o peso volúmico do maciço e h a profundidade, as seis componentes do campo de tensões iniciais, σ_j^0 , são caracterizadas pelos parâmetros k_j , que constituem incógnitas a determinar:

$$\sigma_j^0 = k_j \gamma h \quad (1)$$

Em casos com geometrias simples o campo de tensões natural pode ser calculado a partir de soluções analíticas, mas, na maioria dos casos reais, com geometrias de escavação complexas, torna-se necessária a utilização de modelos numéricos tridimensionais do maciço rochoso.

Os valores dos parâmetros k_j são calculados a partir dos valores das componentes do estado de tensão medidos nos ensaios, em diferentes locais e utilizando diferentes métodos, utilizando o seguinte procedimento, baseado no proposto por Martins (1986) e Sousa *et al.* (1986):

- É construído o vetor M_i com as N componentes do estado de tensão medidas nos ensaios.
- São aplicados separadamente no modelo numérico do maciço rochoso seis carregamentos, E_j , correspondentes às seis componentes do campo de tensões inicial, σ_j^0 , utilizando valores unitários de k_j . Procedem-se seguidamente à simulação da escavação. As tensões naturais obtidas σ_{mj} (em que os índices m e j correspondem, respetivamente, às seis componentes do estado de tensão e aos seis carregamentos) podem, então, ser calculadas em qualquer local do maciço.
- Os valores de σ_{mj} calculados nos locais de ensaio são agrupados na matriz A_{ij} (em que os índices i e j correspondem, respetivamente, às N componentes do estado de tensão medidas nos ensaios e aos seis carregamentos).
- Utilizando o princípio da sobreposição de efeitos, a combinação linear dos estados de tensão resultantes dos seis carregamentos pode ser expressa pelo seguinte sistema de equações:

$$A_{ij} k_j = M_i \quad (2)$$

Este sistema de equações lineares é, geralmente, altamente redundante e pode ser resolvido pelo método dos mínimos quadrados, obtendo-se, assim, os valores dos seis parâmetros k_j . Torna-se, então, possível calcular o estado de tensão natural em qualquer local do maciço a partir de:

$$\sigma_m = k_j \sigma_{mj} \quad (3)$$

Com esta metodologia é, assim, possível estimar o campo de tensões iniciais tridimensional mais provável instalado no maciço rochoso. No entanto, na generalidade das aplicações, tendo em conta diversos fatores, nomeadamente o número limitado de resultados de ensaios, pode ser necessário considerar hipóteses simplificativas adicionais. As mais comuns correspondem a considerar que a tensão vertical inicial é uma tensão principal e que o seu valor resulta do peso do terreno sobrejacente.

3 – APLICAÇÕES A OBRAS SUBTERRÂNEAS EM PORTUGAL

3.1 – Túnel adutor do Castelo do Bode

A primeira aplicação duma metodologia de análise global foi feita para a interpretação dos resultados dos ensaios de medição de tensões realizados pelo LNEC para o túnel adutor do Castelo do Bode, que faz parte do sistema adutor de água a Lisboa (LNEC, 1986). Na Figura 3 apresentam-se uma planta e um perfil longitudinal do túnel, que se encontra num maciço rochoso granítico. Durante a construção, foram realizados três ensaios STT e dois ensaios SFJ num nicho escavado para o efeito num dos hasteais (Figura 4(a)), numa zona em que a profundidade variava entre os 50 m e os 90 m.

Nesta aplicação pretendeu-se simular o efeito da geometria do nicho e do túnel para, a partir das medições efetuadas, obter o campo de tensões mais provável nessa zona do maciço. Foi utilizado para o efeito um modelo tridimensional de elementos de fronteira desenvolvido no LNEC (Lamas, 1984; Lamas *et al.*, 1986), que utiliza uma formulação direta e a solução fundamental de Kelvin para corpos isotrópicos e meios infinitos, sendo a discretização feita por elementos quadrangulares parabólicos, com oito pontos nodais. Apresenta-se na Figura 4(b) uma perspetiva da malha de cálculo utilizada.

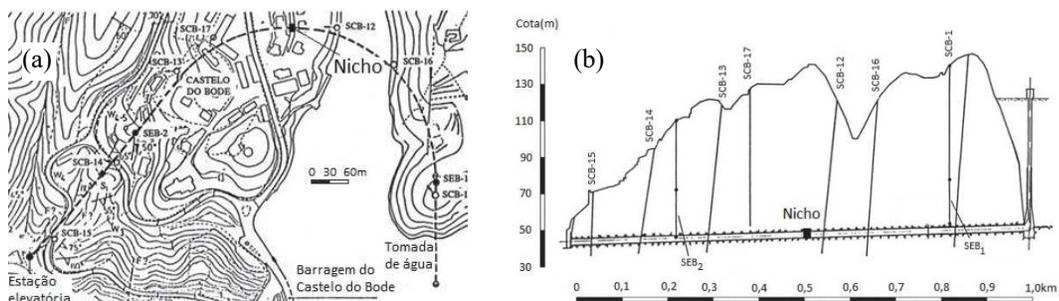


Fig. 3 – Túnel do Castelo do Bode: (a) planta; (b) perfil longitudinal.

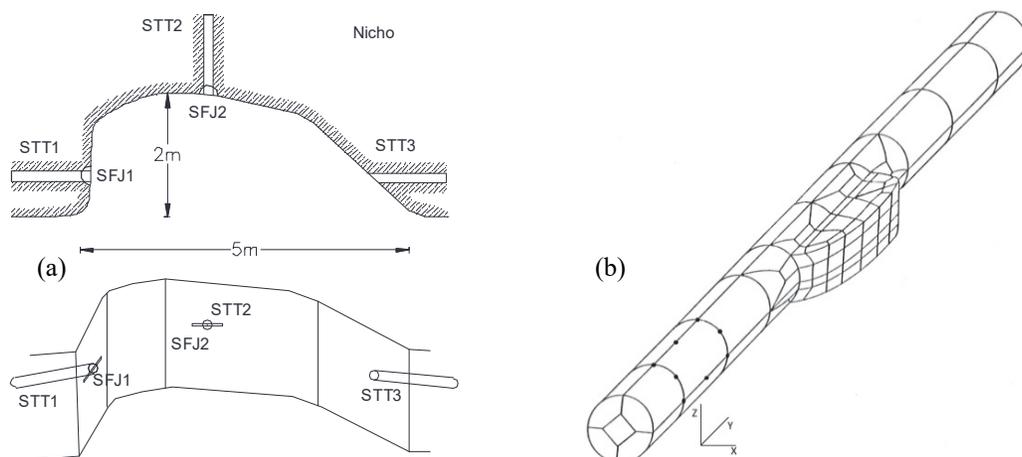


Fig. 4 – Túnel do Castelo do Bode: (a) geometria do nicho de ensaio; (b) malha de elementos de fronteira.

Os resultados obtidos evidenciaram diversas dificuldades existentes na realização dos ensaios STT, sendo o campo de tensões mais provável obtido pouco verosímil. De facto obteve-se uma tensão vertical próxima da devida ao recobrimento, uma tensão horizontal normal ao eixo do túnel de valor semelhante, mas uma tensão horizontal de tração segundo o eixo do túnel.

Este exemplo de aplicação, pese embora os maus resultados obtidos para o campo de tensões mais provável, devidos a problemas existentes à época com os procedimentos de ensaio, evidenciou as potencialidades da metodologia de análise global utilizada.

3.2 – Central hidroelétrica do Alto Lindoso

Durante a construção da caverna da central hidroelétrica do Alto Lindoso (EDP, 1983), num maciço rochoso granítico, foi executado um programa de medição de tensões seguindo um conceito semelhante ao utilizado no túnel do Castelo do Bode. Foram executados ensaios SFJ e STT num nicho escavado para o efeito no hastel de um dos túneis de acesso à central, a uma profundidade de cerca de 300 m (Figura 5(a)). No entanto, atendendo às incertezas associadas a estes ensaios e à experiência anterior com o túnel do Castelo do Bode, foi realizado um número de ensaios bastante superior: três ensaios SFJ em rasgos verticais e horizontais, e nove ensaios STT em quatro furos de sondagem subhorizontais. Devido a limitações do equipamento utilizado, os

furos de sondagem para os ensaios STT não ultrapassaram os 2 m de comprimento (LNEC, 1988; Sousa *et al.*, 1988).

A interpretação dos resultados dos ensaios foi efetuada recorrendo à mesma metodologia de análise global. Para simular o efeito da geometria do nicho e do túnel e, a partir das medições efetuadas, obter o campo de tensões mais provável nessa zona do maciço, foi utilizado o modelo tridimensional de elementos de fronteira desenvolvido no LNEC, de que se apresenta na Figura 5(b) uma perspectiva da malha de cálculo.

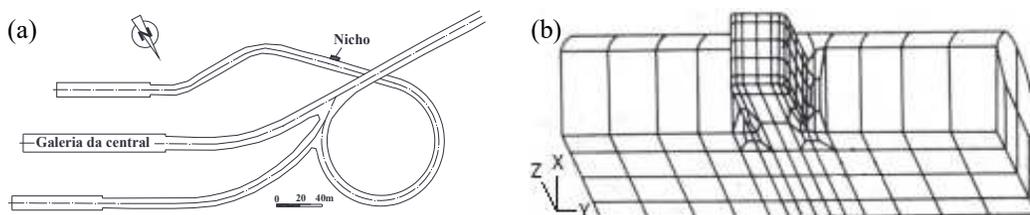


Fig. 5 – Alto Lindoso: (a) localização do nicho de ensaio; (b) malha de elementos de fronteira.

Neste estudo, uma vez calculado o campo de tensões inicial mais provável, utilizando todos os valores obtidos nos ensaios, foi introduzida uma análise dos erros entre os valores das tensões calculadas e medidas, em cada ponto de ensaio, por forma a identificar medições afetadas por erros anormalmente elevados e, mediante a sua eliminação da análise, diminuir o valor do erro quadrático médio do conjunto total de valores.

Obtiveram-se uma tensão vertical inicial de 7,6 MPa, coerente com o peso do recobrimento, e tensões horizontais iniciais de 12,6 MPa e 10,7 MPa, respetivamente, nas direções normal e paralela ao eixo do túnel, o que correspondia a uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 1,5. As tensões principais iniciais calculadas e as suas direções (azimute/pendor em graus) foram: $\sigma_I = 14,2$ MPa (007/61), $\sigma_{II} = 10,6$ MPa (135/18), $\sigma_{III} = 6,0$ MPa (232/21).

Os resultados obtidos para o campo de tensões inicial mais provável na zona da caverna do Alto Lindoso foram consideravelmente mais coerentes do que no caso do túnel do Castelo do Bode e puderam ser considerados como uma estimativa fiável para utilização no cálculo da caverna, assim como para interpretação do comportamento observado durante a construção.

3.3 – Central hidroelétrica de Picote II

Para o reforço de potência do empreendimento hidroelétrico de Picote foram construídos um novo circuito hidráulico e uma nova central subterrânea, designados por empreendimento de Picote II, num maciço rochoso granítico (EDP, 2006). Para obtenção do campo de tensões inicial a utilizar no cálculo da caverna da central foram realizados, antes do início da obra, seis ensaios STT em dois furos de sondagem (STT1 e STT2) abertos a partir de uma galeria existente (LNEC, 2006).

A caverna da central de Picote II encontra-se a 150 m de profundidade, na vizinhança de um canhão escavado pelo rio Douro a partir do nível do planalto aproximadamente à cota 700 m. Este canhão é o principal fator que afeta o campo de tensões na zona. A análise global do campo de tensões baseou-se nas seguintes hipóteses:

- A cota da superfície do terreno antes da escavação do canhão pelo rio era 700 m.
- A componente vertical do estado de tensão inicial antes da escavação do canhão resulta da atuação do peso próprio do maciço: $\sigma_v = k_2 \gamma h$, com $k_2 = 1$ (ver eq. (1)).

- As componentes horizontais do estado de tensão inicial no plano do modelo, σ_h , e no plano perpendicular, σ_{nor} , antes da escavação do canhão, variam linearmente com a profundidade:
 $\sigma_h = k_1 \gamma h$, $\sigma_{nor} = k_3 \gamma h$.
- σ_v , σ_h e σ_{nor} são tensões principais.

Foi desenvolvido um modelo numérico bidimensional, em estado plano de deformação, de uma secção vertical do maciço rochoso na zona da central, aproximadamente perpendicular ao rio e paralela aos furos de sondagem. Utilizou-se o programa de diferenças finitas FLAC (Itasca, 2005). Dado que o perfil do terreno em ambas as margens é semelhante, o modelo apenas inclui uma das margens e considera condições de simetria. Para diminuir os efeitos localizados nas zonas das fronteiras, o modelo tem 1000 m de comprimento na horizontal e desenvolve-se entre as cotas 0 m e 700 m. O modelo integra 200×300 elementos numa malha que, na zona dos ensaios de sobrecarotagem, é mais refinada, com elementos com 2,5×1,75 m². Na Figura 6(a) representa-se parte da malha do modelo onde se encontram representadas as sondagens STT1 e STT2, numa vista da margem direita no sentido de jusante.

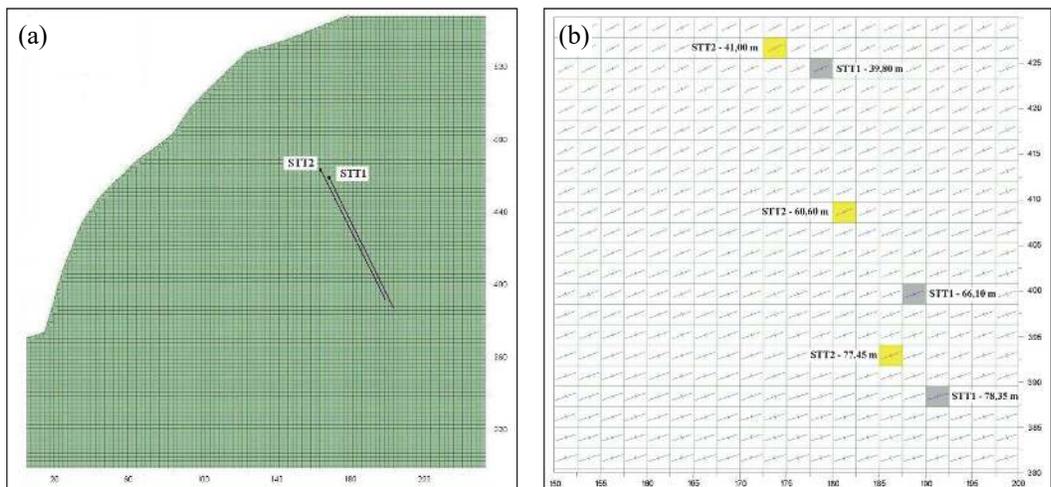


Fig. 6 – Picote II: (a) pormenor da malha com a localização dos furos de sondagem STT1 e STT2; (b) tensões calculadas nos pontos onde foram efetuados os ensaios STT.

Aplicando a metodologia de análise global obteve-se: $k_1 = 1,70$, $k_3 = 1,75$. Isto significa que o campo de tensões mais provável instalado no maciço rochoso resulta de um campo de tensões inicial, antes da ação erosiva do rio a partir da cota de 700 m, com uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 1,75. Na Figura 6(b) representam-se as tensões principais que resultam do efeito da escavação do canhão. As tensões principais são claramente influenciadas pela proximidade do canhão. Previu-se a ocorrência de tensões horizontais relativamente elevadas na zona da nova central, para onde foi estimada uma relação entre as tensões horizontais e verticais de cerca de 4. A ocorrência destes valores muito elevados das tensões horizontais foi confirmada, posteriormente, no início da fase de construção da obra, por meio de ensaios SFJ realizados em nichos nas paredes das galerias de acesso que então foram abertas.

3.4 – Central hidroelétrica de Bemposta II

As obras do reforço de potência do empreendimento hidroelétrico de Bemposta incluem um novo circuito hidráulico subterrâneo na margem direita do rio Douro e uma central em poço, com

uma secção de $30 \times 22 \text{ m}^2$ e uma altura de cerca de 80 m, num maciço rochoso constituído por granitos gnáissicos (EDP, 2007). Para a determinação do campo de tensões no maciço foram realizados ensaios STT e SFJ em dois locais de uma galeria com um diâmetro de cerca de 6 m, que serviu de acesso durante a construção da central existente (LNEC, 2008). O local 1 está ao nível do leito do rio, à profundidade de 95 m, afastado 120 m do eixo do rio, numa zona em que a galeria é normal ao rio; o local 2 está a uma cota 20 m acima da do local 1, à profundidade de 130 m, afastado 225 m do eixo do rio, numa zona em que a galeria é paralela ao rio. Na Figura 7 apresenta-se uma planta da zona vizinha da galeria, indicando os dois locais de ensaio, e um corte vertical longitudinal.

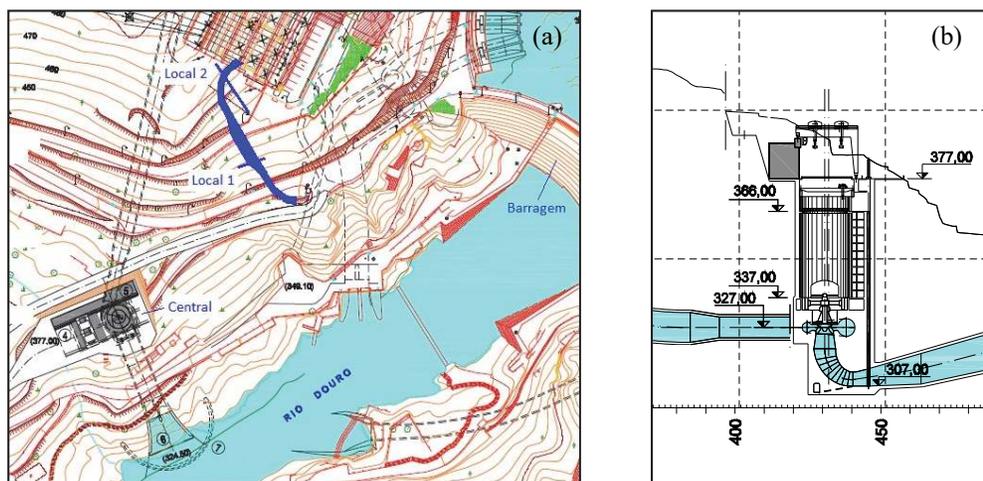


Fig. 7 – Bemposta II: (a) planta da obra e locais de ensaio; (b) corte vertical pela central.

Em cada um dos locais foram realizados 3 ensaios SFJ (um rasgo horizontal, um vertical e um inclinado a 45°). Foram realizados três ensaios de sobre-carotagem no local 1, entre os 12 m e os 17 m, e dois ensaios no local 2, entre os 5 m e os 10 m, em furos com direções normais ao eixo da galeria e inclinações descendentes de 45° .

Os principais fatores que influenciam os valores medidos nos ensaios e o campo de tensões na zona de interesse são a topografia do vale do rio e a galeria de ensaio. Atendendo à geometria do problema, para a análise global do campo de tensões seria necessário recorrer a um modelo tridimensional de grandes dimensões do maciço rochoso, que incluísse o vale do rio e tivesse uma discretização adequada para o cálculo das tensões nos locais de ensaio. Para contornar este problema foi utilizada uma metodologia simplificada, semelhante à utilizada por Wittke (1990).

Numa primeira fase foi construído um modelo bidimensional, em estado plano de deformação, de uma secção normal ao rio passando no local 2, utilizando o programa FLAC, e foi simulada a escavação do vale e a abertura da galeria no local 2. Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- A cota da superfície do terreno antes da escavação do vale pelo rio é a do planalto.
- A componente vertical, σ_v , e as componentes horizontais no plano do modelo, σ_h , e no plano perpendicular, σ_{nor} , do estado de tensão inicial antes da escavação do vale pelo rio, variam linearmente com a profundidade: $\sigma_v = k_2 \gamma h$, $\sigma_h = k_1 \gamma h$, $\sigma_{nor} = k_3 \gamma h$ (ver eq. (1)).
- σ_v , σ_h e σ_{nor} são tensões principais.

A Figura 8(a) mostra a malha antes e depois da escavação do vale pelo rio. Com este modelo calcularam-se as componentes do estado de tensão nos pontos de medição do local 2.

Foi construído um segundo modelo numérico, tridimensional, com uma espessura unitária, centrado na galeria no local 1, utilizando o programa FLAC3D, que está representado na

Figura 8(b). Foram aplicadas, neste modelo, as tensões calculadas com o modelo bidimensional na zona do local 1 e foi simulada a escavação da galeria. Com este modelo calcularam-se as componentes do estado de tensão nos pontos de medição do local 1.

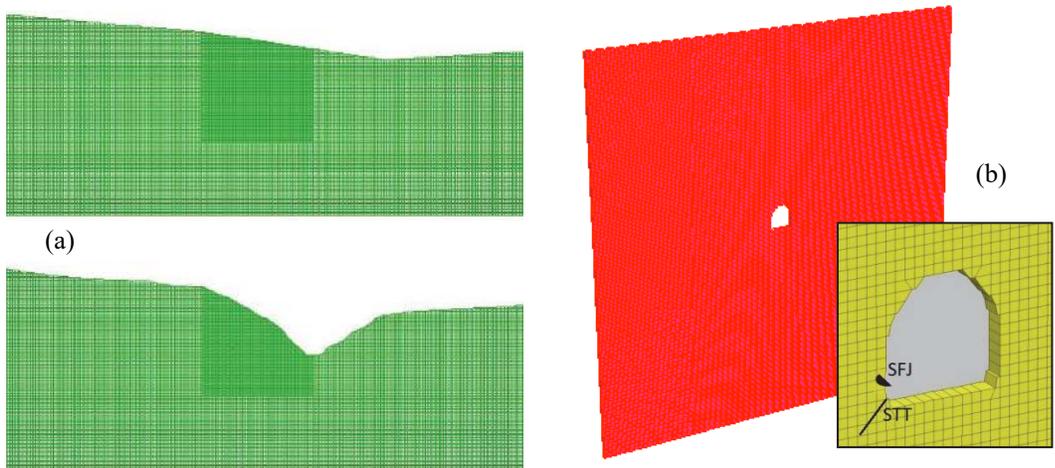


Fig. 8 – Bemposta II: (a) modelo 2D pelo local 2, com representação do perfil do terreno antes e após a escavação do vale; (b) modelo 3D com a galeria na zona do local 1.

A aplicação da metodologia de análise global ao caso de Bemposta II forneceu os seguintes resultados: $k_1 = 0,60$, $k_2 = 0,91$ e $k_3 = 0,75$. Isto significa que o campo de tensões mais provável instalado no maciço rochoso resulta de um campo de tensões inicial, antes da ação erosiva do rio, caracterizado por uma tensão vertical da ordem de grandeza da correspondente ao peso do recobrimento e por tensões horizontais cerca de 1,5 vezes menores que a tensão vertical. A partir destes resultados, foram calculadas com o modelo bidimensional as tensões nas zonas vizinhas da central.

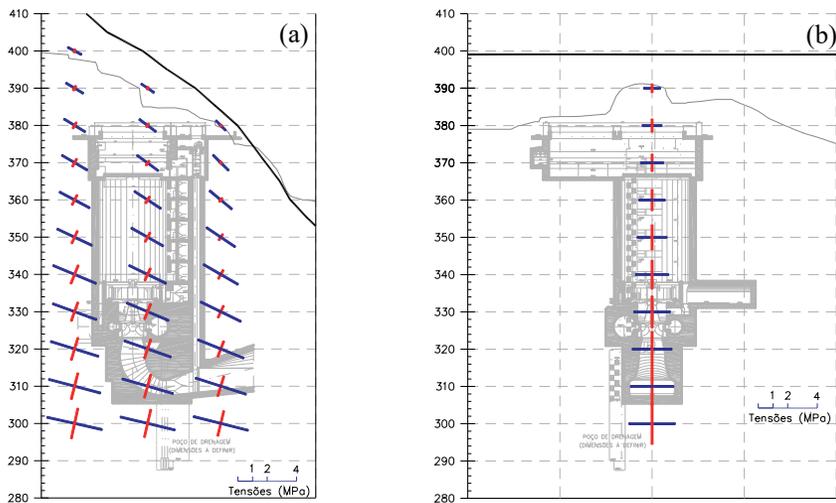


Fig. 9 – Bemposta II: tensões na zona da nova central. (a) secção vertical normal ao rio; (b) secção vertical paralela ao rio.

A Figura 9 evidencia a rotação das tensões principais resultantes do efeito da topografia do terreno, que corresponde a uma diminuição da inclinação da tensão principal máxima com a profundidade, verificando-se que esta se aproxima da horizontal para as cotas mais baixas das escavações, já abaixo do leito do rio. É interessante constatar que, devido à existência do vale, nesta zona as tensões horizontais são consideravelmente superiores à vertical.

3.5 – Central hidroelétrica de Salamonde II

As obras do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde II, no rio Cávado, incluem um circuito hidráulico de 2 km e uma central subterrânea. A caverna da central está localizada num maciço granítico de boa qualidade, à profundidade de cerca de 150 m, e tem 56 m de altura, 66 m de comprimento e 26,5 m de largura (COBA, 2009). A Figura 10 apresenta uma planta da zona da margem esquerda da barragem de Salamonde, com indicação da localização da caverna da central existente e da nova central, assim como uma perspetiva do arranjo das obras subterrâneas do complexo da central.

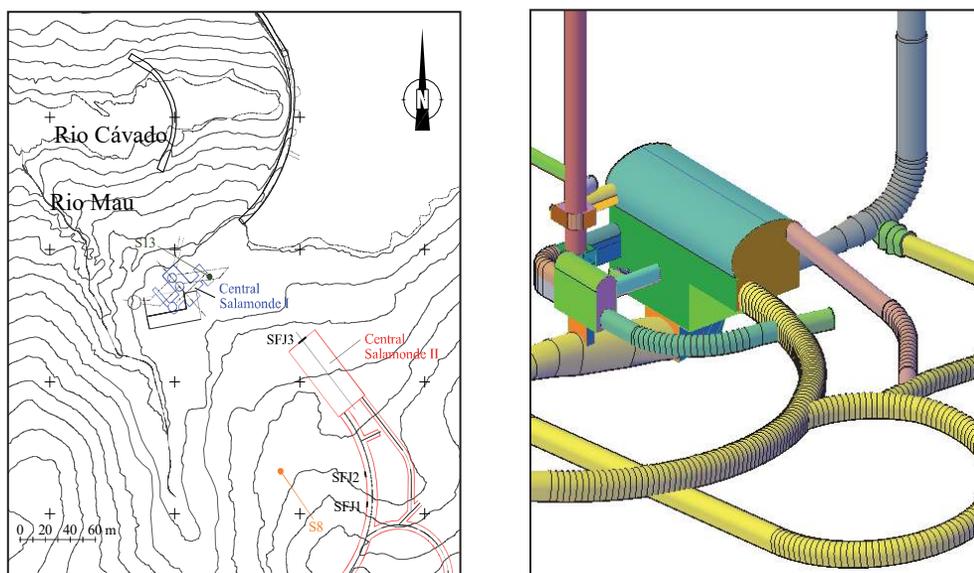


Fig. 10 – Salamonde II: planta e arranjo das obras subterrâneas do complexo da central.

Na fase de projeto, antes do início das escavações, foram realizados ensaios de sobrecarotagem STT em dois furos subverticais, S8 e S13, e, durante as escavações, logo que houve acesso à zona da central, foram realizados 10 ensaios de macacos planos em três locais: SFJ1, SFJ2 e SFJ3 (ver Figura 10). Na Figura 11 estão representados os túneis de acesso e a caverna da central e indicam-se também os locais dos ensaios SFJ, assim como a fase de escavação da abóbada da caverna quando os ensaios SFJ3 foram realizados (LNEC, 2009, 2012a, 2012b).

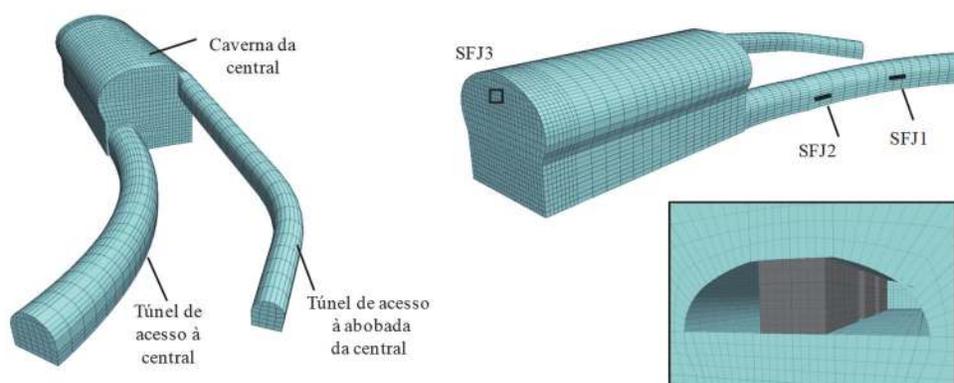


Fig. 11 – Salamonde II: perspectivas das obras subterrâneas consideradas no modelo numérico e fase de escavação da abóboda da central à data da realização dos ensaios SFJ.

A interpretação dos resultados dos ensaios teve em consideração a topografia local e a geometria das escavações existentes quando os ensaios SFJ foram realizados. Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional (Figura 12), utilizando o programa FLAC3D, e foi aplicada a metodologia de análise global.

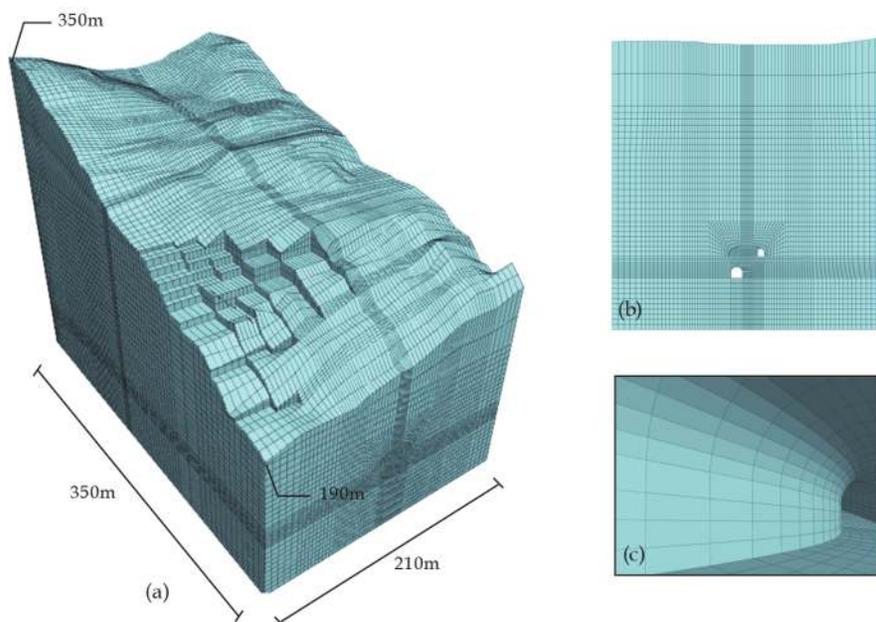


Fig. 12 – Salamonde II: (a) perspectiva do modelo numérico; (b) corte vertical pelos túneis de acesso; (c) detalhe do túnel de acesso à central.

Foram adotadas as seguintes hipóteses:

- A tensão vertical inicial, σ_z , é uma tensão principal e resulta da atuação do peso próprio do maciço.
- As componentes do estado de tensão inicial variam linearmente com a profundidade: $\sigma_x = k_1 \gamma h$, $\sigma_y = k_2 \gamma h$, $\sigma_z = k_3 \gamma h$, $\tau_{xy} = k_4 \gamma h$ (ver eq. (1)), em que os eixos X e Y são, respetivamente, normal e paralelo ao eixo da caverna.

O campo de tensões inicial anterior às escavações foi obtido, aplicando a metodologia de análise global, pela sobreposição de quatro carregamentos, E_j , correspondentes à tensão vertical e às três componentes do estado de tensão horizontal. Consideraram-se os resultados dos ensaios STT e SFJ, e obtiveram-se os seguintes valores: $k_1 = 0,88$, $k_2 = 0,98$, $k_3 = 1$ e $k_4 = 0,31$. Na Figura 13 apresentam-se as tensões iniciais obtidas. A rotação da tensão principal subvertical é consistente com a influência expectável do vale do rio Mau (Figura 10). A maior tensão principal subhorizontal é normal à direção do rio Cávado. Ao nível da caverna da central as tensões principais subhorizontais são 1,3 e 0,6 vezes a tensão vertical.

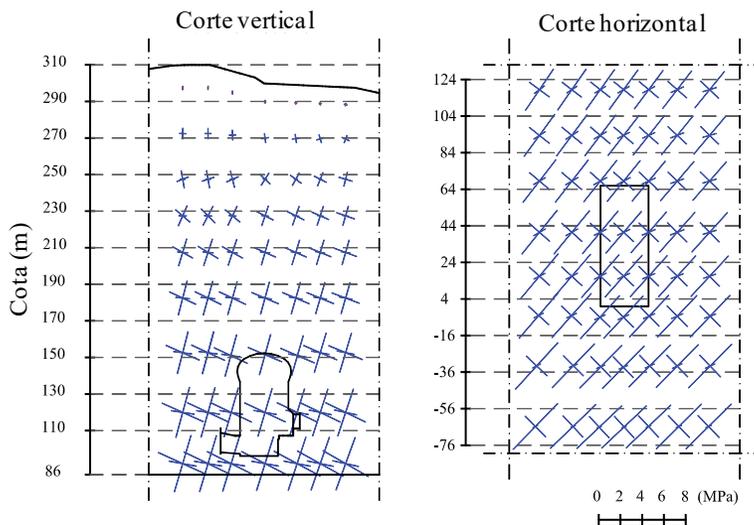


Fig. 13 – Salomonde II: tensões principais iniciais na zona da caverna da central.

4 – CASO DE ESTUDO DA CENTRAL SUBTERRÂNEA DE GOUVÃES

4.1 – Descrição da obra e enquadramento geotécnico

Para apoio ao projeto das obras do complexo de cavernas da central do empreendimento hidroelétrico de Gouvães, a Iberdrola solicitou ao LNEC a realização de um estudo para a avaliação do campo de tensões no maciço rochoso com base em resultados de ensaios de medição de tensões *in situ* (LNEC, 2016). Para tal foi programada uma campanha de ensaios nas obras subterrâneas que se encontravam já escavadas na proximidade da futura caverna da central, que consistiam em túneis e galerias de acesso e de reconhecimento.

O circuito hidráulico tem origem na barragem de Gouvães e termina na albufeira da barragem de Daivões. Na Figura 14 apresenta-se uma perspetiva do complexo de cavernas da central, que se encontra a uma profundidade de cerca de 320 m. Aos dois poços verticais de adução seguem-se troços horizontais, que bifurcam dando lugar a quatro condutas, uma para cada um dos grupos eletromecânicos instalados na central. A caverna da central tem 20 m de largura, 48 m de altura e 121 m de comprimento e foi implantada com uma orientação de N35°E. A caverna dos transformadores é paralela à da central, 29 m a jusante dela, e tem 18 m de largura, 18 m de altura e 81 m de comprimento. A ligar as duas cavernas existem quatro galerias de barramentos. As quatro galerias de aspiração, ligadas por poços à chaminé de equilíbrio, terminam no túnel de aspiração, que conduz a água ao rio Tâmega.

O maciço rochoso é constituído por duas formações distintas (Iberdrola, 2011), com um contacto subhorizontal na zona da central. A litologia sobrejacente é constituída por micaxistos,

sob os quais ocorrem granitos. Na Figura 14 representa-se a superfície interpretativa do contacto entre os micaxistos e os granitos, obtida por interpolação a partir dos mapeamentos efetuados.

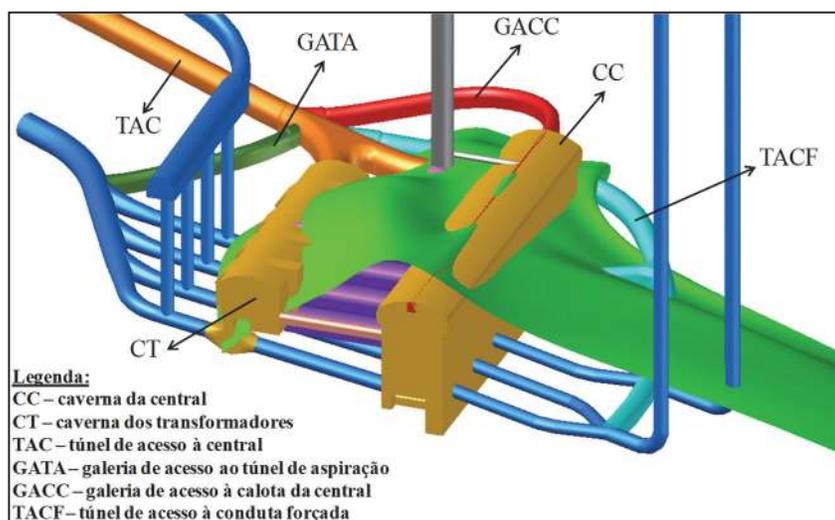


Fig. 14 – Gouvães: perspectiva do complexo de cavernas da central com a superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos (adaptado do modelo tridimensional fornecido pela Iberdrola).

Tendo em conta que os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica indicavam que os micaxistos apresentavam uma deformabilidade sensivelmente dupla da dos granitos, o programa de ensaios foi definido admitindo que poderia haver diferenças relevantes entre o estado de tensão inicial instalado em cada uma das formações.

4.2 – Ensaios de medição de tensões realizados

Em face da heterogeneidade do maciço, foi decidido realizar ensaios de medição de tensões nas duas litologias. Para o efeito foi programada uma campanha de ensaios, utilizando os métodos SFJ e STT, para uma ocasião em que se encontravam escavadas obras subterrâneas de acesso e de exploração do maciço, na proximidade da futura caverna da central. Na Figura 15 apresentam-se duas perspetivas dessas obras subterrâneas, bem como a localização dos ensaios executados.

Foram definidos dois conjuntos de quatro ensaios SFJ em cada litologia, em hasteais sensivelmente perpendiculares entre si, nos seguintes locais: SFJ-TAC e SFJ-GATA nos micaxistos; SFJ-GEC e SFJ-TACF nos granitos. Em cada local, os ensaios foram realizados em rasgos fazendo ângulos de 0°, 45°, 90° e 135° com a horizontal. Uma vez que os resultados dos ensaios realizados no local SFJ-GATA eram incompatíveis com os valores expectáveis, por a zona se encontrar descomprimida, realizaram-se três ensaios adicionais numa superfície com a mesma orientação, no local SFJ-GACC. A partir dos resultados de cada ensaio foi determinada a tensão normal ao rasgo e o valor do módulo de elasticidade do maciço.

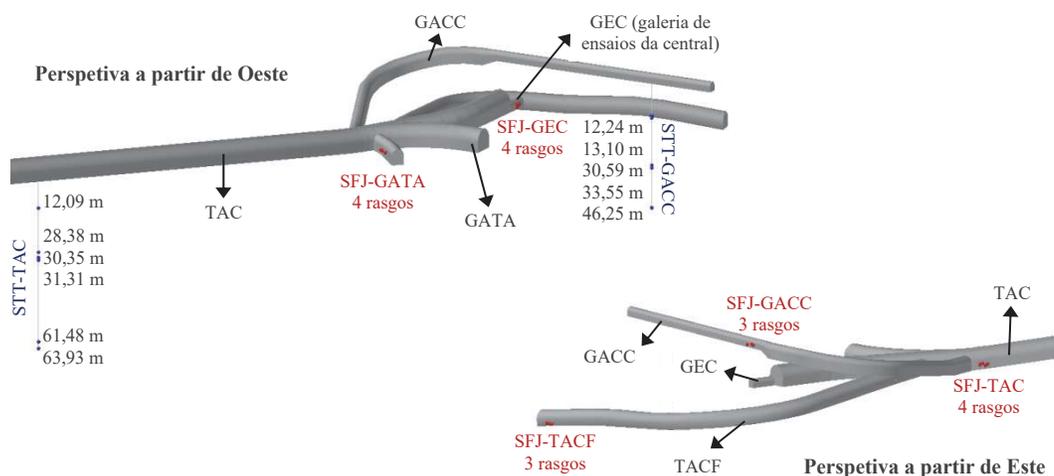


Fig. 15 – Gouvães: perspectivas, a partir de Oeste e de Este, das obras subterrâneas à data dos ensaios, com a localização dos ensaios SFJ e STT.

Para a realização dos ensaios STT foram selecionados dois locais para os furos de sondagem, de tal forma que um interessasse apenas micaxistos e o outro apenas granitos. Assim, realizou-se um furo no TAC, para a execução de ensaios em micaxistos, e outro na GACC, para a execução de ensaios em granitos. Em cada furo foram previstos seis ensaios, entre os 10 m e os 65 m de profundidade. No entanto, no furo STT-TAC foi intersetado o contacto entre os granitos e os micaxistos, o que não era previsível, pelo que quatro ensaios foram realizados em micaxistos e dois em granitos. No furo da STT-GACC foram realizados cinco ensaios, todos em granitos, não tendo sido possível executar o sexto por problemas surgidos com o equipamento de furação. Para a determinação das constantes elásticas (E e ν) a utilizar nos cálculos das tensões a partir das extensões medidas, foram realizados ensaios biaxiais nos tarolos contendo os aparelhos STT.

4.3 – Geração do modelo numérico tridimensional

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional utilizando o programa de diferenças finitas FLAC3D (Itasca, 2013a), com o objetivo de implementar a metodologia de análise global dos resultados dos ensaios de medição de tensões realizados. Para tal é fundamental considerar no modelo numérico, simultaneamente, os efeitos das escavações subterrâneas existentes, da topografia do terreno e das duas litologias existentes. Nesta secção descrevem-se as diversas fases da geração do modelo numérico, desde a definição da geometria global até à geração da malha de elementos tetraédricos, incluindo a representação da topografia do terreno e da superfície de contacto entre as duas litologias.

Numa primeira fase foi definida a geometria global do modelo numérico tendo como base o ficheiro de AutoCAD, fornecido pela Iberdrola, com o modelo geométrico tridimensional das escavações previstas em projeto (Figura 14). Neste ficheiro a geometria das escavações foi modelada utilizando elementos sólidos tridimensionais do AutoCAD. As obras subterrâneas executadas até à data da realização dos ensaios SFJ e STT, que se apresentam na Figura 15, foram representadas no modelo numérico. Estas obras subterrâneas situam-se a profundidades entre 200 e 350 m. O túnel de acesso à central (TAC) foi apenas representado parcialmente, tendo em conta a localização dos ensaios efetuados.

Para construção do modelo foi utilizado o software AutoCAD Civil 3D (Autodesk, 2016). Em primeiro lugar foi gerado um bloco paralelepípedo (Figura 16 (a)) representativo dos limites do modelo, que permite a consideração das condições de fronteira a uma distância adequada dos locais onde foram executados os ensaios. Seguidamente, foi gerada a superfície que melhor se ajusta às curvas de nível do terreno, como se ilustra na Figura 16 (b). Por fim, o bloco paralelepípedo foi intersectado pela superfície do terreno, obtendo-se então a geometria final do modelo, representada na Figura 16 (c). A Figura 16 (d) apresenta um detalhe das escavações.

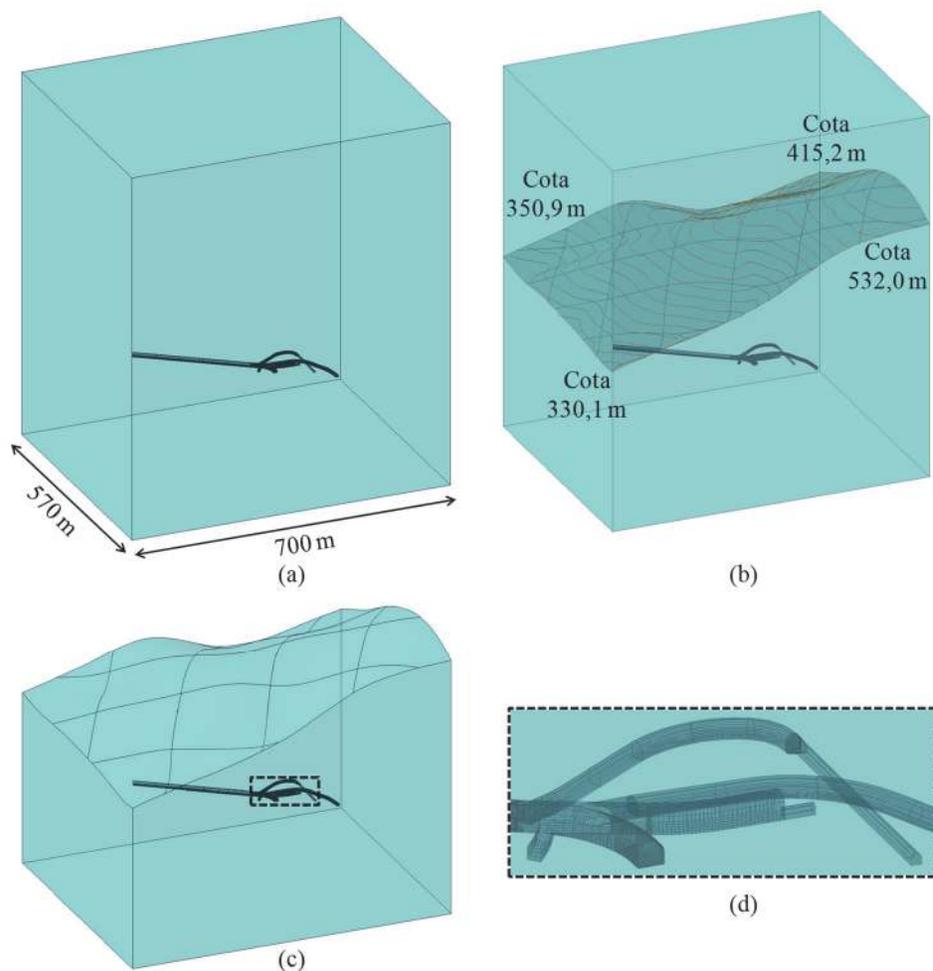


Fig. 16 – Gouvães: modelo geométrico gerado no AutoCad Civil 3D. a) bloco paralelepípedo representando os limites do modelo; b) bloco com a superfície ajustada às curvas de nível do terreno; c) geometria final; (d) detalhe das escavações.

A fase seguinte consistiu em exportar o modelo geométrico do AutoCAD Civil 3D para o software GID (CIMNE, 2014), com vista a gerar a malha do modelo numérico. Neste caso, o GID assumiu a informação geométrica do AutoCAD Civil 3D como um conjunto de pontos, de linhas e de superfícies, sendo portanto necessário gerar os volumes associados (Figura 17 (a)). Em seguida, foi gerada a malha não estruturada de elementos tetraédricos no GID, que se representa na Figura 17 (b). Na zona das obras subterrâneas a malha é mais refinada, como se observa na Figura 17 (c),

sendo a dimensão média do lado dos elementos de cerca de 1 m. No maciço rochoso a dimensão dos elementos vai aumentando progressivamente desde a zona dos túneis até às fronteiras do modelo, sendo a dimensão máxima, nas fronteiras, de cerca de 20 m. O modelo tem um total de 117.425 nós e 722.542 elementos tetraédricos.

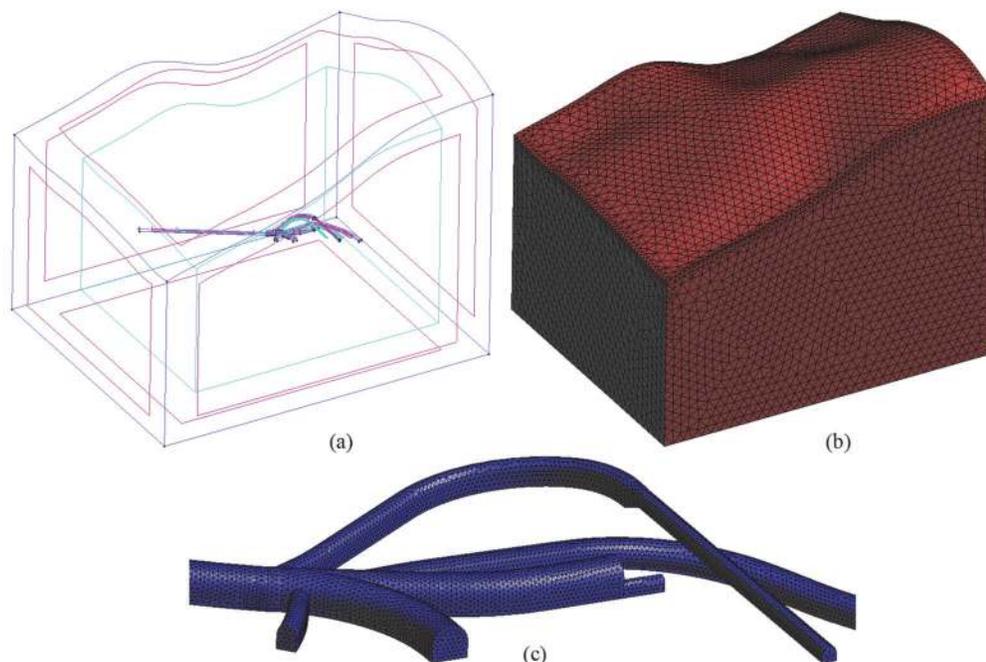


Fig. 17 – Gouvães: modelo importado no GID. a) geometria global; b) malha de elementos tetraédricos; c) pormenor da malha gerada nas obras subterrâneas consideradas.

A informação relativa às coordenadas dos nós e à definição dos elementos foi então guardada num ficheiro de texto, que foi posteriormente adaptado para ser importado pelo programa FLAC3D. Na Figura 18 apresentam-se duas vistas do interior do TAC, onde se podem observar os acessos às restantes galerias que foram representadas no modelo numérico do FLAC3D.

A definição da superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos foi feita com base na análise conjunta da informação proveniente dos furos de sondagem e do mapeamento que foi sendo realizado nos túneis e galerias de acesso e reconhecimento, que se apresenta na Figura 19. Nesta figura estão representados os eixos coordenados do modelo, em que o eixo Y tem a direção longitudinal da caverna da central, com azimute N35°E, e o eixo X é normal ao eixo Y, com azimute N125°E. O eixo Z é vertical e positivo no sentido ascendente.

O modelo tridimensional interpretativo desta superfície, obtido por interpolação a partir dos mapeamentos geológicos dos contactos nos túneis e galerias, é o que está representado na Figura 14.

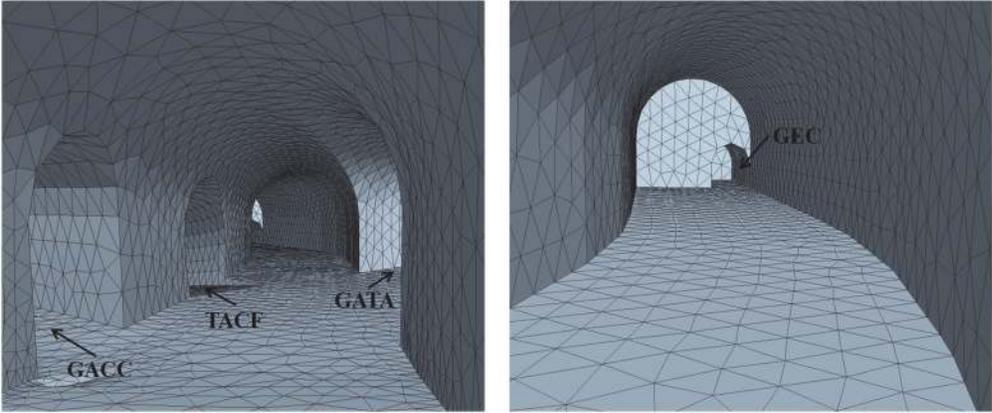


Fig. 18 – Gouvães: modelo numérico do FLAC3D. Vistas do interior do TAC a partir de Noroeste.

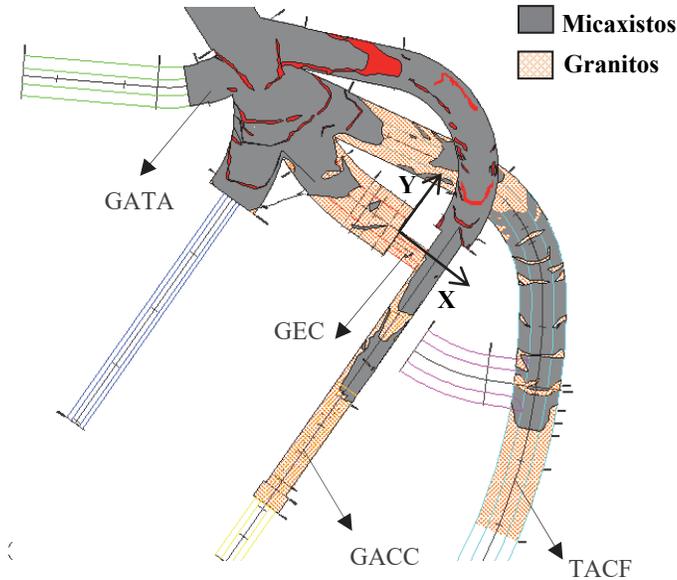


Fig. 19 – Gouvães: levantamento das zonas de contacto entre os micaxistos e os granitos (fornecido pela Iberdrola).

Para simular a superfície de contacto no modelo numérico, necessariamente de uma forma simplificada, foram definidos quatro planos que se ajustam razoavelmente às zonas cartografadas. Na definição destes planos teve-se em especial atenção que a localização da superfície de contacto na vizinhança das zonas de ensaio fosse a mais aproximada possível. Na Figura 20 mostram-se os quatro planos representativos da superfície de contacto, indicando-se as respetivas orientações (direção e inclinação), as coordenadas do ponto de interseção entre os planos 1, 2 e 3, e a cota do plano horizontal. Estes planos foram introduzidos no modelo numérico e foram prolongados até aos limites do modelo. A zona acima da superfície de contacto assim definida é constituída por micaxistos e a zona abaixo dela por granitos, como se mostra na Figura 21.

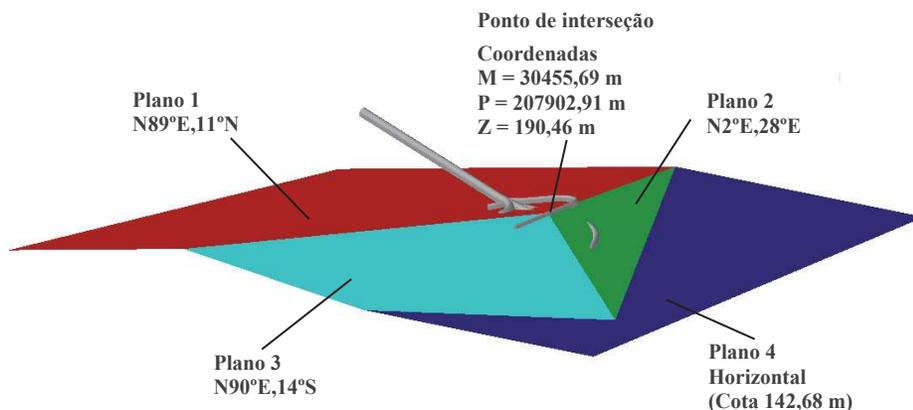


Fig. 20 – Gouvães: definição dos quatro planos da superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos.

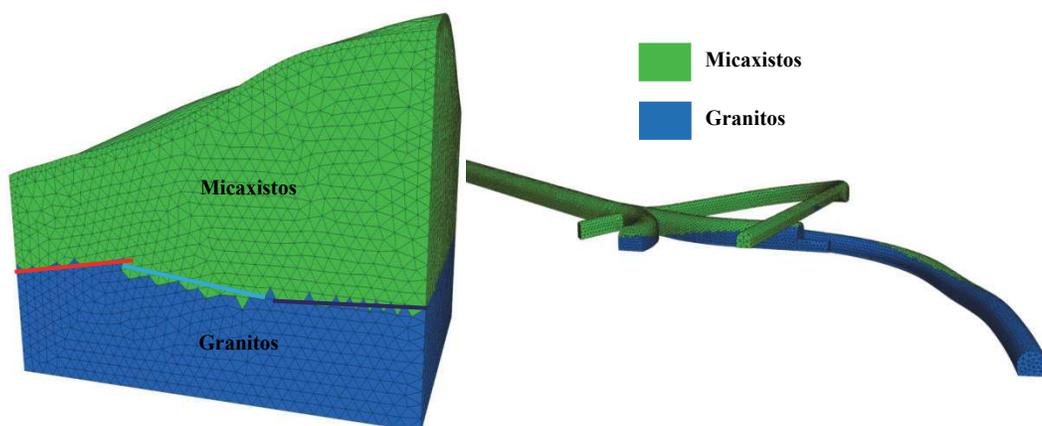


Fig. 21 – Gouvães: zonas do modelo constituídas por micaxistos e por granitos.

4.4 – Análise do estado de tensão no maciço rochoso

4.4.1 – Constantes elásticas do maciço

Uma vez que o maciço rochoso em análise é heterogéneo, com duas formações litológicas diferentes, são importantes para a interpretação global do campo de tensões os valores das suas constantes elásticas. No Quadro 1 apresentam-se, para as duas formações, os valores dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de Poisson obtidos por diversas vias: ensaios de compressão triaxial em provetes de rocha intacta (E_i e ν) e valores estimados para o maciço rochoso (E_m) utilizando o critério de Hoek-Brown e a classificação GSI, referidos no relatório da modelação numérica do processo construtivo (Itasca, 2013b); ensaios SFJ (E_{SFJ}) e ensaios biaxiais nos tarolos de rocha contendo os STTs (E_{STT} e ν_{STT}) obtidos pelo LNEC.

Quadro 1 – Constantes elásticas medidas e estimadas do maciço rochoso.

Litologia	Ensaiois laboratoriais		Hoek-Brown	Ensaiois SFJ	Ensaiois STT	
	E_i (GPa)	ν	E_m (GPa)	E_{SFJ} (GPa)	E_{STT} (GPa)	ν_{STT}
Micaxisto	29,0	0,25	11,8	18,2	16,9	0,25
Granito	40,4	0,24	25,5	17,2	55,1	0,23

Os valores obtidos para a rocha intacta em laboratório e em ensaios STT evidenciam as diferentes deformabilidades do micaxisto e do granito. A diferença, em termos do valor do módulo de deformabilidade, é ainda maior nos resultados dos ensaios STT do que nos dos ensaios laboratoriais.

Os valores de E_m estimados para o maciço correspondem a uma relação superior a dois entre os valores obtidos para os granitos e para os micaxistos. No entanto, os valores de E_{SFJ} medidos na obra não evidenciam esse elevado contraste de deformabilidade entre as duas formações. De facto, os micaxistos apresentam-se muito mais competentes *in situ*, em profundidade, do que os valores dos ensaios laboratoriais fariam prever. Por outro lado, o maciço granítico, na zona onde se realizaram os ensaios SFJ, perto do contacto, apresentava muitas intercalações de pegmatitos e de aplitos, que poderão justificar a sua maior deformabilidade.

Tendo em conta estes resultados, decidiu-se considerar duas situações, designadas por homogénea e heterogénea e analisar eventuais diferenças entre os resultados obtidos. Na situação homogénea adotou-se um módulo de deformabilidade de 25 GPa tanto para os micaxistos como para os granitos. Na situação heterogénea adotou-se o mesmo módulo de deformabilidade para os granitos, mas metade deste valor para os micaxistos, ou seja 12,5 GPa. Considerou-se, em ambas as situações, o valor de 0,24 para o coeficiente de Poisson.

4.4.2 – Cálculos efetuados

Tendo em conta as duas situações a analisar, homogénea e heterogénea, e os ensaios de medição de tensões nas duas formações, decidiu-se realizar os quatro cálculos seguintes:

- A – situação homogénea, considerando os resultados de todos os ensaios;
- B – situação heterogénea, considerando os resultados de todos os ensaios;
- C – situação heterogénea, considerando apenas os resultados dos ensaios nos micaxistos;
- D – situação heterogénea, considerando apenas os resultados dos ensaios nos granitos.

O cálculo A constitui uma situação de referência, que não considera a existência de um contraste de deformabilidade entre as duas litologias. O cálculo B permite verificar até que ponto a proximidade dos locais de ensaio da superfície de contacto, e portanto de uma zona com uma variação brusca da deformabilidade do maciço, pode influenciar os valores obtidos para o campo de tensões. Os cálculos C e D permitem verificar se as tensões obtidas nos micaxistos e nos granitos apresentam diferenças significativas. O cálculo C considerou apenas os resultados dos ensaios nos micaxistos, pelo que os seus resultados representam aproximadamente o estado de tensão nos micaxistos. O cálculo D é análogo ao C, mas para os granitos, pelo que os seus resultados representam aproximadamente o estado de tensão nos granitos.

Estes cálculos foram efetuados assumindo as seguintes hipóteses, habitualmente adotadas em modelos para estimação do estado de tensão inicial:

- A tensão vertical inicial, σ_{zz} , é uma tensão principal e resulta da atuação do peso próprio do maciço ($k_{zz} = 1$).
- As componentes do estado de tensão inicial variam linearmente com a profundidade:
 $\sigma_{xx} = k_{xx} \gamma h$, $\sigma_{yy} = k_{yy} \gamma h$, $\sigma_{zz} = k_{zz} \gamma h$, $\tau_{xy} = k_{xy} \gamma h$.

Para aplicação da metodologia global para interpretação dos resultados dos ensaios foram aplicados separadamente no modelo numérico os quatro carregamentos, E_j , sendo três deles correspondentes às tensões normais segundo os eixos coordenados e o quarto à tensão tangencial

no plano horizontal. No caso dos carregamentos correspondentes a tensões normais iniciais no volume, foram impedidos os deslocamentos nas direções perpendiculares às fronteiras laterais do modelo, e na fronteira inferior foram impedidos os deslocamentos verticais. Para o carregamento correspondente à tensão tangencial inicial no volume, no plano horizontal, foram impedidos os deslocamentos horizontais nas fronteiras laterais do modelo, e na fronteira inferior foram impedidos os deslocamentos verticais. Em seguida, para cada carregamento, foi efetuada a simulação da escavação das obras subterrâneas concluídas até à data da realização dos ensaios de medição de tensões.

4.4.3 – Resultados obtidos e sua análise

Os valores dos parâmetros k obtidos nos quatro cálculos efetuados, admitindo $k_{zz} = 1$, são apresentados no Quadro 2. Com exceção da zona superficial, onde o efeito da topografia é muito relevante, os valores destes parâmetros são aproximadamente iguais às tensões correspondentes (adimensionalizadas pela tensão vertical). Podem, por isso, ser usados para analisar o estado de tensão inicial, previamente às escavações, na zona do complexo de cavernas da central.

Quadro 2 – Resultados obtidos para as situações homogénea e heterogénea, admitindo $k_{zz} = 1$.

k	Situação homogénea	Situação heterogénea		
	A - Micaxisto + Granito	B – Micaxisto + Granito	C – Micaxisto	D - Granito
k_{xx}	0,68	0,70	0,58	0,77
k_{yy}	1,21	1,20	1,22	1,18
k_{xy}	0,10	0,10	0,16	0,05

Os valores obtidos nos cálculos A e B são muito semelhantes, o que confirma a justeza da opção tomada aquando da escolha dos locais de ensaio, que consistiu em evitar que se localizassem na vizinhança imediata da superfície de contacto para que a diferente deformabilidade das duas litologias não afetasse os resultados individuais de cada ensaio. As tensões horizontais iniciais σ_{xx} calculadas são cerca de 30% inferiores às tensões verticais iniciais σ_{zz} , enquanto as tensões horizontais iniciais σ_{yy} calculadas são cerca de 20% superiores a σ_{zz} . As tensões tangenciais horizontais iniciais σ_{xy} são cerca de 10% de σ_{zz} .

Comparando os resultados obtidos no cálculo C, que considera apenas os ensaios realizados nos micaxistos, com os obtidos nos cálculos A e B, obtiveram-se menores valores de σ_{xx} , de 58% de σ_{zz} , valores semelhantes de σ_{yy} , cerca de 22% superiores a σ_{zz} , e valores de σ_{xy} de 16% de σ_{zz} . Finalmente, comparando os resultados do cálculo D, que considera apenas os ensaios realizados nos granitos, com os dos cálculos A e B, obtiveram-se maiores valores de σ_{xx} , de 77% de σ_{zz} , valores semelhantes de σ_{yy} , cerca de 18% superiores a σ_{zz} , e valores de σ_{xy} de 5% de σ_{zz} .

Na Figura 22 representam-se, para diversas cotas ao longo de um eixo vertical na zona média da central, as relações entre as tensões iniciais σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{xy} e a tensão vertical inicial σ_{zz} para os cálculos B, C e D. Na figura está representada a superfície de contacto entre os micaxistos e os granitos assim como a zona da caverna da central. A superfície do terreno encontra-se aproximadamente à cota 500 m.

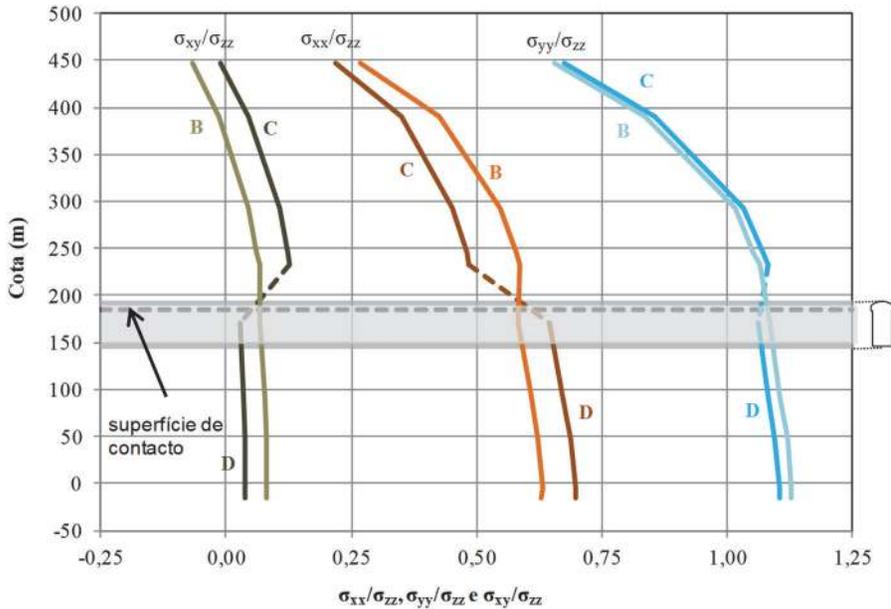


Fig. 22 – Gouvães: relação entre as tensões horizontais e a tensão vertical ao longo do eixo vertical da caverna da central para os cálculos B, C e D.

Verifica-se que as tensões (normalizadas pela tensão vertical) variam com a cota, mas mais pronunciadamente nas zonas superficiais onde o efeito da topografia da superfície do terreno é muito pronunciado. É interessante visualizar a diferença entre os perfis obtidos nos cálculos B, C e D. Verifica-se um aumento significativo das tensões σ_{xx} na transição dos micaxistos para os granitos, um efeito oposto, mas pouco pronunciado, nas tensões σ_{yy} e uma diminuição significativa das tensões tangenciais σ_{xy} .

Refere-se que não há variação significativa das direções principais obtidas para os diversos cálculos. As tensões principais máximas σ_I são subhorizontais e fazem ângulos de cerca de 10° para Este relativamente à direção do eixo da central e do rio Tâmega (direção do eixo Y). Os seus valores diferem de σ_{yy} em menos de 4%. A tensão principal mínima σ_{III} é também subhorizontal e os seus valores diferem de σ_{xx} em menos de 7%. A tensão principal intermédia σ_{II} é subvertical. Uma análise mais detalhada dos resultados obtidos é apresentada em Lamas *et al.* (2018).

O campo de tensões iniciais no maciço rochoso, previamente a qualquer escavação, foi então obtido por aplicação da metodologia de análise global, utilizando os parâmetros k apresentados no Quadro 2. Na Figura 23 apresentam-se, para o cálculo B (situação heterogénea, considerando os resultados de todos os ensaios), as tensões principais iniciais, antes das escavações, na zona do complexo de cavernas da central, num plano horizontal a meia altura da caverna da central. As tensões num plano vertical normal ao eixo longitudinal da caverna são apresentadas na Figura 24. As estruturas subterrâneas estão representadas nestas figuras apenas como referência geométrica. Representam-se, em cada ponto, as três tensões principais em perspetiva. Nestas figuras é adotada a convenção de tensões de compressão negativas do programa FLAC3D, pelo que as tensões indicadas como mínimas correspondem às máximas compressões, e vice-versa. As zonas de micaxisto e de granito estão representadas com diferentes cores, identificadas nas legendas.

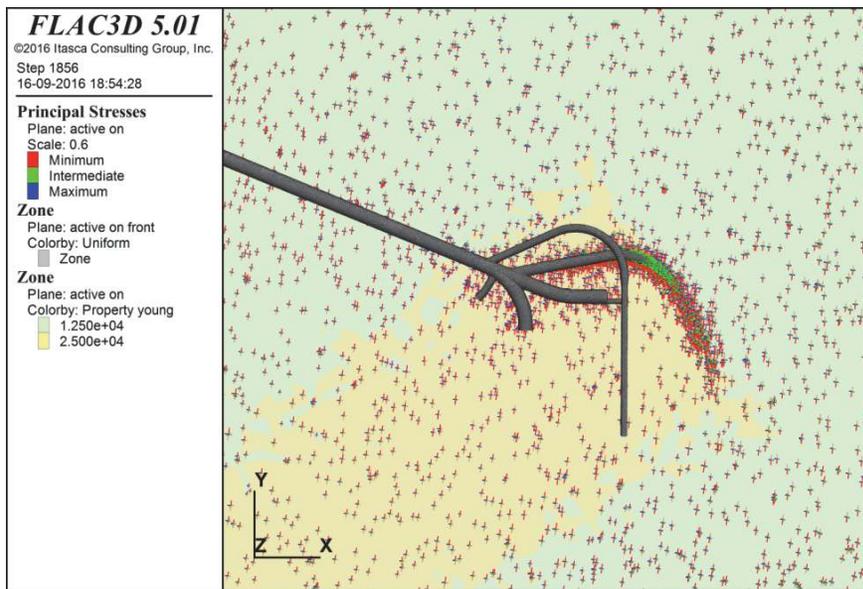


Fig. 23 – Gouvães: tensões principais iniciais considerando todos os ensaios (cálculo B), num plano horizontal a meia altura da caverna da central (micaxistos a verde, granitos a amarelo).

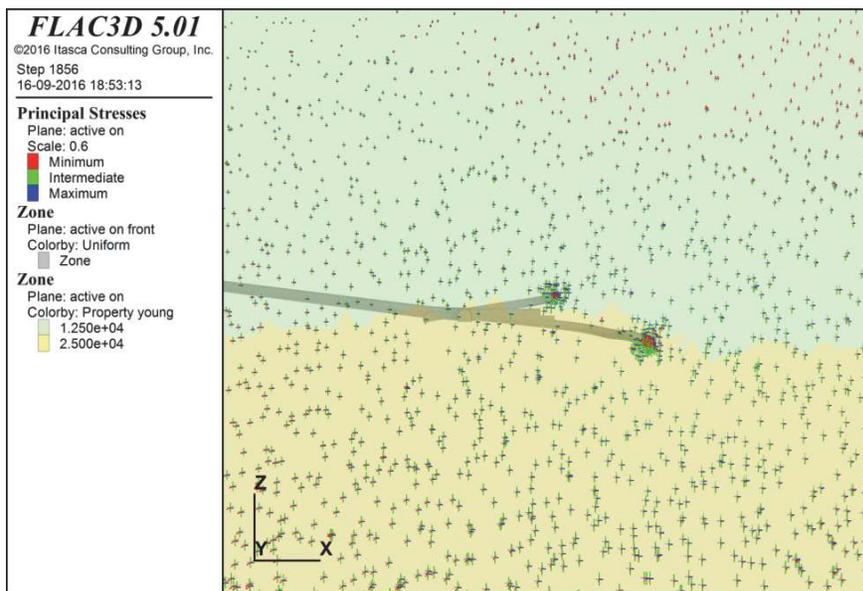


Fig. 24 – Gouvães: tensões principais iniciais considerando todos os ensaios (cálculo B) num plano vertical normal ao eixo longitudinal da caverna da central (micaxistos a verde, granitos a amarelo).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de metodologias globais de interpretação dos resultados dos ensaios de medição de tensões em maciços rochosos tem sido essencial para atingir o objetivo de obter estimativas do

campo de tensões *in situ* que possam ser usadas como dado de partida para os cálculos de projeto de estruturas subterrâneas importantes. A utilização destas metodologias implica o desenvolvimento de modelos numéricos complexos e de grandes dimensões, que permitam simular o comportamento reológico das formações rochosas interessadas e reproduzir adequadamente a geometria do problema, nomeadamente da superfície do terreno, das escavações e de outras feições do maciço, tais como fronteiras entre diferentes materiais.

Os exemplos de aplicação apresentados tiveram início há mais de 30 anos, com casos mais simples no que respeita às hipóteses admitidas, à tipologia das obras, aos modelos numéricos utilizados e ao número reduzido de ensaios. As aplicações mais recentes são de crescente complexidade, com relevo para o caso de estudo de Gouvães, em que foi essencial a consideração da heterogeneidade do maciço rochoso.

Neste artigo foi dado ênfase aos diversos aspetos relacionados com a modelação numérica. Nas primeiras aplicações apresentadas, do início dos anos 80 do século XX, utilizaram-se modelos de elementos de fronteira desenvolvidos no LNEC, que possibilitaram a consideração de equilíbrios tridimensionais, o que à época constituía uma vantagem significativa relativamente à utilização de modelos tridimensionais de elementos finitos. Nos exemplos mais recentes foram utilizados os programas de cálculo comerciais FLAC e FLAC3D, que permitiram considerar modelos com geometrias complexas e de grandes dimensões. Na descrição do caso de estudo de Gouvães deu-se ênfase à construção do modelo, cuja malha foi gerada no programa GID de pré e pós-processamento de modelos numéricos, utilizando como informação inicial um modelo geométrico em AutoCAD Civil 3D fornecido pelo projetista. A utilização conjunta destas ferramentas revelou-se essencial para a construção, de forma rápida e expedita, de um modelo de grande complexidade geométrica.

A metodologia de análise global dos resultados dos ensaios adotada mostrou-se adequada aos casos de estudo em que foi utilizada, não obstante implicar a consideração de diversas hipóteses simplificativas. Desenvolvimentos futuros poderão incluir a consideração do comportamento não linear do maciço rochoso na vizinhança das escavações, a adoção de diferentes pesos associados aos vários ensaios realizados, tendo em conta o tipo de ensaio e o volume de rocha envolvido, a consideração das incertezas associadas aos ensaios e ao modelo numérico, ou a variabilidade espacial das propriedades do maciço rochoso.

Finalmente, refere-se que os estudos realizados pelo LNEC no âmbito da medição de tensões em maciços rochosos têm envolvido outros aspetos, nomeadamente a interpretação de ensaios de fraturação hidráulica, a consideração do efeito da anisotropia dos maciços rochosos no campo de tensões e na interpretação dos resultados dos ensaios, e a utilização de modelos viscoelásticos para consideração do efeito do tempo no campo de tensões. Destes estudos têm resultado, para além de trabalhos para apoio ao projeto das estruturas subterrâneas de centrais hidroelétricas, incluindo a realização dos ensaios de campo e a sua interpretação global, diversos trabalhos de investigação, que se traduziram por uma tese de doutoramento e vários artigos publicados em revistas e congressos, internacionais e nacionais.

6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EPAL, à EDP e à Iberdrola a permissão para publicar informação relativa ao túnel adutor do Castelo do Bode e aos aproveitamentos hidroelétricos de Alto Lindoso, Picote II, Bemposta II, Salomonde II e Gouvães.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Autodesk (2016). *AutoCad Civil 3D, User's Manual*. Autodesk.

- Brady B.H.G.; Lemos J.V.; Cundall P.A. (1986). *Stress measurement schemes for jointed and fractured rock*. In: Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm. Lulea: Centek Publishers; p. 167–76.
- Carranza-Torres C.; Brandshaug T.; Damjanac B. (2002). *Regional and local scale thermal-mechanical analysis of the rock mass surrounding waste emplacement drifts at Yucca Mountain* (draft report). Las Vegas, BSC.
- Castro, A.L.H.T. (1998). *Métodos de retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa.
- CIMNE (2014). *GID - The personal pre and post processor*. Version 12.0.10. GID User Manual. International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, Spain.
- COBA (2009). *Projecto do reforço de potência do aproveitamento hidroelétrico de Salamonde - Salamonde II*. Lisboa.
- EDP (1983). *Anteprojecto do escalão do Alto Lindoso*. Porto.
- EDP (2006). *Aproveitamento hidroelétrico do Douro internacional. Picote. Reforço de potência. Projeto*. Porto.
- EDP (2007). *Reforço de potência de Bemposta. Empreitada geral de construção. Processo de concurso. Volume V – Elementos de Projecto*. Porto.
- Espada, M; Lamas, L. (2014). *Modelo tridimensional do estado de tensão in situ num maciço rochoso*. 14^o Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Ferrero, A.M.; Migliazza, M.; Segalini, A.; Gullí, D. (2013). *In situ stress measurements interpretations in large underground marble quarry by 3D modelling*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 60, 103–113.
- Figueiredo, B. (2013). *Integration of in situ stress measurements in a non-elastic rock mass*. Tese de Doutoramento elaborada no LNEC, Université de Strasbourg.
- Hart, R. (2003). *Enhancing rock stress understanding through numerical analysis*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40, 1089–1097.
- Iberdrola (2011). *Aproveitamento hidroelectrico de Gouvães, Projecto, Memória Geral, Anexo 2 – Estudo Geológico e Geotécnico, Tomo 1 – Memória*. Iberdrola.
- Itasca (2005). *FLAC, Version 5.0, User's Manual*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Itasca (2013a). *FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's Manual*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Itasca (2013b). *Modelización numérica del proceso constructivo de la caverna del A.H. de Gouvaes para los nuevos condicionantes de cálculo*. Itasca Consultores S.L., Astúrias, Espanha.
- Konietzky, H.; Blumling, P.; Rummel, F. (1995). *In situ stress field in the Wellenberg area*. NAGRA Bull; 26:38–48.
- Konietzky, H.; te Kamp, L., Hammer, H.; Niedermeyer, S. (2001). *Numerical modelling of in situ stress conditions as an aid in route selection for rail tunnels in complex geological formations in South Germany*. Computers and Geotechnics 28, 495–516.

- Lamas, L. (1984). *Modelo tridimensional de elementos de fronteira para análise de estruturas subterrâneas*. Relatório 230/84-NOS, LNEC, Lisboa.
- Lamas, L.; Espada, M.; Muralha, J.; Lemos, J.V. (2018). *Determinação do campo de tensões in situ para o projeto das obras subterrâneas de Gouvães* (em publicação). 16º Congresso Nacional de Geotecnia, Ponta Delgada. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Lamas, L.; Espada, M.; Figueiredo, B.; Muralha, J. (2017). *Stress measurements for underground powerhouses – three recent cases*. Keynote lecture, proceedings of the ISRM International Symposium AfriRock 2017 “Rock Mechanics for Africa”, Joughin, W. (ed.), Cape Town. SAIMM, Symposium Series S93, pp. 403-425.
- Lamas, L.; Frazílio, E.M.; Sousa, L.R.; Martins, C.S. (1986). *Aplicação do método dos elementos de fronteira na análise de estruturas subterrâneas*. Geotecnia 46, pp. 91-115.
- Lamas, L.; Muralha, J.; Figueiredo, B. (2010). *Application of global model for assessment of the stress field for engineering purposes*. In Xie (ed.), Rock Stress and Earthquakes; Proceedings of the 5th International Symposium on In-Situ Rock Stress, Beijing. Taylor & Francis, pp. 631-636.
- Li, G.; Mizuta, Y.; Ishida, T.; Li, H.; Nakama, S.; Sato, T. (2009). *Stress field determination from local stress measurements by numerical modelling*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, 138–147.
- LNEC (1986). *Observação do túnel do Castelo do Bode. Caracterização geotécnica do maciço rochoso e do estado de tensão in situ*. Relatório 122/86-NOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (1988). *Observação das obras subterrâneas do empreendimento hidroelétrico do Alto Lindoso. Caracterização do maciço rochoso e determinação do estado de tensão in situ*. Relatório 272/88-NOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2006). *Ensaio de caracterização do maciço rochoso da nova central da barragem de Picote*. Relatório 71/06-NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2008). *Ensaio de caracterização do maciço rochoso da nova central da barragem de Bemposta*. Relatório 296/08-NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2009). *Reforço de potência de Salamonde – Ensaio com defórmetro tridimensional para determinação do estado de tensão*. Relatório 403/09-DBB/NFOS, LNEC Lisboa.
- LNEC (2012a). *Reforço de potência de Salamonde – Ensaio com almofadas planas de pequena área para determinação do estado de tensão durante a construção*. Relatório 340/12-DBB/NFOS, LNEC Lisboa.
- LNEC (2012b). *Reforço de potência de Salamonde – Modelo interpretativo do estado de tensão inicial*. Relatório 348/12-DBB/NFOS, LNEC, Lisboa.
- LNEC (2016). *Obras subterrâneas da central de Gouvães. Determinação do estado de tensão inicial*. Relatório 277/2016 - DBB/NMMR, LNEC.
- Martins, C.S. (1986). *Contribuição para o estudo de estruturas subterrâneas associadas a empreendimentos hidroelétricos*. Tese para Especialista do LNEC. Relatório 24/86-NOS, LNEC, Lisboa.
- McKinnon, S.D. (2001). *Analysis of stress measurements using a numerical model methodology*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 38, 699–709.

- Pinto, J.L. e Cunha, A.P. (1986). *Rock stresses determinations with the STT and SFJ techniques*. In *Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Luleå, Centek, pp. 253-260.
- Rocha, M.; Lopes, J.B.; Silva, N. (1966). *A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stresses inside rock masses*. *Anais do 1º Congresso Internacional da ISRM*, Lisboa. LNEC, vol. 2, pp. 57–65.
- Rocha, M.; Silvério, A. (1969). *A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses*. *Géotechnique*, vol. 19 n. 1, pp. 116-132.
- Sakurai, S.; Akutagawa, S. (1994). *Back analysis of in-situ stresses in a rock mass taking into account its non-elastic behaviour*. *ISRM International Symposium on Integral Approach to Applied Rock Mechanics*, Santiago, Chile, pp. 135–143.
- Sakurai, S.; Shimizu, N. (1986). *Initial stress back analyzed from displacements due to underground excavations*. *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stockholm, Sweden. Centek Publishers, pp. 679–686.
- Sousa, L.R.; Barroso, M.G.; Lamas, L.N. (1988). *Alto Lindoso underground power scheme. Geotechnical characterization*. *Anais do Simpósio Internacional Rock Mechanics and Power Plants*, Romana, M. (ed.), Madrid. Balkema, pp. 389- 396.
- Sousa, L.R.; Martins, C.S.; Lamas, L.N. (1986). *Development of the techniques of measurement and interpretation of the state of stress in rock masses. Application to the Castelo do Bode tunnel*. *Proceedings of the 5th International Congress of the IAEG*, Buenos Aires. Balkema, vol. 1 pp. 319-328.
- Tonon, F.; Amadei, B. (2003). *Stresses in anisotropic rock masses: an engineering perspective building on geological knowledge*. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 1099–1120.
- Wittke, W. (1990). *Rock Mechanics: Theory and applications with case histories*. Springer, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo.
- Ziegler, M.; Loew, S.; Amann, F. (2016). *Near-surface rock stress orientations in alpine topography derived from exfoliation fracture surface markings and 3D numerical modelling*. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 85, 129–151.

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO EVOLUTIVO DE MARGAS COMPACTADAS CONSIDERANDO A PRESENÇA DOS FRAGMENTOS

Modelling the evolutive behaviour of compacted marls considering the presence of the fragments

Rafaela Cardoso*

RESUMO – Alguns aterros da Autoestrada A10 foram construídos com margas compactadas, que consistem num conjunto de fragmentos cujas dimensões e arranjo dependem do processo de compactação. Porque as margas são materiais com comportamento evolutivo, os fragmentos de marga sofrem forte degradação física quando sujeitos às acções atmosféricas (essencialmente molhagem e secagem), de onde resultam assentamentos que poderão ter consequências no comportamento dos aterros. Foram efectuados ensaios edométricos de material compactado de modo a caracterizar o seu comportamento quando sujeito a ciclos de molhagem-secagem. Observou-se uma evolução de um comportamento típico de materiais tipo enrocamento, quando ainda não há degradação dos fragmentos, para um comportamento típico de materiais argilosos, após haver degradação. Neste artigo apresenta-se o estudo efectuado para compreender este fenómeno e para definir um modelo constitutivo para as margas compactadas. Na primeira parte é efectuado o estudo do mecanismo de degradação de um fragmento rochoso devido a saturação, com base num modelo de elementos finitos, recorrendo a com um modelo constitutivo aplicável a solos não saturados. Na segunda parte apresenta-se o modelo constitutivo definido para o fragmento considerando a sua degradação física através de um parâmetro de dano. Este modelo é depois incorporado no modelo definido para as margas compactadas, que se apresenta na terceira parte. Trata-se de um modelo elastoplástico com endurecimento e amolecimento, definido em termos de tensões totais e que inclui a sucção como variável de estado. Considera a existência de dois níveis estruturais (o do arranjo dos fragmentos e o dos próprios fragmentos) e a sua interacção através de funções de interacção. Este modelo foi usado para reproduzir vários ensaios edométricos.

SYNOPSIS – Some embankments of A10 Motorway were constructed with compacted marls, which consist of a set of fragments whose dimensions and structure depend on the compaction process adopted. Because marl is an evolving material, the fragments of marl suffer heavy physical degradation when subjected to atmospheric actions (essentially wetting and drying), resulting in settlements that may have consequences on the behavior of the embankments. Oedometric tests on the compacted material were performed in order to characterize its behavior when subjected to wetting-drying cycles. An evolution from rockfill-like behavior (when there is still no degradation of the fragments) to behavior typical of clayey materials (after degradation) was observed. This paper presents the study carried out to understand this phenomenon, as well to define an adequate constitutive model for the compacted material. The first part focus the study of the mechanism of degradation due to saturation, based on a finite element model of a fragment of rock, adopting a constitutive model for unsaturated soils. The second part presents the constitutive model defined for the marl fragment considering its physical degradation through a damage parameter. This model is then incorporated in the model defined for the compacted marls presented in the third part, used to simulate the tests. It is an elastoplastic model with hardening and softening, defined in total stresses and considering suction as state variable. Two structural levels are considered (fragments and their arrangement) as well as their interaction.

Palavras Chave – Margas compactadas, solos não saturados, comportamento evolutivo, deformações.

Keywords – Compacted marls, unsaturated soils, evolutive behaviour, deformations.

* Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa. CERIS. orcid.org/0000-0002-4551-3868
E-mail: rafaela.cardoso@tecnico.ulisboa.pt.

1 – INTRODUÇÃO

O uso de materiais não tradicionais na construção de obras de aterro tem-se tornado numa alternativa necessária devido a razões ambientais e de sustentabilidade. As margas compactadas são um exemplo deste tipo de materiais, e foram usadas na construção de alguns aterros da A10, sublanço Arruda dos Vinhos/ Carregado. O seu uso requereu alguns cuidados, descritos detalhadamente por Cardoso e Maranha das Neves (2011, 2012). Estes cuidados são explicados pelo facto de se tratar de um material evolutivo, pois as margas sofrem forte degradação física quando sujeitas a ciclos de molhagem-secagem (variações acentuadas de sucção), tal como ilustrado na Figura 1 (fragmentos com diâmetro $4,75 \text{ mm} < D \leq 9 \text{ mm}$, saturados com água destilada). Quando compactadas, as margas resultam num conjunto de fragmentos cujas dimensões e rearranjo estrutural dependem do processo de compactação adoptado. A degradação física dos fragmentos, que consiste no seu amolecimento e fendilhação, tem como consequência alterações acentuadas de rigidez e de resistência que podem afectar o desempenho das estruturas construídas com este tipo de materiais.



Fig. 1 – Degradação de fragmentos de margas quando saturados ($4,75 \text{ mm} < D \leq 9 \text{ mm}$).

Neste artigo apresenta-se o estudo efectuado para compreender este fenómeno de degradação física e para definir um modelo constitutivo para as margas compactadas que possa ser usado, no futuro, na modelação do comportamento dos aterros da A10. Este modelo foi definido considerando elastoplasticidade com endurecimento e incluindo a sucção como variável de tensão, de modo a que pudesse ser implantado facilmente em programas de elementos finitos.

Na primeira parte é efectuado o estudo conceptual do mecanismo de degradação de um fragmento devido a saturação, com base num modelo de elementos finitos de um fragmento definido no programa Code Bright (Olivella *et al.* 1996). Neste estudo pretende-se compreender a razão do fragmento se partir, que é novidade em relação ao que acontece normalmente na molhagem de agregados de argila, que é só se verificar o seu amolecimento. Para tal recorre-se ao Barcelona Basic Model BBM (Alonso *et al.* 1990), que é um modelo constitutivo elastoplástico com endurecimento aplicado a solos não saturados. Na segunda parte apresenta-se o modelo constitutivo definido para o fragmento inspirado no Barcelona Expansive Model, BExM (Gens e Alonso, 1992), também ele um modelo elastoplástico que considera a existência de dois níveis de estrutura, mas que considera a degradação física das margas através de um parâmetro de dano. Este modelo é calibrado considerando dados experimentais que também se apresentam neste artigo. O modelo concebido para o fragmento de margas é preferível ao BBM usado antes para compreender a fendilhação, pois permite reproduzir melhor os efeitos da degradação física do fragmento no seu comportamento mecânico. Pode também ser implementado em qualquer programa de elementos finitos.

Na terceira parte apresenta-se o modelo constitutivo definido para o material compactado, que incorpora o modelo definido para os fragmentos. Trata-se de um modelo elastoplástico definido em termos de tensões totais para materiais não saturados, inspirado no BExM e que considera a

existência de dois níveis estruturais: o primeiro corresponde ao arranjo dos fragmentos e o segundo aos próprios fragmentos. Estes dois níveis estruturais, cada um com o seu próprio modelo de comportamento, interagem entre si através de funções de interacção. Este modelo foi usado para reproduzir vários ensaios edométricos efectuados com várias trajectórias que envolvem variação de tensão e de sucção (através de secagem e molhagem).

2 – COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DE FRAGMENTOS DE MARGAS

As margas estudadas são provenientes da formação da Abadia (Jurássico superior) da zona de Arruda dos Vinhos, Portugal. *In situ*, o material está próximo da saturação (grau de saturação 77%, correspondente ao teor em água $w=17\%$) e a porosidade é de cerca de 35%. Considerando a fracção passada no peneiro ASTM #40, o limite de liquidez é 49% e o índice de plasticidade é 25 (material classificado como CL segundo a Classificação Unificada de Solos), sendo o peso volúmico das partículas sólidas de $27,4 \text{ kN/m}^3$. Da análise mineralógica constatou-se a existência de carbonato de cálcio, quartzo, mica, clorite, gesso e alguns minerais argilosos (essencialmente caulinite e bentonite), alguns responsáveis pelo comportamento expansivo observado. Em ensaios de compressão uniaxial e de compressão diametral efectuados em provetes de marga não alterada, com o teor em água próximo do valor *in situ*, obteve-se 5 MPa e 1 MPa para a resistência à compressão e à tracção, respectivamente (Cardoso, 2009). A permeabilidade saturada é baixa ($k_{\text{sat}}=7.5 \times 10^{-14} \text{ m/s}$).

As características hidro-mecânicas das margas (material rocha, também designado neste artigo por fragmento) foram caracterizadas em laboratório de modo a obter todos os dados necessários para a calibração do modelo numérico. Tal incluiu a caracterização da marga intacta e deste material destruturado (preparado com a fracção passada no peneiro ASTM #40, com teor em água igual a 1,5 vezes o limite de liquidez, de acordo com Burland, 1990), pois correspondem aos dois casos extremos de degradação física do material.

Mediram-se as curvas de retenção da rocha e do material destruturado sujeitos a vários ciclos de secagem-molhagem, constatando-se que a curva para a marga se altera com a acumulação de ciclos, devido à degradação física do material (Cardoso *et al.* 2010). Os pontos experimentais referentes ao primeiro ciclo de secagem-molhagem (antes da degradação) apresentam-se na Figura 2. As curvas foram ajustadas com a expressão de Van Genuchten (1980):

$$S_r = \left[1 + \left(\frac{s}{P} \right)^{1-\lambda} \right]^{-\lambda} \quad (1)$$

onde S_r é o grau de saturação, s é a sucção e P e λ são parâmetros determinados por ajuste numérico e cujos valores obtidos se apresentam na Figura 2.

O fenómeno de degradação das margas apresentado na Figura 1 para alguns fragmentos é tanto mais intenso quanto mais seco estiver o material antes da molhagem. O mesmo acontece com a variação de volume na molhagem (expansão), medida em ensaios de expansibilidade. Estes ensaios foram realizados em discos de marga (3 cm de diâmetro e 1 cm de altura) com sucções iniciais de 4,8 e 11,0 MPa, que foram saturados confinados lateralmente e sob tensões verticais de 50 kPa, 160 kPa e 290 kPa (Cardoso, 2009). As deformações volumétricas medidas apresentam-se na Figura 3 (designadas por "ensaio"), onde os valores positivos correspondem a expansão. Constata-se que a amplitude destas deformações depende da sucção inicial e da tensão de confinamento sob a qual se procedeu à saturação. Com estes valores foi possível determinar um valor médio para o índice de expansibilidade elástico κ_s ($\kappa_s = 0,020$) definido pela deformação volumétrica:

$$\delta \varepsilon_{\text{vol}} = \frac{\kappa_s}{1+e} \ln \frac{s_f}{s_i+0,1} \quad (2)$$

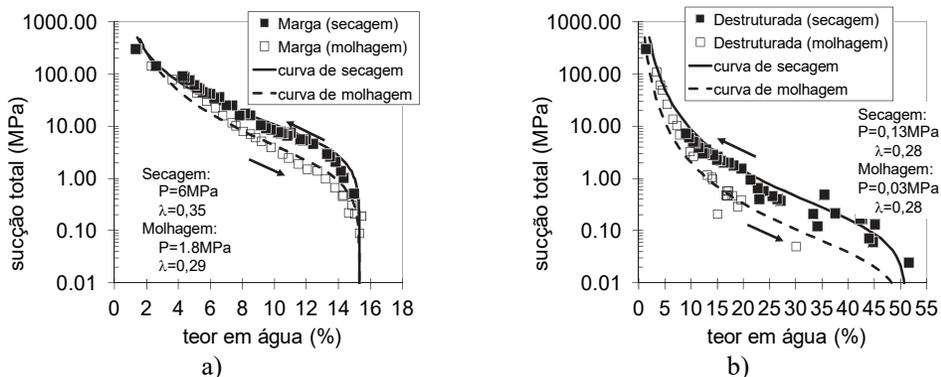


Fig. 2 – Curvas de retenção para um ciclo de secagem-molhagem ajustadas com a Eq. 1: a) margas (adaptado de Cardoso *et al.* 2012); b) material destrutturado.

onde e é o índice de vazios e s_i e s_f são as sucções inicial e final (em MPa), respectivamente. Foram realizados ensaios semelhantes em provetes de material destrutturado saturado após secagem em ambiente de laboratório tendo-se obtido $\kappa_s = 0,008$.

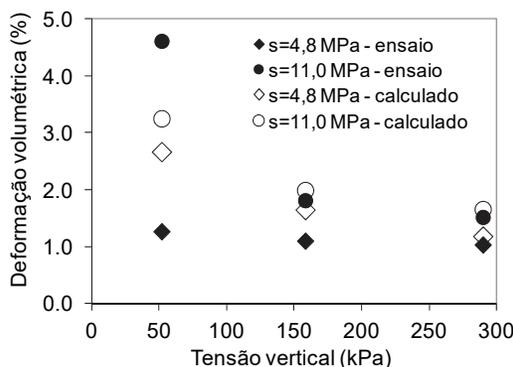


Fig. 3 – Deformações volumétricas medidas nos ensaios de expansibilidade das margas e calculadas considerando a Eq. 3 para as tensões efectivas (adaptado de Cardoso *et al.* 2013).

Com os dados destes ensaios foi possível ajustar a lei para as tensões efectivas proposta por Alonso *et al.* (2010):

$$p' = p + s S_r^\alpha \quad (3)$$

que será necessária para a definição do modelo constitutivo para as margas que se apresenta posteriormente.

Na Eq. 3, p' e p são a tensão isotrópica efectiva e a tensão isotrópica total de compressão, respectivamente, s é a sucção, S_r é o grau de saturação e α é uma constante do material. A constante α explica-se pela necessidade de corrigir o grau de saturação, para não contabilizar a água adsorvida, pois esta não varia na secagem, e logo não provoca alterações volumétricas. Considera-se assim apenas a sucção capilar e $\alpha=1$ para um material granular, como uma areia ou um silte, porque não há água adsorvida, e neste caso a Eq. 3 transforma-se na equação de Bishop para tensões efectivas.

Sendo válida a Eq. 3, esta pode ser usada para calcular variações de volume devidas a variações de tensão ou de sucção, usando para isso um parâmetro único de compressibilidade, C (índice de

compressibilidade). As constantes α e C podem então ser calculadas considerando os ensaios de expansibilidade apresentados, através de:

$$\delta\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta e}{1+e} = \frac{-C \log \frac{p'_f}{p'_i}}{1+e} \quad (4)$$

onde p'_i é a tensão média de compressão efectiva inicial (antes da molhagem, com grau de saturação correspondente à sucção no material, obtido com a curva de retenção) e p'_f é o valor final, considerando que o material ficou completamente saturado na molhagem (equivale à equação de Terzaghi para as tensões efectivas). Estando as amostras confinadas lateralmente, para o cálculo da tensão média de compressão considerou-se $K_0=0,5$. Obteve-se $C= 1,75$ e $\alpha= 4,56$ (Cardoso, 2009) por ajuste numérico, de modo a minimizar o erro das deformações volumétricas (valores calculados na Figura 3, designados por "calculado"). O valor de α está no intervalo de valores obtidos por Alonso *et al.* (2010) para materiais com grande percentagem de argila. Admite-se que estes parâmetros e que a Eq. 2 são válidos independentemente do intervalo de tensões e de sucções considerado.

Foram também realizados vários ensaios edométricos no material destruturado e em provetes de rocha. Os ensaios no material destruturado consistiram em aumentar a tensão após consolidação até atingir 1 MPa, seguida de descarga (Cardoso, 2009). Nos ensaios de provetes de rocha onde foram aplicadas trajectórias de carregamento incluindo ciclos de carga-descarga, antes ou após molhagem com saturação completa (Cardoso, 2009), a saturação foi conseguida por submersão em água destilada por pelo menos 48h, antes de prosseguir o carregamento. Admitiu-se que este período seria suficiente para saturar as amostras devido à sua dimensão relativamente reduzida. Estes ensaios permitiram compreender melhor o fenómeno de degradação na molhagem dos fragmentos e obter os parâmetros necessários para a definição de um modelo constitutivo para as margas. O Quadro 1 sintetiza os ensaios efectuados nos provetes de rocha, descrevendo as respectivas trajectórias de carregamento.

Quadro 1- Ensaios edométricos realizados em provetes de marga.

Ensaio	Trajectória de carregamento
Ensaio 1	s= 0 MPa (saturado) aplicada sob tensão vertical de 200kPa, constante, e sem ciclos de carga-descarga. Aumento da tensão vertical até $\sigma_v= 7$ MPa seguido de descarga.
Ensaio 2	s= 124 MPa (sucção máxima) constante e sem ciclos de carga-descarga. Aumento da tensão vertical até $\sigma_v= 7$ MPa seguido de descarga.
Ensaio 3	s= 124 MPa constante e 3 ciclos carga-descarga. Tensão vertical de 2 MPa seguida de descarga, recarga até 4 MPa seguida de descarga e recarga novamente até 4 MPa, onde se efectuou a saturação final, seguida de descarga.
Ensaio 4	s= 124 MPa constante e 4 ciclos carga-descarga. Tensão vertical de 2 MPa seguida de descarga, recarga até 4 MPa seguida de descarga e recarga até 7 MPa, onde se efectuou a saturação final, seguida de descarga.
Ensaio 5	s= 0 MPa aplicada sob tensão de 50kPa, constante, seguida de 3 ciclos carga-descarga. Tensão vertical de 2 MPa seguida de descarga, recarga até 4MPa seguida de descarga e recarga até 7 MPa, seguida de descarga.

As curvas medidas nos vários ensaios apresentam-se na Figura 4. Nos ensaios onde a submersão foi efectuada sob tensão vertical baixa (ensaios 1 e 5, à esquerda) observou-se empolamento, o que é explicado pela natureza expansiva das margas. Nos ensaios onde se saturou o material sob tensão elevada (ensaios 3 e 4, à direita) observou-se colapso, aumentando muito o declive da curva de expansão. É de notar que em todos os provetes se considera tensões totais e não tensões efectivas,

tal como usual nos solos não saturados (Nuth e Laloui, 2007), já que a sucção é considerada à parte como outra variável de tensão.

Os valores dos índices de compressibilidade C_c e de expansibilidade ou recompressibilidade C_s apresentam-se no Quadro 2 tendo sido determinados da forma usual. Este quadro também inclui os valores determinados para a amostra destruturada. Como esperado, C_c é maior para o material saturado do que para o material com sucção $s = 124$ MPa porque a rigidez aumenta com a secagem do material. Os valores medidos no ensaio da amostra destruturada são maiores do que os medidos nos vários ensaios dos provetes do material estruturado, tal como descrito por Leroueil e Vaughan (1990), por exemplo.

Nos solos, considera-se normalmente que o comportamento é elástico na descarga-recarga, e portanto o índice de expansibilidade-recompressibilidade, C_s , é constante. Normalmente, também se considera que a compressibilidade elástica não depende da sucção (Alonso *et al.*, 1990). Tal não se verifica para as margas estudadas pois este valor depende da sucção e da história do carregamento. Tal como no Quadro 2 e mostrado na Figura 5, C_s é superior nos ensaios saturados que nos ensaios com $s = 124$ MPa, e aumenta com o número de ciclos aplicados sob sucção constante (ensaio 1 e 5, com $s = 0$ MPa, saturados, e ensaios 2, 3 e 4, com $s = 124$ MPa). Também se verifica que depende da história do carregamento, pois o seu valor medido na descarga final saturada é maior se os ciclos anteriores forem aplicados no material não saturado do que no material saturado (ensaio 4 e 5). Este comportamento é típico de materiais evolutivos (Cafaro e Cotecchia, 2001; Alonso e Alcoverro, 2002; Gullà *et al.*, 2006), ou seja, que sofrem alterações estruturais irreversíveis devido a aplicação de tensão e de sucção.

Uma explicação possível para este comportamento considera a existência de minerais expansivos envolvidos por minerais cimentícios que resultam da diagénese da rocha. Estes últimos podem ser interpretados como ligações (bonds), que conferem resistência e rigidez ao material, e que também restringem as variações de volume dos minerais argilosos. Estas ligações rompem-se durante a aplicação dos ciclos de carga-descarga e pelo aumento de volume dos minerais argilosos expansivos na molhagem. O primeiro caso é o que acontece quando os ciclos são aplicados sob sucção constante, pois a rigidez diminui devido à perda dessas ligações. O segundo caso acontece quando se molha o material antes ou após a aplicação dos ciclos. Durante os ciclos há rotura progressiva das ligações, com conseqüente libertação dos movimentos dos minerais argilosos, pelo que os efeitos devidos ao seu aumento de volume na molhagem são tanto mais marcados quanto maior for o número de rotura de ligações, ou seja, quanto maior for o número de ciclos aplicados (Cafaro e Cotecchia, 2001; Alonso e Alcoverro, 2002; Gullà *et al.*, 2006). Por esse motivo é que C_s medido após a saturação aumenta com número crescente de ciclos.

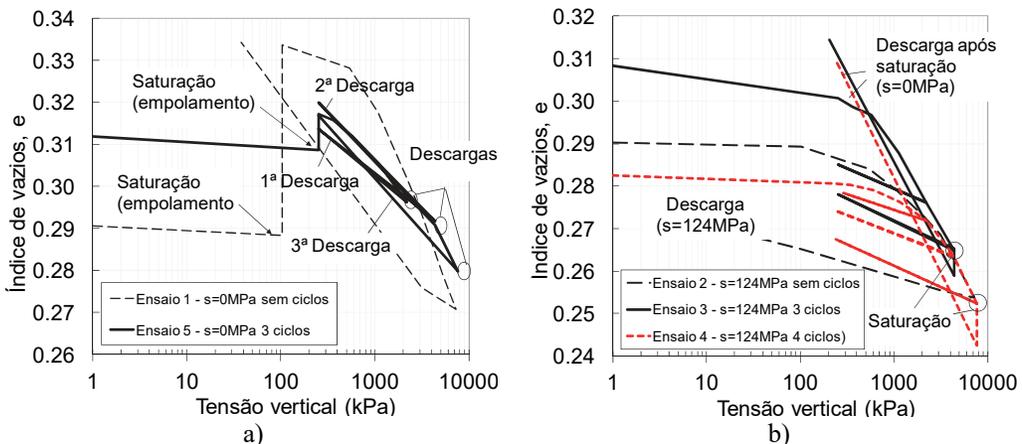


Fig. 4 – Curvas de compressibilidade das margas medidas nos vários ensaios edométricos: a) $s = 0$ MPa; b) $s = 124$ MPa.

Quadro 2 - Índice de compressibilidade e de recompressibilidade medidos nos ensaios.

Ensaio	C_c	C_s 1ª descarga	C_s 2ª descarga	C_s 3ª descarga	C_s 4ª descarga
Ensaio 1 s= 0 MPa	0,057 (sat)	0,028 (sat)			
Ensaio 2 s= 124 MPa	0,040	0,006			
Ensaio 3 s= 124 MPa, 3 ciclos	0,038	0,009	0,011	0,042 (sat)	
Ensaio 4 - s= 124 MPa, 4 ciclos	0,042	0,007	0,008	0,010	0,045 (sat)
Ensaio 5 - s= 0 MPa, 3 ciclos	0,046 (sat)	0,019 (sat)	0,023 (sat)	0,025 (sat)	
Material destruturado	0,325	0,078			

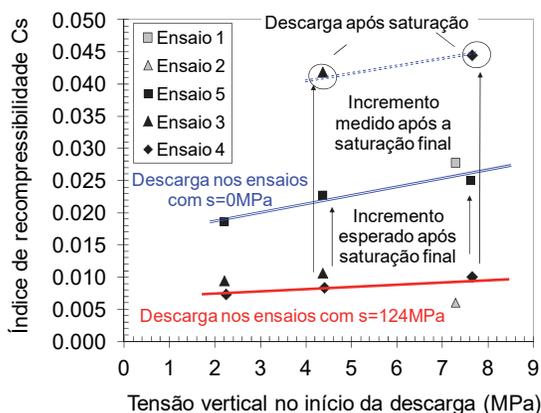


Fig. 5 – Índices de recompressibilidade medidos nos vários ensaios e sua comparação para ilustrar o comportamento evolutivo das margas (adaptado de Cardoso *et al.* 2013).

Com base nos ensaios edométricos foi possível determinar os parâmetros do modelo Barcelona Basic Model, BBM (Alonso *et al.* 1990), que se transforma no modelo Cam Clay modificado no caso saturado. As constantes do BBM apresentam-se no Quadro 3 e são: (i) o índice de expansibilidade elástica para variações de sucção κ_s , já definido, (ii) o índice de compressibilidade elástica para variações de tensão média de compressão, κ (valor médio dos ensaios, já que depende da história do carregamento); (iii) o índice de compressibilidade elastoplástico para variações de tensão média de compressão para o caso saturado, $\lambda(0)$; (iv) os parâmetros r e β necessários para definir o índice de compressibilidade elastoplástico para variações de tensão média de compressão para o caso não saturado (s é a sucção), dado por:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r)e^{-\beta s} + r \right] \quad (5)$$

e (v) os parâmetros para a definição da curva de cedência LC (*loading collapse*):

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (6)$$

onde p^c é a tensão de referência e p_0^* e p_0 são as tensões isotrópicas de compressão de cedência para o caso saturado e não saturado, respectivamente. Neste modelo as tensões definem-se como *net mean stress*, cuja tradução para português poderá ser tensão média útil (Maranha das Neves, 2016), que no caso não saturado correspondem à tensão total à qual se subtrai a pressão atmosférica. Neste artigo será designada simplesmente por tensão. Tal como antes, para o cálculo da tensão média de compressão a partir da tensão aplicada no ensaio edométrico admitiu-se $K_0=0,5$ por simplificação. O BBM foi usado para estudar o mecanismo de fendilhação das margas na molhagem, recorrendo a um programa de cálculo comercial, mas para o modelo das margas compactadas será usado um modelo que considera a degradação deste material. Este modelo precisará também dos dados do material destruturado, que também se incluem no Quadro 3 e foram determinados por Cardoso (2009). Ambos os modelos são descritos em seguida.

Quadro 3 - Parâmetros de calibração do BBM para as margas e para o material destruturado, usado no Code Bright para compreender a fendilhação.

	Margas	Material destruturado
$\lambda(0)$	0,027	0,120
r	0,65	--
β	0,05 MPa ⁻¹	--
κ	0,007	0,030
κ_s	0,020	0,008
p_0^*	0,858 MPa	--
p_c	0,280 MPa	--

3 – MECANISMO DE DEGRADAÇÃO FÍSICA DOS FRAGMENTOS NA MOLHAGEM

Numa primeira etapa procurou-se compreender o mecanismo de fendilhação, ou de degradação física, observado durante a molhagem de um fragmento, apresentado antes na Figura 1. Este mecanismo foi investigado numericamente utilizando o programa de elementos finitos Code Bright (Olivella *et al.* 1996), que efectua uma análise hidro-mecânica acoplada e admitindo que o solo é um meio poroso deformável (UPC-DLT, 2002). Para modelo constitutivo adoptou-se o BBM para poder reproduzir as variações volumétricas devidas a variações de sucção (parâmetros no Quadro 3). Para a percolação de água em condições não saturadas foi adoptada a lei de Darcy generalizada. Para o cálculo da evolução do grau de saturação na molhagem utilizou-se a expressão de Van Genuchten (Eq. 1) para definir a curva de retenção para o material marga (parâmetros na Figura 2.a). Foi necessário incluir o declive da linha de estados críticos no plano $p:q$ ($M=1,0$, um valor usual), o parâmetro que descreve o incremento da coesão com a sucção, $K=0,007$, e a resistência à tracção quando o material está saturado $c_0=0,4$ MPa. Os dois últimos parâmetros foram definidos com base nos ensaios de compressão diametral descritos detalhadamente por Cardoso (2009). Trata-se de uma análise conceptual deste mecanismo, pois com este modelo não é possível simular a fendilhação mas apenas compreender se se podem desenvolver tensões que expliquem este mecanismo.

A Figura 6 mostra a malha de elementos finitos e as condições de fronteira adoptados na reprodução da degradação de um fragmento de marga (admitido como um cilindro com diâmetro $D=9$ mm). Como dados iniciais adoptou-se $e=0,29$ e $s=10$ MPa. A molhagem foi efectuada da periferia para o centro, impondo-se sucção nula na linha de fronteira. Após uma análise de sensibilidade (Cardoso e Alonso, 2009), para tempo de molhagem adoptou-se 15 minutos.

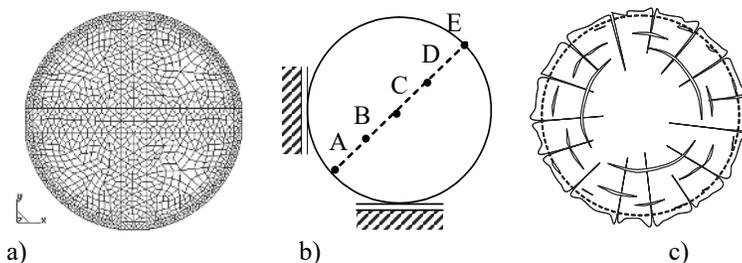


Fig. 6 – Modelo para estudar a degradação de um fragmento (adaptado de Cardoso e Alonso, 2009); a) Malha de elementos finitos; b) Condições de fronteira; c) Representação esquemática da fendilhação.

A Figura 7 mostra a evolução das tensões principais máximas (trações positivas) em vários pontos dentro do fragmento durante a molhagem. Os seus valores, juntamente com a direção identificada através de vectores e com a análise das deformações volumétricas plásticas que se apresentam na Figura 8, permitem prever um padrão para a fendilhação dos fragmentos que se apresenta na Figura 6.c. Trata-se de um padrão idealizado, admitindo que o material é homogéneo (nas margas há estratificação que afecta este padrão). No entanto, o programa não consegue reproduzir esta fendilhação.

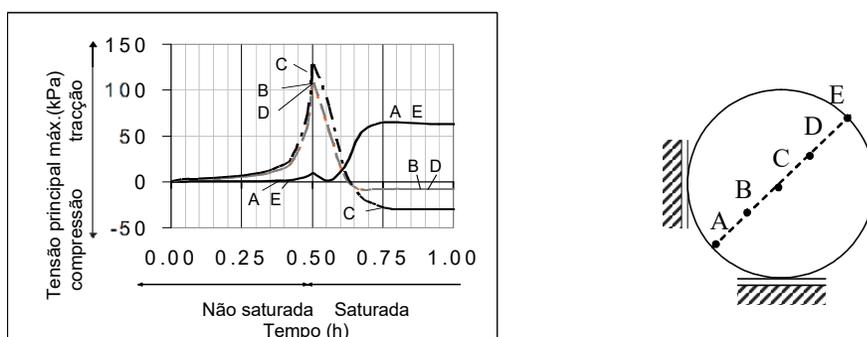


Fig. 7 – Tensões principais máximas dentro do fragmento durante a molhagem (adaptado de Cardoso e Alonso, 2009).

As deformações volumétricas plásticas (Hist_var_2 na Figura 8) e os vectores reproduzindo as tensões principais máximas (tração positiva) apresentam-se na Figura 8 para dois intervalos de tempo distintos (Fig. 8.a para $t=15$ minutos, no final da molhagem da periferia; Fig. 8.b para $t=5$ horas, quando todo o fragmento está saturado).

Durante a molhagem da periferia para o centro constata-se o aparecimento de deformações diferenciais no interior do fragmento (empolamento da camada exterior). Como consequência surgem tensões de tração que explicam a fendilhação. É possível constatar que as deformações avançam da periferia para o centro à medida que o fragmento vai ficando saturado. Há o aparecimento de tensões no interior do fragmento mas o seu padrão evolui no tempo: 15 minutos após o início da molhagem (Fig. 8.a), enquanto o anel da periferia se expande e tende a destacar-se do núcleo, há o aparecimento de trações no núcleo; 5 horas após o início da molhagem (Fig. 8.b), a expansão do núcleo dá origem a trações no anel exterior.

Esta análise explica de uma forma simples a degradação do fragmento, mas não permite a sua incorporação num modelo constitutivo para o material compactado porque não consegue quantificar esta degradação. Por outro lado, fisicamente, o material altera-se significativamente após a primeira

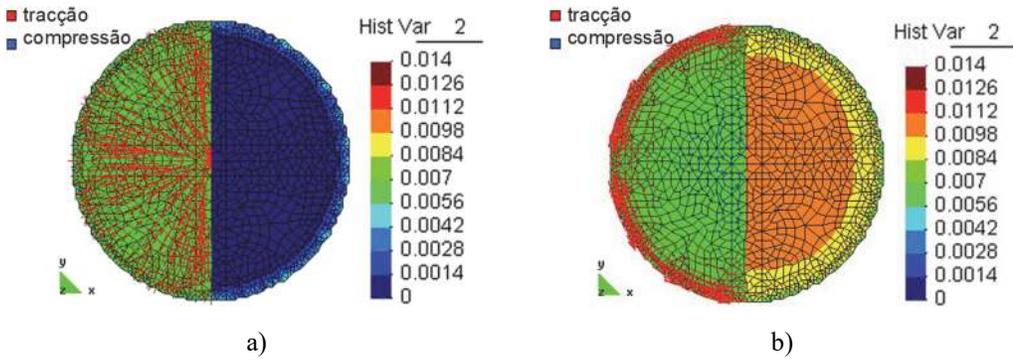


Fig. 8 – Resultados da simulação da degradação de um fragmento (adaptado de Cardoso e Alonso, 2009): a) t=15 minutos após a molhagem; b) t=5 horas após a molhagem.

molhagem, em termos de geometria e de rigidez. Este não recupera a rigidez (nem a resistência) nem a forma depois de voltar a ser seco para o valor de sucção que tinha inicialmente. O BBM não consegue reproduzir este comportamento porque a rigidez do material (parâmetro $\lambda(s)$) está associada ao grau de saturação e o parâmetro κ não se altera. Surge assim a necessidade de definir um modelo mais adequado para as margas, que se apresenta em seguida.

4 – MODELO CONSTITUTIVO PARA O FRAGMENTO DE MARGA

Numa segunda etapa definiu-se um modelo constitutivo para as margas, designadas por fragmento. O ponto de partida foi o modelo proposto por Alonso e Alcoverro (2002) para rochas argilosas, que é um modelo baseado no Barcelona Expansive Model, BExM (Gens e Alonso, 1992), mas modificado para considerar um parâmetro de dano. O BExM considera dois níveis estruturais designados por microestrutura (minerais argilosos expansivos) e por macroestrutura (matriz argilosa). Para a microestrutura o modelo considera comportamento elástico e está definido em termos de tensões efectivas, já que os minerais estão saturados pois a água encontra-se adsorvida. Para a macroestrutura, o BExM considera o modelo BBM. No entanto, para além de prever que as deformações plásticas podem acontecer devido a endurecimento por aumento da tensão ou por saturação (mobilização da curva *loading collapse* LC), permite também incluir as deformações da microestrutura através de uma função de transferência. Os efeitos irreversíveis na matriz argilosa das deformações da microestrutura são considerados no BExM sempre que se activa a curva de cedência, designada por NL (*neutral line*). Sempre que a trajectória de tensão coincide com a NL as deformações da microestrutura não introduzem deformações plásticas.

O modelo definido para as margas é semelhante ao BExM por ter dois níveis estruturais e um mecanismo de endurecimento com as superfícies de cedência LC e NL, mas são introduzidas alterações para considerar a perda progressiva de ligações. Para este modelo, as deformações das margas $d\epsilon_{frag}$ são obtidas pela equação:

$$d\epsilon_{frag} = d\epsilon_{frag}^P + d\epsilon_{frag}^e \quad (7)$$

onde $d\epsilon_{frag}^e$ são as deformações elásticas e $d\epsilon_{frag}^P$ são as deformações plásticas, definidas pela lei de endurecimento (macroestrutura, $d\epsilon_{frag}^{LC}$) e pela interacção entre os dois níveis estruturais:

$$d\epsilon_{frag}^P = d\epsilon_{frag}^{LC} + d\epsilon_{frag}^e f_{Frag} \quad (8)$$

onde se considera a função de transferência f_{Frag} multiplicada pelas deformações da microestrutura $d\epsilon_{frag}^e$. Cada um dos termos da eq. 8 é explicado detalhadamente em seguida.

A microestrutura corresponde aos minerais argilosos (sob a forma de partículas lamelares empilhadas) e a macroestrutura ao conjunto formado por minerais e as ligações entre si (bonds). A rotura das ligações, ou a perda de estrutura, é considerada através de um parâmetro b . Os valores deste parâmetro variam entre 0 e 1, com $b=0$ quando as ligações estão totalmente destruídas, e $b \leq 1$ ($b=1$ quando se considera que as ligações estão intactas). Deste modo, este parâmetro considera o dano ou rotura de ligações. Do ponto de vista físico, equivale a considerar que as variações de volume dos minerais argilosos (microestrutura) vão ficando cada vez menos restringidas devido à rotura das ligações, e que o comportamento global do material, ao nível da macroestrutura, se aproxima cada vez mais do comportamento do material destruturado. A variação do parâmetro b (proposta por Alonso e Alcoverro, 2002), dada por:

$$b = \left[b_0 + \Delta b (1 - e^{-as}) \right] e^{-h_1 \int |\delta \mathcal{E}_v^p|} \quad (9)$$

permite simular perda progressiva de estrutura. Nesta equação b_0 é um parâmetro de referência e considera que o material, na montagem, poderá já ter algum grau de alteração inicial.

A consideração de um parâmetro de dano para simular o comportamento de rochas argilosas foi introduzida por Gens e Nova (1993) e considera que este é consequência da acumulação de deformações volumétricas plásticas $\delta \mathcal{E}_v^p$. Para as margas estudadas, no entanto, este dano também depende da sucção s e por isso foi necessário introduzir o termo Δb (perda de ligações) e as constantes b_0 , Δb , a e h_1 , que requerem calibração.

A perda progressiva de ligações, analisada antes através dos valores do índice de recompressibilidade (Quadro 2 e Fig. 5) pode ser definida através do incremento do valor do índice de compressibilidade elástica $\kappa_m(b)$, que depende do parâmetro b . Para a sua definição adoptou-se (Alonso e Alcoverro, 2002):

$$\kappa_m(b) = \kappa_{mfd} \left(1 - \frac{b}{b_0} \right) \quad (10)$$

onde κ_{mfd} é a compressibilidade do material destruturado ($\kappa_{mfd} = \kappa = 0,030$, Quadro 3).

Pode agora definir-se o índice de vazios, e_m , que corresponde ao índice de vazios que varia devido à expansão dos minerais argilosos, e por isso é atribuído à microestrutura:

$$e_m = e_{m0} - \kappa_m(b) \times \ln \frac{p'}{p'_{max}} \quad \text{se } p \leq p'_{max} \quad (11)$$

$$e_m = e_{m0} \quad \text{se } p > p'_{max}$$

O índice de vazios e_m depende também do parâmetro b tal como indicado na Eq. 11, e onde e_{m0} é o índice de vazios inicial, p' é a tensão média de compressão efectiva e p'_{max} , definida por ajuste numérico, é também uma tensão efectiva e corresponde ao nível de tensão a partir do qual o confinamento é de tal forma elevado que não poderão ocorrer deformações volumétricas. As tensões efectivas são definidas pela Eq. 3, após o estudo efectuado por Cardoso *et al.* (2013) que mostrou que esta conduzia a melhores resultados para simular o comportamento das margas estudadas.

Finalmente, as deformações $d\epsilon_m$ são obtidas da forma usual pela equação seguinte:

$$d\epsilon_m = \frac{de_m}{1+e} \quad (12)$$

que após diferenciação e consideração das equações 9 e 10 (descrição detalhada em Cardoso *et al.* 2013) conduz a:

$$d\varepsilon_m = d\varepsilon_{frag}^e = -\frac{\kappa_m(b)}{1+e} \frac{dp'}{p'} - \frac{\kappa_{mfd}}{1+e} \ln \frac{p'}{p'_{max}} \frac{1}{b_0} \left(bh_1 |d\varepsilon_v^p| + a\Delta b e^{-as} e^{-h_1} \int |\delta\varepsilon_v^p| ds \right) \quad (13)$$

O primeiro termo da Eq. 13 corresponde às deformações causadas por variações de tensão e o segundo às deformações causadas por perdas de estrutura, essencialmente na molhagem.

O amolecimento observado nas margas é reproduzido ao nível macrostrutural através do BExM, modificado por Alonso e Gens (1994) para incluir o parâmetro b na definição da tensão de cedência do material saturado p_{ob}^* . Este valor diminui com o aumento da destruturação (diminuição do valor de b) até ao valor mínimo p_{or}^* , que é o valor da tensão de cedência do material destruturado:

$$p_{ob}^* = p_{or}^* (1+b) \quad (14)$$

Considerando a definição de b (Eq. 9), substituindo p_o^* por p_{ob}^* na definição da curva LC (Eq. 6), e considerando a equação de consistência (dedução em Cardoso *et al.* 2013) pode definir-se a lei de endurecimento:

$$d\varepsilon_{frag}^{LC} = -\frac{1}{\frac{(1+b)(1+e)}{\lambda(0)-\kappa} + (b_0 + \Delta b(1-e^{-as}))h_1} \frac{dp_{ob}^*}{p_{ob}^*} - \frac{\frac{p_r^c}{p_{or}^*} \lambda(0)r\beta \log\left(\frac{p_{or}^*}{p^c}\right) - \frac{\Delta bae^{-a}}{(1+b)}}{\frac{(1+b)(1+e)}{\lambda(0)-\kappa} + (b_0 + \Delta b(1-e^{-as}))h_1} ds \quad (15)$$

Podem agora obter-se as deformações totais plásticas do fragmento, $d\varepsilon_{frag}^P$ que são a soma das deformações devidas a cedência por endurecimento (curva LC) $d\varepsilon_{frag}^{LC}$ (Eq. 13) e as deformações $d\varepsilon_{frag}^e$ (Eq. 11) devidas à expansão dos minerais argilosos, ao nível da microestrutura.

Finalmente, tem que se considerar a interacção entre os dois níveis estruturais, o que se consegue através de uma função de interacção, f_{Frag}

$$f_{Frag} = \frac{d\varepsilon_{frag}^P}{d\varepsilon_{frag}^e} \quad (16)$$

definida tal como no modelo BExM

$$f(p) = f_0 + f_1 \left(1 - \frac{p}{p_{ob}} \right)^n \quad (17)$$

onde f_0 , f_1 e n são constantes. Para as margas é considerada uma função para molhagem (*suction decrease* SD) e outra para secagem (*suction increase* SI), porque a degradação observada na molhagem tem muito mais impacto no comportamento global do que a retracção devido a secagem.

Na Eq. 17, o parâmetro p/p_{ob} (p é o estado corrente de tensão e p_{ob} é a tensão de cedência para uma dada sucção s) considera que as deformações da macroestrutura devidas às variações volumétricas (empolamento ou retracção) ao nível microstrutural dependem da configuração geométrica dos minerais argilosos e das suas ligações no material, e de como os seus movimentos relativos estão ou não impedidos pelo nível de tensão aplicado (explicação detalhada em Alonso, 1998).

As funções de interacção só são activadas se as deformações microstruturais tiverem consequências irreversíveis (deformações plásticas) no comportamento global do material. Estas funções só são activadas para as seguintes situações: (i) na molhagem (*suction decrease*, SD), se a sucção aplicada for inferior a um dado valor mínimo; (ii) na secagem (*suction increase*, SI), se a sucção aplicada for superior a um dado valor máximo. Considera-se que as duas funções coincidem

no espaço (s:p), que se deslocam em conjunto e definem curvas de cedência porque a sua activação implica o aparecimento de deformações volumétricas irreversíveis (Eq. 16). O BExM considera uma única função designada por NL (*neutral line*) mas o modelo ganha flexibilidade se se considerar duas funções (SI e SD) em vez de uma.

O modelo foi calibrado para reproduzir o comportamento das margas, tendo-se obtido os parâmetros do Quadro 4. Como se mostra na Figura 9, o modelo consegue reproduzir de forma satisfatória o comportamento observado para as margas, pois é possível reproduzir o aumento da compressibilidade com o aumento do número de ciclos sob sucção constante, sendo a aproximação melhor para o material com s=124 MPa do que para o material saturado. O modelo não consegue reproduzir totalmente a amplitude da degradação final após saturação, o que se pode explicar por limitações do modelo adoptado para o parâmetro b.

Quadro 4 - Parâmetros do modelo para o fragmento de marga.

Microestrutura (material destruturado)	$e_{mi}=0,2$ $\kappa_{mf\bar{d}}=0,030$ $b_0=0,90, b_i=0,75, h_l=6,0, \Delta b=0,001, a=4,0$ $\alpha=4,56$ e S_r dado pela Eq. 1 (constantes da Fig 2.b)
Macroestrutura (BBM, parâmetros do Quadro 3)	$e_M=e_i-0,02$ com e_i o índice de vazios inicial em cada teste $\lambda(0)=0,027, r=0,65, \beta=0,05\text{MPa}^{-1}, \kappa=0, \kappa_s=0$ $p_{ob}^*=858\text{kPa}, p^c=280\text{kPa}$
Funções de interacção f_{Frag}	molhagem SD: $f_0=-5,0, f_1=7,0, n=1,0$ secagem SI: $f_0=0,8, f_1=0,0, n=1,0$

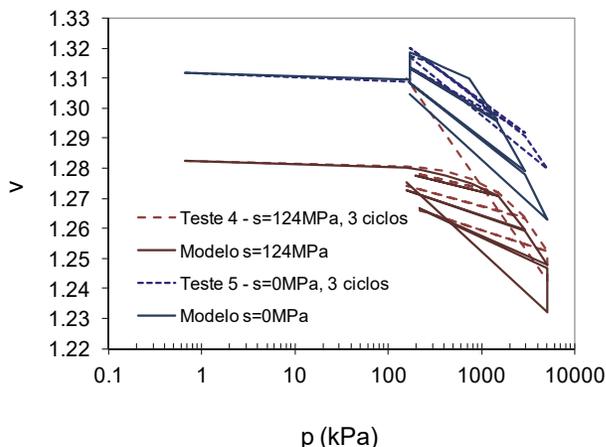


Fig 9 - Resultados da aplicação do modelo constitutivo definido para o fragmento de marga para os testes 4 e 5, onde se aplicam ciclos sob sucção constante.

5 – MARGAS COMPACTADAS E O SEU COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO

Após a caracterização do comportamento do fragmento de marga pode então proceder-se à apresentação do comportamento do conjunto de fragmentos que constituem as margas compactadas. Os provetes ensaiados foram preparados com fragmentos com granulometria uniforme (diâmetro $4,75 \text{ mm} < D \leq 9 \text{ mm}$), com índice de vazios $e = 1,078 \pm 0,005$ e teor em água $w = 15\% \pm 2\%$ (próximo do valor observado *in situ*). Optou-se por esta distribuição granulométrica para conseguir compreender melhor os fenómenos físicos envolvidos na degradação do material. A compactação

foi efectuada por vibração (detalhes em Cardoso, 2009). Nestes provetes foram efectuados ensaios para medição da permeabilidade e ensaios edométricos, de modo a caracterizar o seu comportamento hidro-mecânico quando sujeitos a ciclos de molhagem-secagem, pretendendo simular as acções atmosféricas. O Quadro 5 sintetiza os ensaios edométricos realizados. As amostras foram preparadas com 25 cm de diâmetro e 5 cm de altura. A saturação foi efectuada por submersão durante 48h e a sucção foi aplicada por equilíbrio de vapor, tanto para secagem para $s=240$ MPa, como para molhagem parcial, onde se diminuiu a sucção sem atingir a saturação, de forma lenta e controlada (Cardoso, 2009). O facto de usar a técnica de equilíbrio de vapor, apesar de ser um processo lento, assegura que a secagem ou molhagem é feita de forma homogénea.

Nos ensaios edométricos observou-se a evolução de um comportamento típico de enrocamentos (quando ainda não há degradação dos fragmentos) para um comportamento típico de materiais argilosos (após haver degradação). A Figura 10 mostra um exemplo desta evolução, em fotografias tiradas em provetes U e US (ver Quadro 5) preparados com fragmentos com o teor em água próximo do valor *in situ*, os quais foram sujeitos a ensaios edométricos onde a tensão vertical foi aplicada até um dado valor antes de desmontar a amostra. O objectivo destes ensaios foi analisar as alterações estruturais devidas ao aumento de tensão vertical, aplicada sem ou com saturação total. As amostras foram denominadas por: (i) amostra U-50kPa, com o teor de água da compactação (sucção $s_0=2$ MPa) e sujeita a tensão vertical $\sigma_v=50$ kPa; (ii) amostra US-50kPa, saturada após a compactação e sujeita a $\sigma_v=50$ kPa; (iii) amostra U-1000kPa, com o teor de água da compactação e sujeita à tensão vertical $\sigma_v=1000$ kPa; e (iv) amostra US-1000kPa, saturada após a compactação e sujeita à tensão vertical $\sigma_v=1000$ kPa.

O mecanismo de degradação é visível nas fotografias da Figura 10, onde se assinalam os vazios com a cor branca para serem visíveis mais facilmente. É possível verificar que a geometria dos fragmentos é afectada significativamente pela molhagem, e em particular após ser aplicado aumento

Quadro 5- Ensaios edométricos realizados em provetes de margas compactadas.

Ensaio	Trajectória de carregamento
U	$s_0 = 2$ MPa constante (correspondente ao teor em água <i>in situ</i>). Aumento da tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa seguido de descarga.
US	$s = 0$ MPa constante (saturado sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa). Aumento da tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa seguido de descarga.
UD1	Secagem para $s_1 = 230$ MPa (sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa). Mantendo s constante, aumento da tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa e restante trajetória na Figura 13.
UD1-2 e UD1-3	Idênticos ao teste UD1, mas após secagem para $s = 230$ MPa foi efectuada molhagem parcial por equilíbrio de vapor para $s_2 = 39$ MPa e $s_3 = 12$ MPa, respectivamente, antes de prosseguir com o aumento de tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa. Trajetórias na Figura 13.
UD2	Secagem para $s_2 = 39$ MPa (sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa). Mantendo s constante, aumento da tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa seguido de descarga.
UD3	Secagem para $s_3 = 12$ MPa (sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa). Mantendo s constante, aumento da tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa seguido de descarga.
UWD1	Saturação seguida de secagem para $s_1 = 230$ MPa (sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa). Mantendo s constante, aumento da tensão vertical $\sigma_v = 1000$ kPa e restante trajetória na Figura 13.
UWD1-2 e UWD1-3	Idênticos ao teste UWD1, mas após secagem para $s = 230$ MPa foi efectuada molhagem parcial por equilíbrio de vapor para $s_2 = 39$ MPa e $s_3 = 12$ MPa, respectivamente, antes de prosseguir com o aumento de tensão vertical até $\sigma_v = 1000$ kPa. Trajetórias na Figura 13.

da tensão vertical. Este comportamento é coerente com a perda de estrutura dos fragmentos de marga, discutida nas secções anteriores. As variações volumétricas dos fragmentos são acompanhadas de perda de rigidez, pelo que os fragmentos perdem a forma e invadem os vazios entre si. Neste caso, um meio inicialmente heterogéneo e com duas porosidades distintas, a dos vazios e a dos fragmentos, vai-se transformando gradualmente num meio homogéneo com uma porosidade única semelhante a um material argiloso.

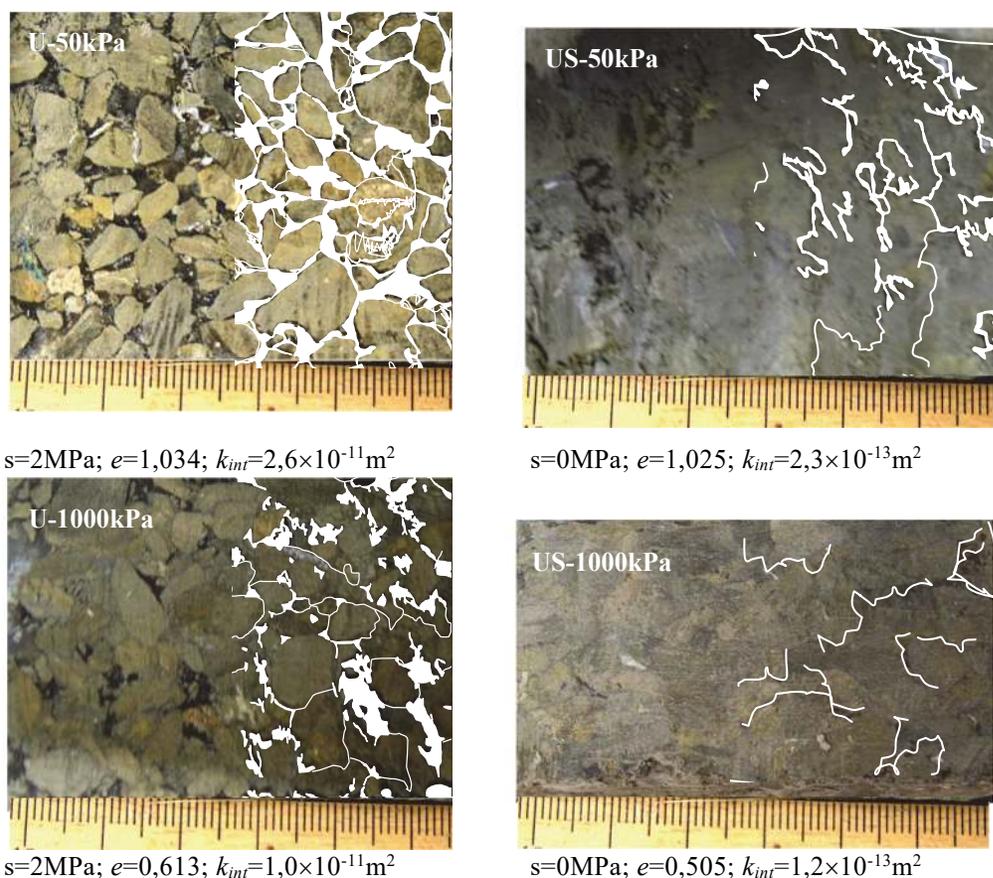


Fig. 10 – Degradação dos fragmentos para diferentes trajetórias de carregamento ($e_{inicial}=1,078\pm 0,005$).

Os vazios entre os fragmentos são muito maiores do que os vazios da rocha, por isso a medição das variações de permeabilidade fornece essencialmente indicação sobre a variação dos vazios de maiores dimensões. A permeabilidade foi medida nos dois ensaios durante as várias etapas de carregamento para confirmar a redução do índice de vazios observada. Nas amostras saturadas foi medida a permeabilidade saturada usando água destilada. Nas amostras não saturadas, a permeabilidade foi medida com ar, pois se se tivesse usado água esta iria provocar a degradação dos fragmentos e alterar os resultados. Foi utilizada a permeabilidade intrínseca k_{int} :

$$k_{int} = \frac{k\mu_l}{\gamma_l} \quad (18)$$

para ser possível comparar os valores das permeabilidades medidas com dois fluidos diferentes. Nesta equação, k é a permeabilidade medida e μ_l é a viscosidade e γ_l é o peso volúmico do fluido usado na medição (a 20°C, $\mu_l = 1 \times 10^{-9}$ MPa.s e $\gamma_l = 9,8 \approx 10$ kN/m³ para a água e $\mu_l = 1,81 \times 10^{-11}$ MPa.s e $\gamma_l = 12,05 \times 10^{-3}$ kN/m³ para o ar).

Os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade intrínseco de cada amostra apresentam-se também na Figura 10, assim como o índice de vazios para a respectiva etapa de carregamento. Tal como esperado, a permeabilidade diminui com o aumento da tensão vertical (comparação entre as amostras U-50kPa e U-1000kPa, e US-50kPa e US-1000kPa), mas este decréscimo é mais acentuado - cerca de duas ordens de grandeza - após a saturação (comparação entre as amostras U-50kPa e US-50kPa, e U-1000kPa e US-1000kPa). Tal está concordante com as fotografias da Figura 10, pois com a molhagem e com o aumento de tensão vertical os fragmentos perdem a sua geometria, tendendo a ocupar os espaços vazios entre si e diminuindo a permeabilidade.

Os fragmentos das amostras não saturadas aparentemente não perdem rigidez, mas rompem-se, alterando a significativamente a curva granulométrica do material. A Figura 11 mostra as curvas granulométricas dos ensaios U-1000, UD1-1000 e UWD1-1000 e inclui as curvas granulométricas do material na montagem e após vibração, apenas para comparação. Constata-se que a rotura de partículas é maior quando estas estão mais húmidas, ou seja, para a sucção mais baixa estudada (comparação U e UD1), e que também aumenta se se aplicar um ciclo molhagem-secagem antes de prosseguir com o carregamento (comparação UD1 e UWD1). Este comportamento é típico de materiais tipo enrocamento, observado em ensaios laboratoriais e em aterros e barragens (Marsal, 1967, Fumagalli, 1969, Nobari e Duncan, 1972, Marsal, 1973, Veiga Pinto, 1983, Fukumoto, 1992, Oldecop, 2000), e pode ser explicado por um mecanismo de rotura progressiva controlada pela humidade relativa (ou sucção) (Oldecop e Alonso, 2001, 2007), que se identifica pela ocorrência de deformações ao longo do tempo, ou seja, por fluência. Para as margas estudadas, mesmo nos ensaios onde os provetes não foram saturados antes da secagem, para além da rotura dos fragmentos também deve ocorrer a sua degradação física (rotura das ligações internas, já discutido). No entanto, não é fácil distinguir os dois fenómenos, e por isso a análise será efectuada considerando apenas que ocorre rotura dos fragmentos.

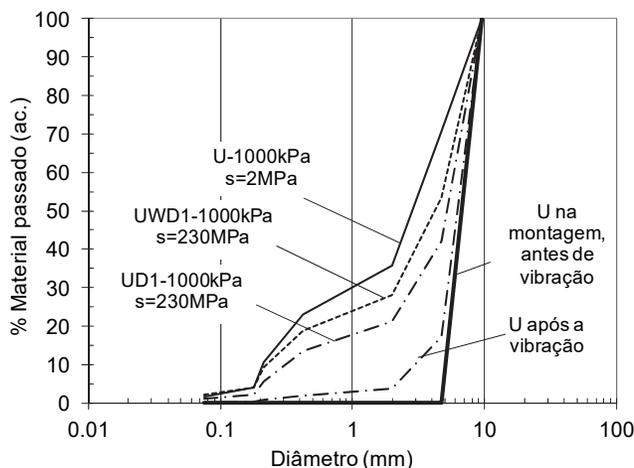


Fig. 11 - Curvas granulométricas na montagem e para vários ensaios.

As semelhanças entre o comportamento das margas compactadas não saturadas e o comportamento típico de materiais tipo enrocamento foram estudadas analisando os coeficientes de fluência λ' :

$$\lambda^t = \frac{d\varepsilon}{d(\ln t)} \quad (19)$$

onde ε é a extensão vertical e t o tempo correspondentes a cada etapa de carregamento nos ensaios US, U, UD1, UD2 e UD3 (Quadro 5).

A Figura 12 mostra os valores de λ^t calculados para cada etapa de carga (σ_v constante) de cada ensaio. Para cada sucção é possível identificar tendências, semelhantes às observadas para materiais tipo enrocamento por Oldecop e Alonso (2001), em que a fluência aumenta com o aumento de tensão e diminui com o aumento da sucção (ou aumenta com a humidade). No entanto, contrariamente ao que se observa em ensaios de fragmentos de rochas não evolutivas, para as margas esta tendência não é seguida no ensaio saturado US porque λ^t é praticamente constante. Este comportamento é típico de materiais argilosos, o que mostra que, para sucções inferiores a cerca de 2 MPa (valor exacto não determinado) ocorre a transição de comportamento entre um material tipo enrocamento para um material argiloso. O facto de se dar esta transição de comportamento indica que modelos para materiais tipo enrocamento são inadequados para simular o comportamento das margas compactadas.

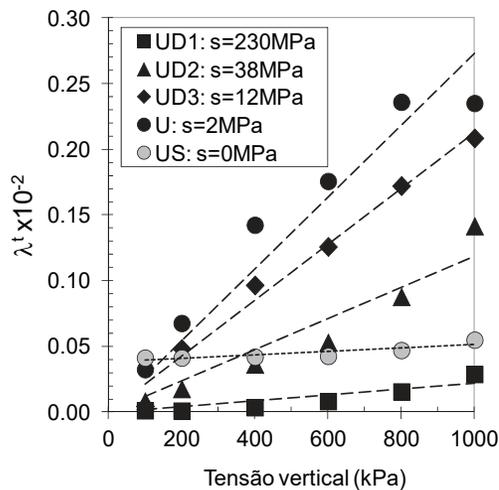


Fig. 12 - Coeficientes de fluência calculados para cada etapa de carga e para cada ensaio em que foi aplicada secagem para sucções diferentes sem nunca ter havido saturação prévia.

Os ensaios UD1, UD1-2 e UD1-3 (secagem para $s_1 = 230$ MPa no ensaio UD1, seguida de molhagem parcial para $s_2 = 39$ MPa no ensaio UD1-2 ou para $s_3 = 12$ MPa no ensaio UD1-3) foram realizados para obter os parâmetros de calibração do modelo BBM, por reflectirem o comportamento do material sem ser sujeito a ciclos de molhagem-secagem. Foi necessária a secagem inicial de todos os provetes para 230 MPa para assegurar que a curva LC era a mesma para todos os ensaios, para assim poder calibrar o BBM. As trajectórias dos vários ensaios apresentam-se na Figura 13 juntamente com as curvas de compressibilidade. Em todos estes ensaios, depois do tratamento inicial e atingida a sucção pretendida e mantida esta constante, sob a tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa, foi procedido ao aumento de tensão vertical até 1000 kPa seguido de descarga até 600 kPa. Sob esta tensão vertical o provete foi saturado ($s = 0$ MPa) e procedeu-se ao aumento da tensão vertical para $\sigma_v = 1000$ kPa, seguido de descarga para 50 kPa. Complementarmente realizaram-se ensaios semelhantes a estes, mas designados por UWD em vez de UD, em que inicialmente (sob tensão vertical $\sigma_v = 50$ kPa) os provetes foram saturados antes de serem sujeitos a secagem para $s_1 = 230$ MPa. Para o ensaio UWD1 o carregamento prosseguiu tal como o efectuado oara o ensaio UD1.

Para os ensaios UWD1-2 e UWD1-3, os provetes foram sujeitos a molhagem parcial para $s_2 = 39$ MPa (UWD1-2) ou $s_3 = 12$ MPa (UWD1-3) antes de prosseguir o carregamento (tal como para os ensaios UD1-2 e UD1-3, respectivamente).

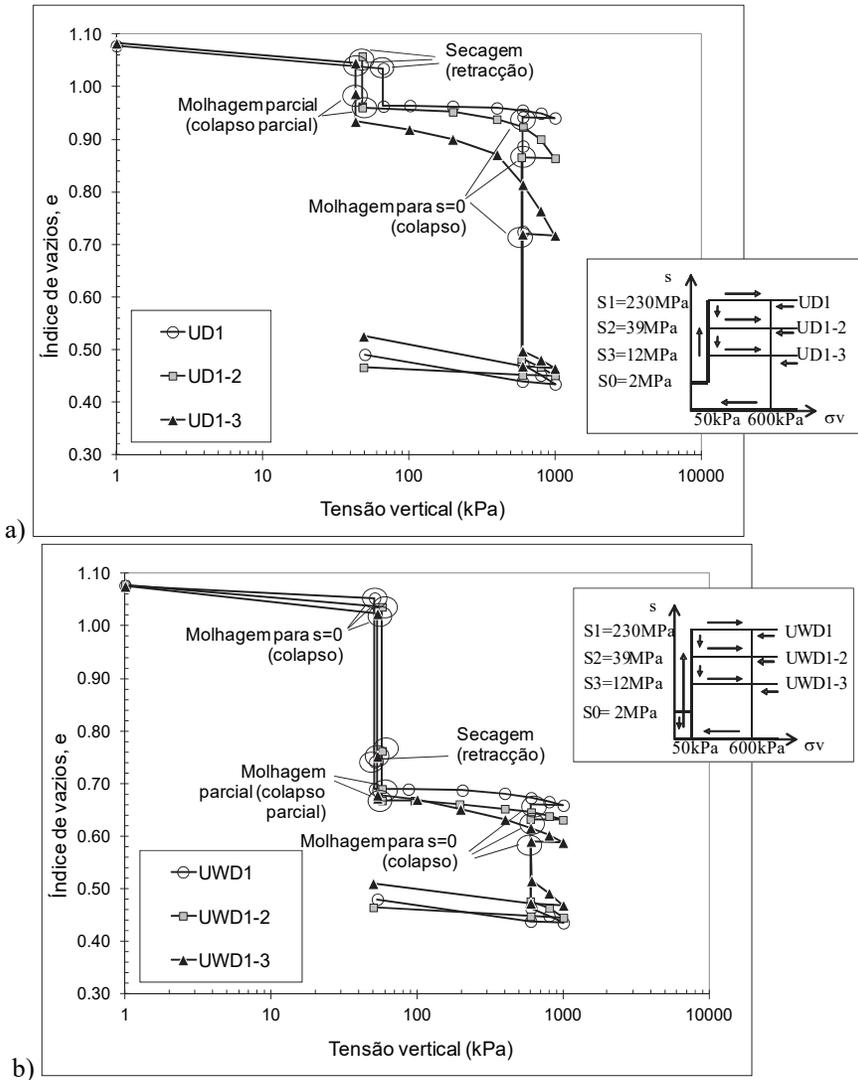


Fig. 13 - Curvas de compressibilidade e trajetórias de carregamento para o conjunto de ensaios: a) UD; b) UWD.

Pela comparação entre os ensaios UD e UWD da Figura 13 é possível verificar que há alterações significativas do comportamento após o material ter sido sujeito ao ciclo de molhagem secagem inicial porque a rigidez aumenta. Tal pode explicar-se pelo adensamento provocado pelo colapso na molhagem. Nos ensaios UWD verifica-se que o colapso observado na segunda molhagem, sob 600 kPa, é menor do que o observado na primeira (sob 50 kPa), o que se explica também pelo adensamento sofrido pelo material na primeira molhagem, que o faz perder sensibilidade para molhagens posteriores. Este comportamento também é observado em solos argilosos compactados (Alonso *et al.* 1990, por exemplo), e por isso procedeu-se à calibração do BBM. Os parâmetros de

calibração encontram-se no Quadro 6, tendo sido obtidos considerando apenas os ensaios UD, pois são os que representam o material compactado. Para κ considerou-se o valor médio dos ensaios para as várias sucções. O valor de κ_s foi obtido considerando os valores médios medidos no colapso parcial ocorrido na molhagem parcial, admitindo que as estas deformações seriam reversíveis. Apesar de não se ter aplicado a secagem inicial para $s_l = 230$ MPa no ensaio US, a degradação observada neste ensaio devido à saturação inicial foi de tal forma significativa que este se comportou como um solo normalmente consolidado (Cardoso, 2009). Por esse motivo, o valor da tensão de cedência para o material saturado, p_o^* foi obtido por calibração da curva LC.

Quadro 6 - Parâmetros de calibração do BBM para as margas compactadas (ensaios UD).

$\lambda(0)$	0,25
r	0,23
β	0,03 MPa ⁻¹
κ	0,006
κ_s	0,008
p_o^*	80 kPa
p_c	47 kPa

No entanto, o BBM tem algumas limitações discutidas por Cardoso e Alonso (2010), tais como: (i) não consegue reproduzir o colapso observado na primeira molhagem (ensaios UWD) já que esta é efectuada sob tensões verticais inferiores à tensão de cedência saturada; (ii) não consegue reproduzir o colapso observado na segunda molhagem porque esta é efectuada sob $\sigma_v = 600$ kPa após descarga depois de ter sido atingida a cedência, pelo que a trajectória está dentro do espaço elástico e por isso o modelo só consegue reproduzir empolamento. O colapso observado explica-se pela forte degradação dos fragmentos causados pela molhagem. Torna-se assim necessário definir um modelo para as margas compactadas que permita considerar esta degradação, como se discutirá em seguida.

6 – MODELO CONSTITUTIVO PARA AS MARGAS COMPACTADAS

Como referido antes, os modelos constitutivos para solos não saturados que existem actualmente não conseguem reproduzir o comportamento do material compactado devido à sua elevada complexidade, nomeadamente colapso na segunda saturação, diminuição da amplitude de colapso após um ciclo de molhagem-secagem e aumento de rigidez observada após vários ciclos de secagem-molhagem. Também não é viável usar um modelo para materiais tipo enrocamento para as margas compactadas porque, apesar de estes modelos conseguirem reproduzir o colapso na molhagem, não conseguem reproduzir a transição do comportamento do material tipo enrocamento para um solo argiloso devido à degradação dos fragmentos.

Pela descrição do comportamento hidro-mecânico do material compactado constata-se que este inicialmente é um conjunto de fragmentos, que quando sujeito a ciclos de molhagem-secagem e de carga-descarga se transforma progressivamente num material homogéneo e com comportamento típico de solos argilosos compactados devido à degradação física dos fragmentos. Antes da degradação dos fragmentos é possível distinguir dois níveis de estrutura: a dos fragmentos, com a sua porosidade, e a do seu conjunto, em que a porosidade é maioritariamente devido ao espaço vazio entre os fragmentos. Tal sugere que se possa usar um modelo que considere a existência destes dois níveis estruturais, tal como o modelo BExM proposto por Gens e Alonso (1992). Este modelo foi testado por Cardoso e Alonso (2010) para reproduzir o comportamento do material, mas sem grande sucesso. Estes autores testaram as características da rocha e do material destruturado para calibração do modelo para a microestrutura, mas nenhuma delas teve sucesso porque não é possível incluir a degradação resultante da primeira molhagem, que altera completamente as características do

material e que se reflecte em molhagens e secagens posteriores. No entanto, o BExM oferece algumas possibilidades de ser adaptado para reproduzir o comportamento do material compactado, porque permite definir modelos diferentes para cada nível estrutural.

O modelo definido para o material compactado considera a existência de dois níveis estruturais, tal como o BExM, sendo o conjunto de fragmentos a macroestrutura, e o fragmento a microestrutura. No entanto, para a microestrutura é adoptado o modelo de comportamento apresentado antes para o fragmento de marga, também ele baseado no BExM. Este modelo permite considerar a degradação dos fragmentos na molhagem, pois este é o aspecto fundamental a considerar no comportamento das margas compactadas. A outra novidade do modelo para as margas compactadas está na definição das funções de interacção entre os dois níveis estruturais, pois há que considerar os efeitos da degradação dos fragmentos no comportamento global do material. Neste caso definiu-se um conjunto de funções a usar antes da primeira saturação do material (como se tratasse de um material tipo enrocamento), e outro após este ter sido sujeito a um ciclo de molhagem-secagem, que é quando os fragmentos sofrem alteração física importante e com efeitos irreversíveis no comportamento do material compactado.

Como se considera o modelo de comportamento das margas como rocha para modelo da microestrutura, que é ele próprio um modelo para materiais com dois níveis estruturais, o modelo adoptado para as margas compactadas considera na realidade três níveis estruturais, correspondentes a: (i) agregado de minerais elementar da rocha marga (partículas argilosas e outros minerais), (ii) fragmento, ou a rocha, que corresponde aos agregados de minerais unidos por um parâmetro de ligação (parâmetro b) que se vai alterando com a degradação física, e (iii) conjunto dos fragmentos, que não têm ligação física entre si e que só são afectados se houver alteração significativa do nível estrutural inferior. Estes três níveis são tratados com um modelo BExM que inclui outro modelo BExM para a microestrutura, modificado para considerar a degradação dos fragmentos descrito antes. A Figura 14 esquematiza o modelo definido, onde também se incluem as funções de interacção definidas agora para o conjunto dos fragmentos, que é o material compactado, e que se denominam por f_{comp} .

A perda de ligações dos fragmentos (dano) também afecta o comportamento do material compactado pois há perda de rigidez para além de haver alterações do rearranjo estrutural. São vários os factores a considerar para definir o mecanismo de interacção entre os fragmentos e o seu conjunto

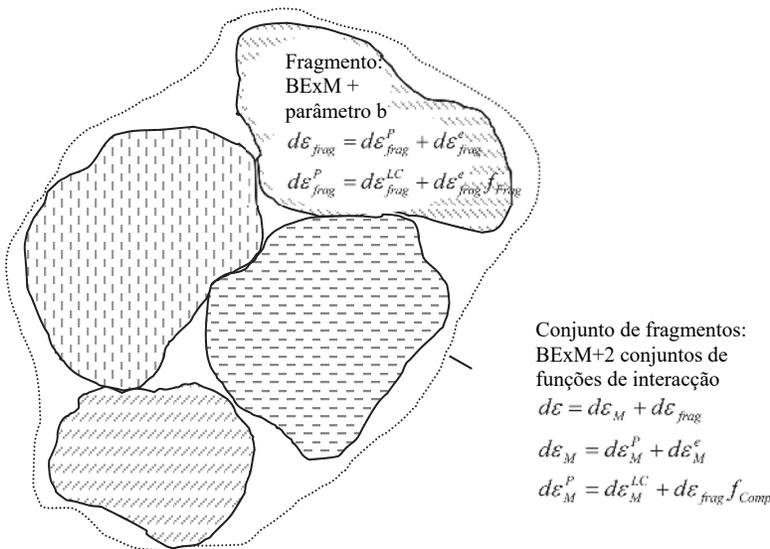


Fig. 14 - Esquema do modelo de comportamento das margas compactadas.

e a sua quantificação não é fácil. Por exemplo, há que considerar a geometria e dimensões dos vazios entre fragmentos, o estado de tensão nos fragmentos e a intensidade da sua degradação dos fragmentos (depende da sucção inicial), todos dependentes da história de carregamento. Do ponto de vista físico não faz sentido introduzir nenhum parâmetro de dano para o material compactado semelhante ao adoptado para o modelo do fragmento porque não há ligações físicas entre os fragmentos. Podia-se pensar noutra definição de dano, mas tal iria complicar desnecessariamente o modelo. Por este motivo optou-se por considerar uma função de interação, f_{comp} adaptável à degradação física sofrida pelo material devido às trajetórias de carregamento a que este é submetido, e que cobre as incertezas associadas aos factores que não são facilmente quantificáveis.

Pode agora apresentar-se o modelo para o material compactado. As deformações totais $d\varepsilon$ são dadas pela soma das deformações dos dois níveis estruturais: macroestrutura $d\varepsilon_M$ e microestrutura (fragmento) $d\varepsilon_{frag}$:

$$d\varepsilon = d\varepsilon_M + d\varepsilon_{frag} \quad (20)$$

As deformações da microestrutura (fragmento) foram definidas antes através da Eq. 7 e possuem uma parcela elástica $d\varepsilon_{frag}^e$ (Eq. 13) e outra plástica $d\varepsilon_{frag}^p$ (Eq. 8). Ambas estão identificadas esquematicamente na Figura 15. Simplificadamente, admite-se que os fragmentos no material compactado têm confinamento idêntico ao dos ensaios edométricos usados para a calibração do modelo para a margia. As funções de interação também não se alteraram depois do estudo realizado por Cardoso (2009), onde se verificou que não havia melhoria significativa em alterar as suas constantes de calibração.

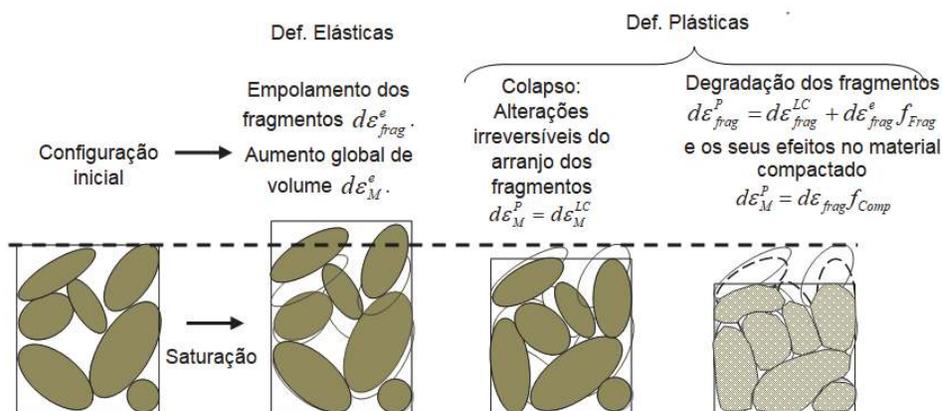


Fig. 15 - Interação entre os fragmentos e o material compactado e correspondência com as deformações consideradas no modelo de comportamento das margas compactadas.

Para o material compactado, as deformações da macroestrutura $d\varepsilon_M$ também têm uma componente elástica $d\varepsilon_M^e$:

$$d\varepsilon_M^e = -\kappa_M \ln \frac{p_f}{p_i} - \kappa_{sM} \ln \frac{s_f}{s_i} \quad (21)$$

que considera variações de tensão ou de sucção, tal como previsto no BBM, e uma plástica $d\varepsilon_M^p$:

$$d\varepsilon_M^p = d\varepsilon_M^{LC} + d\varepsilon_{frag} f_{Comp} = d\varepsilon_M^{LC} + (d\varepsilon_{frag}^e + d\varepsilon_{frag}^p) f_{Comp} \quad (22)$$

Esta última considera dois tipos de deformações, ilustradas na Figura 15: (i) devidas ao rearranjo dos fragmentos sob tensão, que é basicamente o mecanismo de cedência descrito pela curva de cedência LC, $d\epsilon^{LC}_M$,

$$d\epsilon^{LC}_M = -(\lambda_M(s) - \kappa_M) \ln \frac{p_f}{p_0} \quad (23)$$

e (ii) devido aos efeitos irreversíveis da degradação física dos fragmentos, definida no BExM através de funções de interacção f_{Comp} entre os dois níveis estruturais. Nestas equações, p_i e p_f são as tensões médias de compressão no início e no final da etapa de carregamento, p_0 é a tensão de cedência para a sucção corrente e s_i e s_f são a sucção inicial e final da etapa de carregamento. $\lambda(0)$, κ e κ_s do material compactado foram substituídos respectivamente por $\lambda_M(0)$, κ_M e κ_{sM} para facilitar a compreensão do modelo.

Conforme se mostrou ao analisar os ensaios UD e UWD, depois de sujeito a um ciclo de molhagem-secagem o material compactado sofre um forte adensamento e perde sensibilidade a mais ciclos. Considera-se assim um conjunto de funções de interacção f_b para ser usado antes de ter ocorrido a primeira saturação (quando os fragmentos estão muito sensíveis), e um conjunto f_{nb} para ser usado depois (quando os fragmentos já sofreram degradação significativa). A transição de comportamento entre um material tipo enrocamento para um material argiloso é assim coberto pela função f_b . A calibração destas funções é muito difícil com base nos dados experimentais, porque há diversos fenómenos a acontecer em simultâneo (rotura e instabilidade dos fragmentos no arranjo estrutural, perda de rigidez e de forma, etc) e portanto estas funções foram calibradas numericamente.

As funções de transferência f_b e f_{nb} são definidas pela Eq. 17 e que só diferem entre si nas constantes de calibração (Quadro 7). Para cada uma há um conjunto de parâmetros que definem a função activada em trajetórias de secagem (*suction increase*, activando a curva de cedência SI, f_b ou f_{nb}) ou a função activada na molhagem (*suction decrease*, activando a curva de cedência SD, f_{Db} ou f_{Dnb}). O facto de haver duas equações diferentes para a função de transferência consoante molhagem ou secagem está descrito por Alonso *et al.* (1999) e é uma modificação do BExM original apresentado por Gens e Alonso (1992) porque há duas curvas activadas pela microestrutura (SI e SD) em vez de uma (NL). Estas funções definem curvas acopladas à curva LC, que quando activadas mobilizam esta curva conduzindo a amolecimento (LC desloca-se para a esquerda) ou a endurecimento (LC desloca-se para a direita). Por exemplo, quando o material colapsa na molhagem a curva correspondente a SD é activada e a LC desloca-se para a direita. Fisicamente significa que há adensamento do material e o tamanho do espaço elástico aumenta. Neste caso f_D é usada para o cálculo das deformações plásticas com a Eq. 22, considerando a degradação dos fragmentos na molhagem (deformações da microestrutura, calculadas com as Equações 7, 8 e 15), e terá que ter sinal negativo para simular colapso. Quando o material é submetido a secagem ultrapassando um dado valor máximo de sucção SI é activada e a C desloca-se para a esquerda (amolecimento). Se houver molhagem após esta secagem poderá haver novo colapso desde que se active SD.

A activação das funções de transferência e o acoplamento à curva LC define o mecanismo de endurecimento (Figura 16). No modelo para as margas compactadas considerou-se que o estado de tensão corrente se encontra sobre as curvas SI e SD e que estas se deslocam em simultâneo, o que equivale a dizer que se admite que qualquer variação de volume dos fragmentos provoca alterações no arranjo global. Também se admitiu que se deslocam em trajetórias de carga e de descarga, mas SI está sempre acima de SD e por isso f_I é que é usada nestes casos. A Figura 16 ilustra como se processa este mecanismo para o ensaio UD1-2.

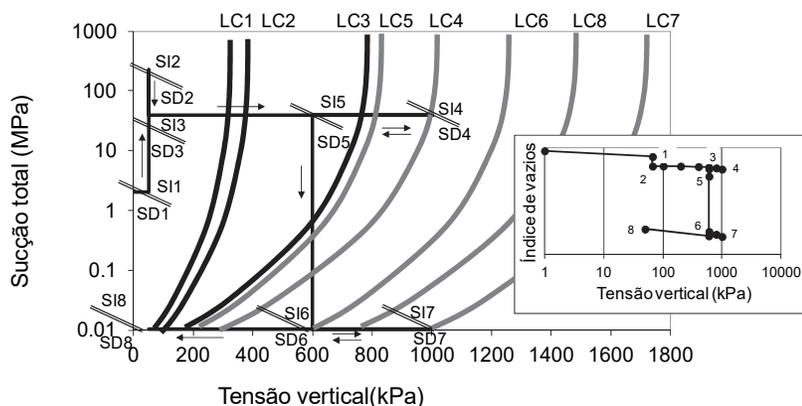


Fig. 16 - Esquema ilustrativo do mecanismo de endurecimento para o ensaio UD1-2.

SD e SI coincidem no ponto 1 ($s_0=2\text{MPa}$) e sobem para o ponto 2 ($s_1=230\text{MPa}$) na secagem. f_{ib} é activada e LC desloca-se para a direita. Em seguida, com a molhagem parcial SD (e SI) descem para o ponto 3 ($s_2=39\text{MPa}$) e LC desloca-se novamente para a direita porque só assim é que se simula adensamento devido a colapso parcial. Este colapso ocorre apesar do empolamento dos fragmentos ($d\varepsilon_{frag} + d\varepsilon_M^e > 0$), porque f_{Db} é activada e é negativa ($d\varepsilon_M^p < 0$). Com o aumento da tensão vertical, quando a LC é cruzada esta move-se para a direita (endurecimento previsto pelo BBM) até ao ponto 4, levando a SI consigo (f_{ib} é activada). Na descarga até ao ponto 5 a LC desloca-se para a esquerda porque SD se desloca sempre com o estado de tensão corrente. Na saturação seguinte, SD e SI descem até ao ponto 6 ($s=0\text{MPa}$) e LC desloca-se para a direita novamente para se conseguir colapso (f_{Db} é activada e é negativa). A partir deste momento admite-se degradação significativa dos fragmentos e passam a utilizar-se as funções f_{Inb} e f_{Dnb} . LC e SI continuam a deslocar-se para a direita até ao ponto 7 durante o incremento da tensão vertical sob sucção constante, e depois LC e SI deslocam-se para a esquerda na descarga, até ao ponto 8. O mecanismo de cedência para os ensaios UWD é semelhante a este e está explicado detalhadamente em Cardoso *et al.* (2013).

Aos parâmetros das curvas de interacção e os restantes parâmetros do modelo apresentam-se no Quadro 7. Para κ_M e κ_{SM} devia-se usar os valores apresentados antes no Quadro 6, no entanto optou-se por se considerar que eram nulos para assim se poder controlar as deformações elásticas do material compactado apenas através das deformações do fragmento e das funções f_{Comp} .

Finalmente, o modelo foi usado para reproduzir de forma aceitável os ensaios UD1-2 e UWD1-2. A Figura 17 mostra os resultados para os ensaios UD1-2 e UWD1-2.

Em relação ao ensaio UD1-2 (Fig. 17.a), pode observar-se modelo consegue reproduzir a

Quadro 7 - Parâmetros do modelo para as margas compactadas

Microestrutura (fragmento de margá)	Parâmetros no Quadro 4 $e_m=0,29$
Macroestrutura	$e_M=1,078 - 0,29$ $\lambda_M(0)=0,25, r=0,23, \beta=0,03\text{MPa}^{-1}, \kappa_M=0, \kappa_{SM}=0$ $p_{0b}^*=80\text{kPa}, p^c=47\text{kPa}$
Funções de interacção f_{Comp}	f_b : Antes de haver primeira saturação molhagem SD - f_{Db} : $f_0=-11,0, f_1=8,0, n=1,0$ secagem SI - f_{ib} : $f_0=0, f_1=0, n=1,0$ f_{nb} : Depois de haver primeira saturação molhagem SD - f_{Dnb} : $f_0=-5,0, f_1=8,0, n=1,0$ secagem SI - f_{Inb} : $f_0=-0,5, f_1=0, n=1,0$

retração e o colapso observados sob a tensão vertical de 50 kPa, e também o colapso na molhagem sob a tensão vertical de 600 kPa. O colapso na molhagem inicial sob 50 kPa no ensaio UWD1-2 (Fig. 17.b) também se consegue reproduzir, assim como a retração e novo colapso resultante da secagem e molhagem parcial. Isto só é possível por se activou SD, que através de f_{Db} com sinal negativo conseguiu transformar o empoamento dos fragmentos num colapso global. Sob 600kPa ocorreu segundo colapso porque SD foi activada e f_{Dmb} é também negativa.

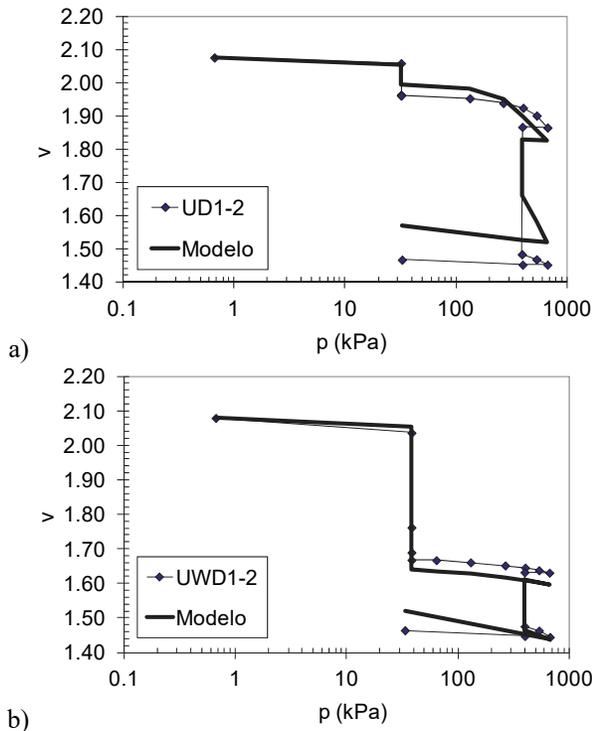


Fig. 17 - Simulação com o modelo para os ensaios: a) UD1-2; b) UWD1-2.

A sobreposição das curvas obtidas numericamente para os ensaios UD1, UD1-2 e UD1-3, e UWD1, UWD1-2 e UWD1-3 apresentam-se na Figura 18 (Fig. 18.a para os ensaios UD e Fig. 18.b para os ensaios UWD). A comparação entre a Figura 18 e a Figura 13 mostra que o modelo consegue reproduzir as deformações de colapso observadas em todas as molhagens, assim como a retração na secagem. São estas as principais características do comportamento do material compactado, que o modelo consegue reproduzir.

O comportamento complexo das margas compactadas dificulta a tarefa em obter um modelo constitutivo adequado. O modelo desenvolvido é também bastante complexo, mas apresenta a vantagem de se basear no significado físico das deformações observadas neste material, mesmo que apenas simule os efeitos, no comportamento hidro-mecânico do conjunto, da rotura dos fragmentos e seu amolecimento, com invasão dos espaços vazos entre si sem exactamente reproduzir estes fenómenos. Até à data desconhece-se a existência de outros modelos usados para reproduzir este tipo de comportamento, e ainda que possam ser facilmente implementados em programas de cálculo.

O modelo proposto para as margas compactadas necessita de um número considerável de parâmetros. A maior parte pode ser obtida experimentalmente, em ensaios a realizar no material dos fragmentos e no material compactado, estando sintetizados no Quadro 8.

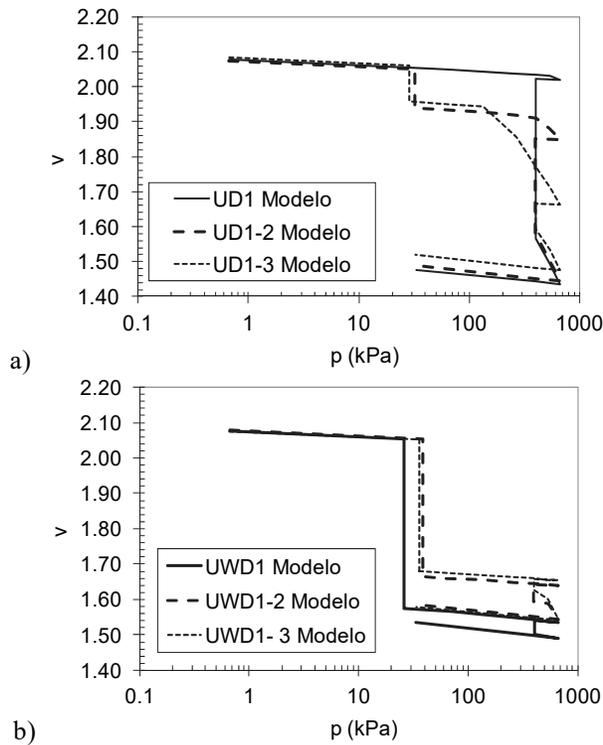


Fig. 18 - Curvas obtidas na simulação para o conjunto de ensaios: a) UD; b) UWD.

Quadro 8 - Ensaio necessários para a calibração do modelo para as margas compactadas.

	Ensaio	Parâmetro
Fragmentos	4 ensaios edométricos onde o incremento de tensão é aplicado sob sucção constante diferente, sendo um deles saturado.	Calibração do <i>BBM</i> : $\lambda(0)$, r , β , p^C e p_0^* Parâmetro b (b_0 , b_i , h_i , Δb , a) se se aplicarem ciclos de carga-descarga
	2 ensaios de expansibilidade onde a saturação é efectuada para tensões verticais diferentes, para além do ensaio edométrico saturado já referido. 1 Curva de retenção	Para o cálculo das tensões efectivas: Parâmetro α S_r , λ e P (curva de retenção)
Material destruturado	1 ensaio edométrico	κ_{mfd}
Material compactado	4 ensaios edométricos onde o incremento de tensão é aplicado sob sucção constante diferente, sendo um deles saturado. 3 ensaios edométricos onde as amostras são sujeitas a um ciclo de molhagem secagem antes de prosseguir com o incremento de tensão.	Calibração do <i>BBM</i> : $\lambda_M(0)$, r , β , κ_M , κ_{SM} , p^C e p_0^*

No total, são necessários 15 ensaios para a calibração do modelo. Este número pode ser reduzido para 12 se se optar por considerar $\alpha = 1,0$ na definição das tensões efectivas para a microestrutura (Eq. 3), ou para 8 se se adoptar para o fragmento o modelo de comportamento do material destruturado (feito por Cardoso (2009) com resultados aceitáveis se não se aplicar mais do que um ciclo de molhagem-secagem).

Para os parâmetros de calibração numérica, actualmente já existem ferramentas numéricas que permitem a sua optimização (algoritmos genéticos, por exemplo). Os valores propostos neste estudo poderão ser um bom ponto de partida para a definição de intervalos de variação.

7 – CONCLUSÕES

Apresentaram-se os principais resultados dos ensaios laboratoriais realizados para caracterizar o comportamento hidro-mecânico das margas (fragmento) e das margas compactadas (conjunto de fragmentos) usadas na construção de alguns aterros da A10. Através de uma análise hidro-mecânica acoplada foi possível reproduzir os mecanismos de degradação observados na molhagem de fragmentos de margas, com a identificação de padrões de fendilhação semelhantes aos observados experimentalmente. Na prática ocorre degradação por fendilhação, mas também perda de forma e de rigidez, logo perda de estrutura. Assim, para modelar o comportamento do fragmento foi necessário definir um modelo com um parâmetro de dano de modo a simular a destruturação progressiva do material. Este parâmetro está associado à existência de minerais que confinam os minerais argilosos expansivos, cuja rotura leva a amolecimento. Este processo é irreversível e é responsável por alterações importantes no fragmento, e consequentemente no material compactado.

Para as margas compactadas foi desenvolvido um modelo constitutivo em que as deformações volumétricas são calculadas considerando o impacto que as deformações e degradação física dos fragmentos têm no conjunto. Este comportamento é muito complexo, e para a sua compreensão consideraram-se três níveis estruturais, correspondentes a: (i) agregado de minerais elementar da rocha marga (partículas argilosas e outros minerais), (ii) fragmento, ou a rocha, que corresponde aos agregados de minerais unidos por um parâmetro de ligação (parâmetro b) que se vai alterando com a degradação física, e (iii) conjunto dos fragmentos, que não têm ligação física entre si e que só são afectados se houver alteração significativa do nível estrutural inferior. Estes três níveis são tratados com um modelo BExM que inclui outro modelo BExM para a microestrutura, modificado para considerar a degradação dos fragmentos. Embora a rotura das ligações internas nos fragmentos de marga seja o que explica o comportamento do conjunto de fragmentos compactados, é aceitável não considerar este parâmetro de dano para o material compactado porque as mudanças estruturais observadas neste material compactado não são causadas pela quebra de qualquer tipo de ligação entre os fragmentos. Esta questão foi resolvida de forma simplificada, definindo dois conjuntos de funções de interação para as margens compactadas e o correspondente mecanismo de endurecimento / amolecimento.

O modelo desenvolvido para o fragmento foi capaz de reproduzir o comportamento observado nos ensaios, onde se observou forte degradação devido à aplicação de ciclos de carga-descarga sob diferentes sucções. O modelo desenvolvido para o material compactado conseguiu reproduzir a transição entre um material granular, semelhante a um enrocamento, e um material argiloso. Foi ainda capaz de reproduzir trajectórias de carregamento onde foram aplicados ciclos de molhagem-secagem e de descarga-recarga. A principal vantagem de se incluir o modelo dos fragmentos no modelo do material compactado é ter presente a explicação física do comportamento observado, apesar de aumentar a sua complexidade.

Como a inclusão explícita dos fragmentos ao nível da microestrutura permite reproduzir o comportamento complexo do material compactado sujeito a várias trajectórias de carregamento, pode considerar-se que o modelo como um contributo promissor para a modelação de materiais complexos tais como as margas compactadas investigadas.

8 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho sintetiza parte do trabalho de doutoramento da autora, vencedor do Prémio Manuel Rocha para a melhor tese de doutoramento em Geotecnia em Portugal entre 2008-2012. Este doutoramento foi orientado pelo Professor Emanuel Maranha das Neves, do Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, e pelo Professor Eduardo E. Alonso da Universidade Politécnica da Catalunha, Barcelona, Espanha, a quem a autora agradece todo o apoio, amizade e transmissão de conhecimentos. Para além de agradecer à SPG a atribuição do prémio Manuel Rocha, a autora agradece também à Fundação Portuguesa para a Ciência e Tecnologia, FCT I.P., o financiamento concedido através do projecto PPCDT/ECM/59320/2004 e da bolsa individual de doutoramento ref. SFRH/BD/25846/2005. Finalmente, agradece também à BRISA a permissão para ter como caso-estudo os aterros da A10 construídos com este material e que motivaram esta investigação.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.E. (1998). *Modelling expansive soil behaviour*. Proc. of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, eds. Technical Committee of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, International Academic Publishers, Vol. 2, pp. 37-70. Beijing.
- Alonso, E.E., Gens, A. e Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, 40(3), pp. 405-430
- Alonso E.E. e Gens A, (1994). *On the mechanical behaviour of arid soils*. Engineering characteristics of Arid Soils, eds. PG Fookes and RH Parry, Balkema, pp. 173-206.
- Alonso, E.E, Vaunat, J. e Gens, A (1999). *Modelling the mechanical behaviour of expansive clays*. Engineering Geology, 54, pp. 173-183.
- Alonso, E.E. e Alcoverro, J. (2002). *Swelling and degradation of argillaceous rocks*. Proc. of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, eds. Jucá, de Campos and Marinho, Swets and Zeitlinger, pp. 37-70.
- Alonso, E.E., Pereira, J.-M., Vaunat, J. e Olivella, S. (2010). *A microstructurally-based effective stress for unsaturated soils*. Géotechnique, 60(12), pp. 913-925.
- Burland, J.B. (1990). *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique, 40(3), pp. 329-378.
- Cafaro F. e Cotecchia F. (2001). *Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering*. Geotechnique, vol 51(5), pp. 441-453.
- Cardoso, R. (2009). *Hydro-mechanical behaviour of compacted marls*. PhD Thesis. Instituto Superior Técnico, Lisbon, Portugal.
- Cardoso, R. e Alonso, E.E (2009). *Degradation of compacted marls: a microstructural investigation*. Soils and Foundations, Vol.49, No.3, pp. 315-327.
- Cardoso, R. e Alonso, E.E (2010). *On the definition of constitutive models for compacted soft rocks*. Proc. 4th Int. Conf. Unsaturated Soils, eds. Alonso, E.E. and Gens, A., Barcelona.
- Cardoso, R., Della Vecchia, G., Jommi, C. e Romero, E. (2010). *Water retention curve for evolving rocks under suction cycles*. Proc. 4th Int. Conf. Unsaturated Soils, eds. Alonso, E.E. and Gens, A., Barcelona.
- Cardoso, R. e Maranha das Neves, E. (2011). *Estudo de um aterro da autoestrada A10 construído com margas*. Revista Geotecnia da Sociedade Portuguesa de Geotecnia nº 123, pp. 3-27

- Cardoso, R. e Maranha das Neves, E. (2012). *Hydro-mechanical characterization of lime-treated and untreated marls used in a motorway embankment*. Engineering Geology, 133-134, pp. 76-84.
- Cardoso, R., Maranha das Neves, E. E. e Alonso, E.E. (2012). *Experimental behaviour of compacted marls*. Géotechnique, 62 (11), pp. 999 -1012.
- Cardoso, R., Alonso, E.E. e Maranha das Neves, E. E. (2013). *A constitutive model for compacted expansive and bonded marls*. Géotechnique, 63 (13), pp. 1116 -1130.
- Fukumoto, T. (1992). *Particle breakage characteristics in granular soils*. Soils and Foundations, 32(1) pp. 26-40.
- Fumagalli, E. (1969). *Tests on cohesionless materials for rockfill dams*. J. Soil Mech. Found. Engng Div., ASCE 95, No. SM1, pp. 313-330.
- Gens A. e Alonso E.E. (1992). *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal, 29, pp. 1013-1032.
- Gens, A. e Nova, R. (1993). *Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks*. Symp. on Geotechnical Eng. Hard Soils-Soft Rocks, vol. 1, pp. 485-494.
- Gullà, G., Mandaglio, M.C., e Moraci, N. (2006). *Effect of weathering on the compressibility and shear strength of a natural clay*. Canadian Geotechnical Journal, 43, pp. 618-625.
- Leroueil, S. e Vaughan, P. (1990). *The general and congruent effects of the structure in natural soils and weak rocks*. Géotechnique, vol 40(3), pp. 467-488.
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos estados críticos. Solos saturados e não saturados*. IST Press, Lisboa.
- Marsal, R. J. (1967). *Large scale testing of rockfill materials*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 93(2), pp. 27-43.
- Marsal, R. J. (1973). *Mechanical properties of rockfill*. In Embankment dam engineering. Casagrande volume (eds R. C. Hirschfeld & S. J. Poulos), John Wiley & Sons, New York, pp. 109-200.
- Nobari, E. S. e Duncan, J. M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. Department of Civil Engineering, Report No. TE-72-1. University of California.
- Nuth, M. e Laloui, L. (2007). *Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 31, pp. 771-801.
- Oldecop, L.A. (2000). *Compressibilidad de escolleras. Influencia de la humedad*. PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.
- Oldecop, L.A. e Alonso, E.E. (2001). *A model for rockfill compressibility*. Géotechnique, 51(2), pp. 127-140.
- Oldecop, L.A. e Alonso, E.E. (2007). *Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill*. Géotechnique, 57(3), pp. 289-301.
- Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. e Alonso, E. E. (1996). *Numerical formulation for simulator (CODE_BRIGHT) for coupled analysis of saline media*. Engineering computations, vol. 13(7), pp. 87-112.

UPC-DLT (2002). *CODE_BRIGHT - User's Guide*. Departamento de Ingeniería del Terreno, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.

Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. J. 44, pp. 892-898.

Veiga Pinto, A.A. (1983) *Prediction of the structural behaviour of rockfill dams*. PhD thesis National Laboratory of Civil Engineering, Portugal.

LISTA DE SÍMBOLOS

α - constante para definição das tensões efectivas considerando o grau de saturação

β - constante para definição do índice de compressibilidade elastoplástica para variações de tensão isotrópica em condições não saturadas

$\delta\mathcal{E}_v^P$ - deformações volumétricas plásticas

κ - índice de compressibilidade elástica para variações de tensão isotrópica

κ_M - índice de compressibilidade elástica para variações de tensão isotrópica para o material compactado

$\kappa_m(b)$ - índice de compressibilidade elástica para variações de tensão isotrópica para o material durante a sua destruturação

$\kappa_{m/d}$ - índice de compressibilidade elástica para variações de tensão isotrópica para o material destruturado

κ_s - índice de compressibilidade elástica para variações de sucção

κ_{sM} - índice de compressibilidade elástica para variações de sucção para o material compactado

λ - constante

$\lambda(0)$ - índice de compressibilidade elastoplástica para variações de tensão isotrópica em condições saturadas

$\lambda_M(0)$ - índice de compressibilidade elastoplástica para variações de tensão isotrópica para o material compactado saturado

$\Delta\sigma_h$ - variações da tensão horizontal

$\Delta\sigma_v$ - variações da tensão vertical

Δb - aumento de destruturação devida a sucção

a - constante

b, b_0 - parâmetro de dano

C - constante

D - diâmetro

$d\mathcal{E}_m = d\mathcal{E}_{frag}^e$ - deformações elásticas do fragmento

$d\mathcal{E}_{frag}^P$ - deformações plásticas do fragmento

$d\mathcal{E}_{frag}^{LC}$ - deformações plásticas do fragmento calculadas com a curva LC

$d\mathcal{E}_M^P$ - deformações plásticas do material compactado

$d\mathcal{E}_M^{LC}$ - deformações plásticas do material compactado calculadas com a curva LC

$d\mathcal{E}_M^e$ - deformações elásticas do material compactado

e - índice de vazios total

e_{frag} - índice de vazios do fragmento

e_M - índice de vazios da macroestrutura

e_m - índice de vazios da microestrutura

e_{m0} - índice de vazios da microestrutura inicial

f - função de interacção genérica
 f_i - função de interacção genérica quando SI é activada
 f_D - função de interacção genérica quando SD é activada
 f_0 - constante da função de interacção
 f_1 - constante da função de interacção
 f_{Frag} - função de interacção genérica para o modelo do fragmento
 f_{Comp}, f_{nb}, f_b - função de interacção genérica para o modelo do material compactado
 h_l - constante
 k_{int} - permeabilidade intrínseca
 k_{sat} - permeabilidade saturada
 LC - Curva de cedência (Loading Collapse)
 n - constante da função de interacção
 NL - linha neutra
 P - constante do material
 p_0^* - tensão de cedência isotrópica para o material saturado
 p_{0r}^* - tensão de cedência isotrópica para o material completamente destruturado
 p_{0b}^* - tensão de cedência isotrópica para o material com a estrutura intacta
 p - tensão média de compressão
 p' - tensão média efectiva de compressão
 p'_{max} - tensão média efectiva de compressão máxima
 p_0 - tensão de cedência isotrópica para o material não saturado
 p^c - tensão de referência
 p_r^c - tensão de referência para o material completamente destruturado ($b=0$)
 r - parâmetro
 s - sucção
 SD - curva de cedência activada na molhagem (Suction decrease)
 SI - curva de cedência activada na secagem (Suction increase)
 S_r - grau de saturação
 w - teor em água gravimétrico

MODELO DE PARTÍCULAS 3D PARA O ESTUDO DA FRATURA EM ROCHA COM BASE EM DIAGRAMAS DE VORONOI DA ESTRUTURA GRANULAR

A 3D particle model for rock fracture based on the Voronoi diagrams of the granular structure

Mariline Candeias*

Nuno Monteiro Azevedo**

Maria Luísa Braga Farinha***

RESUMO – Os modelos de partículas, ao terem em conta a estrutura granular da rocha, consideram de forma explícita a variabilidade associada ao material, razão pela qual têm sido aplicados com sucesso no estudo da fratura em rocha. Neste trabalho é apresentado um modelo de partículas 3D com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi da estrutura granular, que permite ter em conta de forma aproximada uma geometria do tipo poliédrica mantendo a simplicidade e o reduzido esforço computacional característico dos modelos de partículas esféricas. Propõe-se então um modelo de contacto múltiplo no qual a superfície de contacto é definida com base nas facetas dos diagramas de Voronoi. O modelo de partículas é validado com base em ensaios experimentais em rocha (triaxiais, uniaxiais e ensaio Brasileiro). Apresentam-se vários estudos paramétricos que evidenciam a influência dos parâmetros do modelo de partículas nas propriedades macroscópicas elásticas e resistentes obtidas numericamente. É ainda analisada a relevância de um modelo de contacto com leis de enfraquecimento bilinear em tração e corte que conduz a valores coerentes de tração última em ensaios de tração diretos e em ensaios Brasileiros.

SYNOPSIS – Particle models, by taking into account the material grain structure, explicitly consider the material randomness and have been successfully applied to rock fracture studies. In this work a 3D particle model based on the Laguerre-Voronoi diagrams of the grain structure is presented. The proposed model takes into account the effect of the polyhedral shape but still keeps the simplicity and the reduced computational costs associated with spherical particle models. A multiple contact model is presented in which the contact surface is based on the common facet of the associated particle Laguerre-Voronoi diagrams. The particle model is validated against known experimental data on a granite rock (triaxial, uniaxial and Brazilian tests). Several parametric studies are presented showing the influence of the elastic and strength particle parameters on both the macroscopic elastic and strength properties. A reference is also made to the relevance of adopting a bilinear tensile/shear softening contact model in order to obtain coherent ultimate tensile values in direct tensile tests and in Brazilian tests.

Palavras Chave – Modelo 3D de partículas, Fratura em rocha, Diagramas de Laguerre-Voronoi.

Keywords – 3D particle model, Rock fracture, Laguerre-Voronoi diagrams.

* Bolseira de Investigação, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0003-1314-1032
E-mail: marilinecandeias@gmail.com

** Investigador Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0001-8838-3760
E-mail: nazevedo@lnec.pt

*** Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, LNEC. orcid.org/0000-0002-5375-8283
E-mail: lbraga@lnec.pt

1 – INTRODUÇÃO

Os modelos de partículas (MP), ao terem em conta a estrutura granular e a aleatoriedade associada, permitem reproduzir, com base em leis de interacção simples, padrões de fendilhação e comportamentos macroscópicos semelhantes aos observados em ensaios laboratoriais em materiais quase-frágeis. Assim, desde o final do século XX os modelos MP, inicialmente em duas dimensões, têm sido aplicados no estudo da fratura no betão, rocha e em misturas betuminosas (Meguro *et al.*, 1991; Potyondy *et al.*, 1996; Chang e Meegoda, 1997; Schlangen e Garboczi, 1997; Bolander e Saito, 1998).

Os modelos MP são conceptualmente mais simples do que os modelos baseados numa abordagem contínua e o desenvolvimento de superfícies de rotura ocorre de forma natural dada a sua natureza discreta. Apresentam no entanto algumas desvantagens, nomeadamente um maior custo computacional, dado o grau de discretização necessário, e o facto de exigirem um processo intermédio de calibração dos parâmetros do modelo, dada a dificuldade em definir estes parâmetros de forma direta a partir de resultados experimentais.

Em estudos de fratura em rocha o modelo de base discreta do tipo MP proposto por Potyondy e Cundall (2004) é um dos modelos de partículas com maior aceitação, dado o seu carácter pioneiro e o facto de o modelo conseguir reproduzir a complexa resposta da rocha em compressão simples. No entanto, é reconhecido que o referido modelo MP apresenta algumas limitações, como, por exemplo, não simula de forma correta a relação conhecida entre a resistência à compressão e a tração uniaxial, e o ângulo de atrito interno macroscópico obtido com base em ensaios triaxiais em rochas duras é inferior ao valor obtido experimentalmente.

De modo a melhorar o desempenho dos modelos MP, Wang e Tonon (2009) propuseram um modelo MP de partículas esféricas que permite modelar a envolvente de rotura triaxial de uma rocha granítica. Este melhor desempenho, quando comparado com a resposta do modelo MP inicialmente proposto por Potyondy e Cundall (2004), está associado ao acréscimo do número de contactos por partícula e à inclusão de um parâmetro de atrito na resistência ao corte do contacto. No entanto, o modelo MP de Wang e Tonon (2009) não consegue reproduzir a relação entre a resistência à compressão e a resistência à tração uniaxial obtida experimentalmente. Em Azevedo e Lemos (2013) é proposto um modelo de contacto 3D que permite a transmissão de momento na interface de contacto, sendo os contactos definidos com base nas arestas dos tetraedros da malha de Delaunay da estrutura granular. É demonstrado que o modelo proposto consegue prever não só a envolvente de rotura, mas também a razão obtida experimentalmente entre os valores da tensão de compressão simples e da tensão de tração indirecta. Em Scholtès e Donzé (2013) é introduzido um parâmetro de interacção que controla o número de contactos a adotar entre partículas, demonstrando-se igualmente que um aumento deste número origina um aumento do quociente tensão de tração indirecta/tensão de compressão simples obtido numericamente.

Modelos MP 3D de geometria poliédrica mais próxima da geometria real da estrutura granular observada em rocha, com comportamento rígido ou incluindo deformabilidade, têm sido aplicados ao estudo da fratura em rocha (Gao e Stead, 2014; Ghazvinian *et al.*, 2014; Hamdi *et al.*, 2014). Quando comparados com os modelos MP com base em partículas esféricas, os modelos do tipo poliédrico são computacionalmente mais exigentes (exigem a deteção e atualização dos contactos) limitando o número de partículas a adotar e exigindo algoritmos de solução mais complexos, como por exemplo técnicas de paralelização. Por este motivo, modelos MP 2D continuam a ser desenvolvidos e propostos para o estudo da fratura em rocha. De modo a melhorar o desempenho dos modelos MP, a envolvente de rotura e o quociente entre os valores de tensão de tração/compressão simples, vários desenvolvimentos têm sido propostos, nomeadamente a adoção de geometrias mais complexas com base em aglomerados de partículas circulares (Cho *et al.*, 2007), ou a adoção de partículas poligonais (Potyondy, 2010; Kazerani e Zhao, 2010; Lan *et al.*, 2010; Kazerani, 2011). Em Azevedo *et al.* (2015) é apresentado um modelo MP 2D, com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi da estrutura granular, que permite obter uma relação

entre a resistência à compressão simples e à tração uniaxial bem como uma envolvente de rotura próxima da obtida experimentalmente numa rocha granítica. No mesmo artigo refere-se ainda que a adoção de um critério de rotura com enfraquecimento é fundamental de modo a obter-se no ensaio do tipo Brasileiro um valor de tensão de tração indireta última da ordem do valor obtido em tração simples.

Neste artigo propõe-se um modelo discreto de partículas 3D com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi da estrutura granular. O modelo 3D de contacto apresentado, VGCM-3D, permite a interacção entre partículas de natureza poliédrica com uma forma mais próxima da estrutura granular observada em rocha. Apresenta a vantagem de manter os reduzidos custos computacionais associados aos modelos de partículas esféricas, quando comparados com os modelos de interacção necessários em partículas do tipo poliédrico. As partículas poliédricas são aproximadas por partículas esféricas, que interagem entre si com base num modelo de contacto múltiplo em que a superfície de contacto é definida com base na faceta comum aos diagramas de Laguerre-Voronoi que representam as partículas em contacto.

Apresentam-se vários estudos paramétricos para caracterização dos parâmetros do modelo e analisa-se a influência destes parâmetros no comportamento macroscópico reproduzido, nomeadamente na resistência à compressão simples e à tração simples, e nos valores de atrito interno e coesão. Demonstra-se que após a calibração dos parâmetros é possível obter uma resposta próxima da obtida em amostras de granito, quer com um modelo frágil quer com um modelo com enfraquecimento bilinear. Tal como no modelo 2D proposto em Azevedo *et al.* (2015), verifica-se a importância da adoção de um modelo com enfraquecimento de forma a ser obtido um quociente entre o valor da tensão da tração simples/tensão de tração indireta da ordem de grandeza do obtido experimentalmente.

2 – FORMULAÇÃO

2.1 – Fundamentos

No modelo discreto MP o domínio é discretizado com base num sistema de partículas que representam a estrutura granular do material e que interagem entre si através das interfaces de contacto. As forças que atuam em cada partícula são definidas com base nos deslocamentos relativos entre a partícula e as partículas vizinhas. Em cada passo de cálculo, dadas as forças aplicadas, calculam-se as novas posições e velocidades com base na segunda lei de Newton. As equações do movimento de cada partícula, adotando um amortecimento local não viscoso, são dadas por:

$$F_i(t) + F_i^d(t) = m\ddot{x}_i \quad (1)$$

$$M_i(t) + M_i^d(t) = I\dot{\omega}_i \quad (2)$$

em que $F_i(t)$ e $M_i(t)$ correspondem, respetivamente, à força total e momento total aplicados no instante t , m e I correspondem à massa e inércia da partícula, \ddot{x}_i é a aceleração da partícula e $\dot{\omega}_i$ é a aceleração angular da partícula. A equação 2 representa a equação do movimento rotacional para uma partícula esférica. Tal como já referido, no modelo MP proposto as partículas apresentam uma geometria poliédrica dada pelos diagramas de Laguerre-Voronoi dos centros de gravidade da estrutura granular. Para geometrias não esféricas a equação de movimento rotacional é mais complexa do que a indicada na equação 2, sendo necessário definir o tensor de inércia de cada partícula e a velocidade angular em cada instante. Se as velocidades angulares forem relevantes é necessário recorrer a esquemas iterativos dado o carácter não linear das equações de movimento. Nas simulações apresentadas adota-se um regime quasi-estático com base num algoritmo de massas escaladas. Assim, optou-se por não realizar uma integração correta do movimento rotacional, aplicando-se de forma simplificada a equação 2.

A força e o momento devidos ao amortecimento local não viscoso são determinados com base nas seguintes expressões:

$$F_i^d(t) = -\alpha|F_i(t)|\text{sign}(\dot{x}_i) \quad (3)$$

$$M_i^d(t) = -\alpha|M_i(t)|\text{sign}(\omega_i) \quad (4)$$

sendo \dot{x}_i a velocidade da partícula, ω_i a velocidade angular da partícula, α o coeficiente de amortecimento local não viscoso e a função $\text{sign}(x)$ dada por:

$$\text{sign}(x) = \begin{cases} +1, & x > 0 \\ -1, & x < 0 \\ 0, & x = 0 \end{cases} \quad (5)$$

Tal como indicado nas equações 3 e 4, o amortecimento local não viscoso é proporcional à magnitude da força total desequilibrada e com sentido oposto ao movimento associado ao passo de cálculo anterior. A integração da equação do movimento é realizada de forma explícita, recorrendo ao método das diferenças centrais (Azevedo, 2003).

2.2 – Modelo de contacto generalizado com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi da estrutura granular (VGCM-3D)

O modelo de contacto VGCM-3D tem por base o modelo de contacto generalizado proposto em Azevedo e Lemos (2013), GCM-3D, que adota numa superfície de contacto circular um número discreto de pontos onde há transmissão de forças normais e de corte. Na Figura 1 apresenta-se o modelo de contacto GCM-3D para um esquema de discretização com 4 pontos locais (Azevedo e Lemos, 2013).

No modelo de contacto proposto, VGCM-3D, a superfície de contacto e a localização dos pontos de contacto são definidos com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi da estrutura granular. Em Azevedo *et al.* (2015) é proposto um modelo similar em 2D. Assim, a faceta comum entre dois diagramas de Laguerre-Voronoi adjacentes é considerada a superfície de contacto, e os vértices da faceta de Laguerre-Voronoi incluindo o centro de gravidade da faceta são considerados pontos locais (Figura 2).

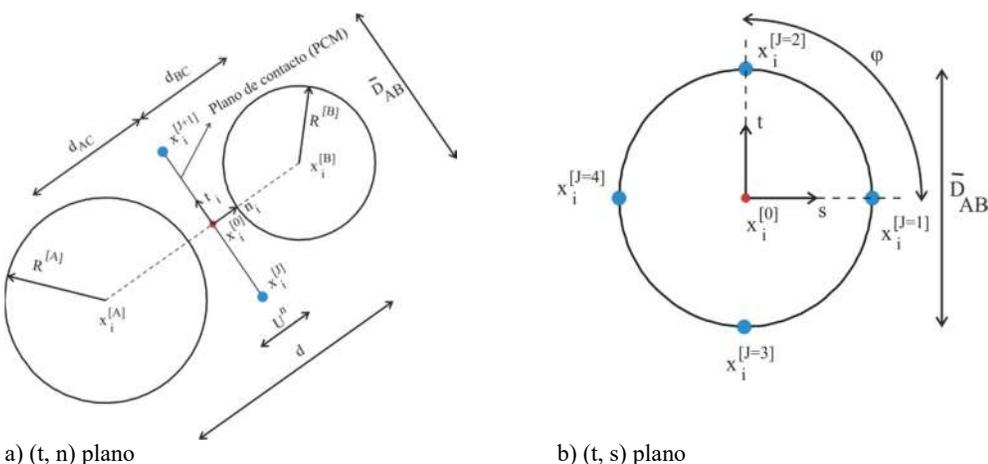


Fig. 1 – Modelo de contacto GCM-3D com 4 pontos locais admitindo uma superfície de contacto circular com uma área equivalente à faceta de Voronoi.

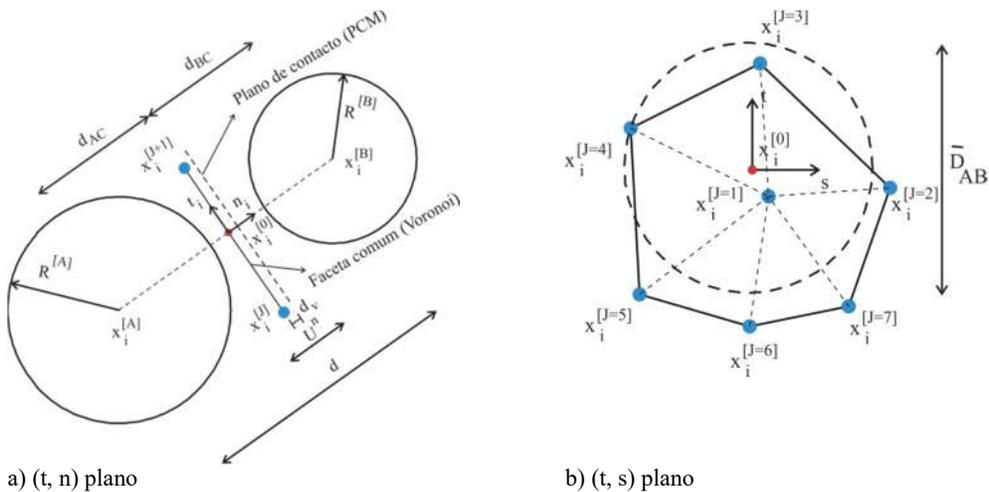


Fig. 2 –Modelo de contacto VGCM-3D com um número variável de pontos locais definido em função dos vértices da faceta de Laguerre-Voronoi e do seu centro de gravidade.

No modelo de contacto VGCM-3D a normal unitária do contacto é definida com base no centro de gravidade das partículas e na distância entre as partículas de acordo com a seguinte equação:

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d} \quad (6)$$

A sobreposição entre partículas no ponto de contacto de referência é definida com base em:

$$U_n^{[0]} = R^{[A]} + R^{[B]} - d \quad (7)$$

No modelo VGCM-3D o ponto de contacto de referência, definido na faceta de Laguerre-Voronoi, é dado por:

$$x_i^{[0]} = x_i^{[A]} + \left(R^{[A]} - \frac{1}{2} U_n^{[0]} - d_v \right) n_i \quad (8)$$

onde d_v é a distância, na direção normal ao plano de contacto, entre o plano de contacto usualmente adotado entre duas partículas esféricas num modelo de contacto pontual (PCM) e o plano de contacto definido pela faceta de Laguerre-Voronoi (Figura 2). Os pontos de contacto locais correspondem inicialmente aos vértices da faceta de Laguerre-Voronoi. A posição de cada ponto de contacto local ($x_i^{[j]}$) em coordenadas globais é definida com base na posição relativa do ponto local num referencial local (t, s) centrado no ponto de contacto de referência (Figura 1 b e Figura 2 b). As posições relativas são definidas no início da simulação tendo em conta as coordenadas globais de cada vértice da faceta de Voronoi e as coordenadas globais do ponto de referência. Assim em cada passo de cálculo a posição de cada ponto local, em coordenadas globais é dada por:

$$x_i^{[j]} = x_i^{[0]} + s^{[j]} x_i^{[s]} + t^{[j]} x_i^{[t]} \quad (9)$$

em que $x_i^{[s]}$ e $x_i^{[t]}$ são, respectivamente, as coordenadas locais segundo o eixo local s e o eixo local t , definidas no eixo de coordenadas globais, com base em $\vec{s} \times \vec{t} = \vec{n}$. A velocidade relativa no ponto de contacto local é considerada constante durante o passo de cálculo e corresponde à diferença entre as velocidades associadas às partículas B e A, nesse mesmo ponto:

$$\begin{aligned} \dot{x}_i^{[J]} &= (\dot{x}_i^{[J]})_B - (\dot{x}_i^{[J]})_A \\ &= \left(\dot{x}_i^{[B]} + e_{ijk} \omega_j^{[B]} (x_k^{[J]} - x_k^{[B]}) \right) - \left(\dot{x}_i^{[A]} + e_{ijk} \omega_j^{[A]} (x_k^{[J]} - x_k^{[A]}) \right) \end{aligned} \quad (10)$$

em que e_{ijk} é o símbolo de permutação. O incremento de deslocamento na direcção normal, $(\Delta x^{[J,N]})$ armazenado na forma escalar, e o incremento de deslocamento na direcção de corte, $(\Delta x_i^{[J,S]})$, armazenado na forma vectorial, são definidos através das seguintes expressões:

$$\Delta x^{[J,N]} = (\dot{x}_i^{[J]} \Delta t) n_i \quad (11)$$

$$\Delta x_i^{[J,S]} = (\dot{x}_i^{[J]} \Delta t) - \Delta x^{[J,N]} n_i \quad (12)$$

Em cada ponto local a sobreposição entre partículas é definida de forma incremental com base na velocidade de contacto e no passo de cálculo (Δt):

$$U^{J,n} = U^{J,n \text{ old}} + (\dot{x}_i^{[J]} n_i) \Delta t \quad (13)$$

Os incrementos de força no contacto nas direcções consideradas (normal e corte) são determinados com base numa relação força/deslocamento incremental linear:

$$\Delta F^{[J,N]} = -k_n^{[J]} \Delta x^{[J,N]} \quad (14)$$

$$\Delta F_i^{[J,S]} = -k_s^{[J]} \Delta x_i^{[J,S]} \quad (15)$$

onde $k_n^{[J]}$ e $k_s^{[J]}$ representam, respectivamente, a rigidez normal e a rigidez de corte associadas ao contacto local. Dado que a força de corte é armazenada na forma vectorial, no sistema de coordenadas globais, é necessário proceder à correção da direcção da força de corte obtida no passo de cálculo anterior com base na aplicação de duas rotações. A primeira rotação é aplicada de modo a corrigir-se a componente de corte dada a rotação que se verifica entre a normal do plano de contacto do passo anterior e a normal do plano de contacto do passo actual. A segunda actualização está relacionada com a velocidade angular das partículas na direcção normal do plano de contacto actual. Assim, a força de contacto de corte corrigida assumindo pequenas rotações é dada por:

$$F_i^{[J,S,old2]} = F_i^{[J,S,old1]} - e_{ijk} e_{kmn} F_j^{[J,S,old1]} n_m^{old} n_n \quad (16)$$

$$F_i^{[J,S,old2]} = F_i^{[J,S,old1]} - e_{ijk} F_j^{[J,S,old1]} \langle w_k \rangle \Delta t \quad (17)$$

sendo $\langle w_k \rangle$ a velocidade angular média das partículas em contacto segundo a direcção normal do plano de contacto actual. Em Itasca (2005) está descrito em detalhe como é feita a correção da força de corte com base numa hipótese de pequenas rotações. A actualização das componentes, normal e de corte, da força no ponto de contacto local é efetuada de acordo com as seguintes expressões:

$$F^{[J,N \text{ new}]} = F^{[J,N \text{ old}]} + \Delta F^{[J,N]} \quad (18)$$

$$F_i^{[J,S \text{ new}]} = F_i^{[J,S \text{ old2}]} + \Delta F_i^{[J,S]} \quad (19)$$

Se as forças de contacto atualizadas não satisfizerem o modelo constitutivo é necessário realizar um ajustamento dependente do modelo considerado. A força resultante exercida sobre cada ponto local é calculada através da seguinte expressão:

$$F_i^{[J]} = F^{[J,N]}n_i + F_i^{[J,S]} \quad (20)$$

A força e o momento que atuam sobre o ponto de contacto de referência resultam da contribuição das forças exercidas sobre todos os pontos locais, podendo ser determinados através das seguintes expressões:

$$F_i^{[C]} = \sum_J F_i^{[J]} \quad (21)$$

$$M_i^{[C]} = - \sum_J e_{ijk}(x_j^J - x_j^0)F_k^J \quad (22)$$

As forças e momentos atuantes no ponto de contacto de referência são transferidos para os centros de gravidade das partículas de acordo com as seguintes expressões:

$$F_i^{[A]} = F_i^{[A]} - F_i^{[C]} \quad (23)$$

$$F_i^{[B]} = F_i^{[B]} + F_i^{[C]} \quad (24)$$

$$M_i^{[A]} = M_i^{[A]} - e_{ijk}(x_j^{[0]} - x_j^{[A]})F_k^{[C]} - M_i^{[C]} \quad (25)$$

$$M_i^{[B]} = M_i^{[B]} + e_{ijk}(x_j^{[0]} - x_j^{[B]})F_k^{[C]} + M_i^{[C]} \quad (26)$$

2.3 – Estabilidade numérica

Caso se pretenda obter a solução estática é possível recorrer a um algoritmo que permite escalar as massas, de modo a reduzir o número de passos necessários para obter a solução desejada (Underwood, 1983). A massa e a inércia das partículas são escaladas artificialmente de modo a que o algoritmo, baseado no método das diferenças centrais, apresente uma maior taxa de convergência. Nos exemplos apresentados neste trabalho a massa e a inércia das partículas são alteradas em cada passo de cálculo, de forma a garantir estabilidade do algoritmo para um incremento de tempo unitário, ($\Delta t = 1$). A massa e a inércia normalizadas são determinadas através das seguintes expressões:

$$m_{scaled} = 0.25K_t \quad (27)$$

$$I_{scaled} = 0.25K_\theta \quad (28)$$

As equações 27 e 28 resultam da aplicação do teorema de Gershgorin's (Underwood, 1983), que garante que a maior frequência do sistema estrutural é menor ou igual à razão entre os valores absolutos da rigidez e da massa. Através da aplicação do teorema de Gershgorin's à matriz de rigidez dos contactos locais VGCM-3D (Azevedo e Lemos, 2013) obtêm-se os seguintes valores máximo de rigidez de translação, K_t , e de rigidez rotacional, K_θ , que têm de ser definidos em cada passo de cálculo:

$$K_t = \sum_{c=1}^N 2 \left(\sum_J k_n^{[J]} + \sum_J k_s^{[J]} \right) \quad (29)$$

$$K_{\theta} = \sum_{c=1}^N [k_s d_{AC}^2 + k_s d_{AC} d_{BC} + 2\bar{k}_s \bar{R}^2 + 2\bar{k}_n \bar{R}^2] \quad (30)$$

sendo $d_{AC} = \left\| x_i^{[A]} - x_i^{[0]} \right\|$ e $d_{BC} = \left\| x_i^{[B]} - x_i^{[0]} \right\|$ a norma Euclideana dos vetores representados, $\sum_{c=1}^N$ o somatório ao longo dos "N" contactos associados a uma dada partícula, $k_n^{[J]}$ e $k_s^{[J]}$ a rigidez de contacto na direcção normal e de corte, respectivamente, associadas ao ponto de contacto local J, $\bar{R}^2 = ((s^J)^2 + (t^J)^2)$, onde $(s^J)^2$ e $(t^J)^2$ são as coordenadas locais do ponto de contacto J, $k_s = \sum_j k_s^{[J]}$, $\bar{k}_s \bar{R}^2 = \sum_j k_s^{[J]} ((s^J)^2 + (t^J)^2)$, $\bar{k}_n \bar{R}^2 = \sum_j k_n^{[J]} ((s^J)^2 + (t^J)^2)$ e por fim \sum_j que representa o somatório de todos os pontos locais adotados na discretização de uma dada superfície de contacto.

2.4 – Propriedades elásticas do contacto

O modelo de contacto VGCM-3D requer a definição dos parâmetros de deformabilidade do contacto, nomeadamente, do módulo de Young do material contínuo equivalente, \bar{E} , do fator de rigidez que relaciona a rigidez de corte com a rigidez normal do contacto, η e da espessura equivalente do material contínuo equivalente, d , que está associada à estrutura granular adotada. A rigidez total do contacto, nas direcções normal e corte, é dada pelas seguintes expressões:

$$k_n^{[J]} = \frac{\bar{E}}{d} A_c^{[J]} \quad (31)$$

$$k_s^{[J]} = \eta k_n^{[J]} \quad (32)$$

em que $A_c^{[J]}$ é a área de contacto associada ao ponto local J e d é a distância entre o centro de gravidade das partículas em contacto. Tal como referido, a superfície de contacto é definida com base na faceta de Laguerre-Voronoi (Okabe *et al.*, 1992). A Figura 2 b) mostra que a superfície é discretizada com uma malha triangular, e a área de contacto associada a um dado ponto local é dada pela soma de um terço das áreas dos triângulos com vértice no ponto de contacto local J.

2.5 – Propriedades resistentes do contacto

O modelo VGCM-3D requer também a definição das propriedades resistentes do contacto, nomeadamente a tensão máxima de tração do contacto, ($\sigma_{n,t}$), a tensão máxima de coesão do contacto, (τ), e o termo de atrito do contacto, (μ_c). A resistência última de tração do contacto local ($F_{n,max}^{[J]}$) e a resistência última de corte ($F_{s,max}^{[J]}$) são definidas com base nas propriedades resistentes adotadas e com base no valor actual da componente normal da força do contacto ($F_n^{[J]}$):

$$F_{n,max}^{[J]} = \sigma_{n,t} A_c^{[J]} \quad (33)$$

$$F_{s,max}^{[J]} = \tau A_c^{[J]} + F_n^{[J]} \mu_c = C_{max}^{[J]} + F_n^{[J]} \mu_c \quad (34)$$

onde $C_{max}^{[J]}$ é o valor máximo de coesão do contacto. Na Figura 3 apresenta-se o modelo de contacto de enfraquecimento bilinear adotado na direcção normal e na direcção de corte (Rokugo, 1989). O modelo de contacto com enfraquecimento bilinear requer a definição da energia de fratura de tração ($G_{f,n}$) e da energia de fratura de corte ($G_{f,s}$). De acordo com o indicado na Figura 3, a partir do momento em que os valores de resistência (tração e corte) são atingidos, o valor máximo de força de tração resistente máximo e/ou coesão máxima são reduzidos com base

no valor de dano, que varia entre 0, sem dano, e 1, em que o contacto é considerado fendilhado só funcionando em atrito puro. Se o fendilhamento ocorrer por dano em tração/corte considera-se como sendo uma fenda de tração; se o fendilhamento ocorrer em compressão/corte o contacto é considerado como sendo uma fenda de corte.

O valor de dano em tração é definido com base no deslocamento máximo atingido pelo ponto local do contacto na direcção normal ($D_n^J(U_n^J)$) (Figura 3 a), e o valor de dano de coesão é definido com base no valor máximo atingido de deslocamento na direcção de corte ($D_s^J(U_s^J)$). Tal como indicado na Figura 3 b) só o termo de coesão é afectado pelo valor de dano. Na Figura 3 b) é igualmente apresentada a evolução da resistência total de corte do ponto de contacto local que tem para além da coesão a consideração do termo de atrito associado à força de contacto normal (F_n^J).

Em cada ponto de contacto local o valor de dano (D_c^J) é dado pela soma da componente normal de tração e pela componente de corte. Com base no valor de dano actualizado do ponto local do contacto, a resistência máxima de tração e coesão do ponto são dadas por:

$$F_{n,max}^{J.Current} = D_c^J F_{n,max}^J \quad (35)$$

$$C_{max}^{J.Current} = D_c^J C_{max}^J \quad (36)$$

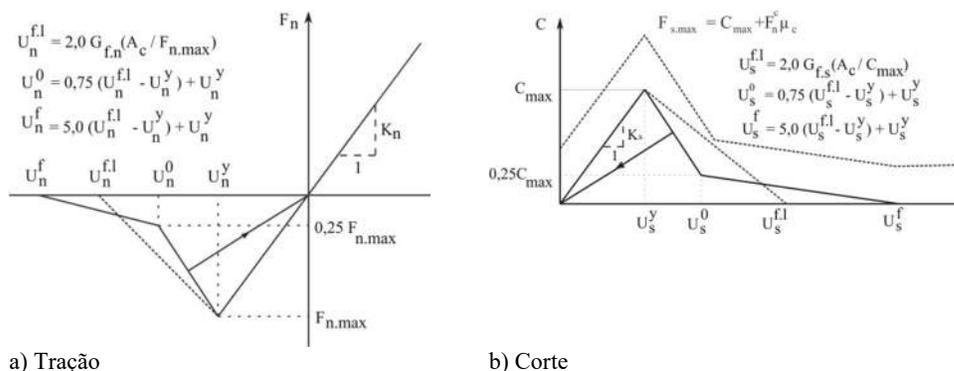


Fig. 3 – Modelo constitutivo com enfrachecimento bilinear em tração e corte.

Se a energia de fratura associada ao contacto for igual à componente elástica, o modelo de enfrachecimento bilinear tem uma resposta idêntica à de um modelo frágil, assumindo um critério de rotura de Mohr-Coulomb com tensão de tração limite. Ao adotar-se um modelo de contacto de enfrachecimento bilinear a propagação da fratura ocorre de forma mais suave e controlada do que quando se utiliza um modelo frágil. De referir, no entanto, que a resposta macroscópica mesmo com um modelo de contacto com enfrachecimento bilinear continua a ter um carácter frágil.

2.6 – Geração do modelo de partículas

No modelo de elementos discretos proposto as partículas representativas da estrutura granular da rocha a analisar são definidas com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi, que são definidos com base na estrutura de tetraedros de Delaunay ponderada dos centros de gravidade da estrutura granular (Okabe *et al.*, 1992).

O diagrama de Voronoi simples associado a um dado ponto, centro de gravidade da partícula, representa o domínio mais próximo do ponto com base numa métrica Euclideana. Os diagramas de Laguerre-Voronoi são construídos com base numa métrica ponderada, que tem em consideração o raio da partícula associado ao ponto. Assim, as arestas dos diagramas de Laguerre-Voronoi são

equidistantes dos círculos associados a cada ponto, enquanto as arestas associadas aos diagramas de Voronoi simples são equidistantes dos pontos. Opta-se por diagramas de Laguerre-Voronoi pois, quando comparados com os diagramas de Voronoi simples, as facetas de Laguerre-Voronoi estão mais próximas do plano de contacto pontual, a meia distância entre as partículas, que é o plano usualmente adotado partindo do princípio que as partículas que interagem têm uma geometria esférica.

A estrutura granular inicial é definida tendo por base uma dada distribuição granular. Inicialmente as partículas são introduzidas com metade do seu raio para evitar a sobreposição entre elementos (Figura 4 a). Depois de inseridas, as partículas retomam o seu raio real (Figura 4 b). Em seguida aplica-se o algoritmo de solução do MP conduzindo a um rearranjo das partículas. Nesta fase do procedimento de geração adota-se o modelo de contacto tradicional, PCM, seguindo a formulação do deslocamento total na direção normal.

Numa segunda fase os centros de gravidade das partículas são triangularizados com base num algoritmo de Delaunay ponderado (Okabe *et al.*, 1992). Em seguida, o diagrama de Laguerre-Voronoi associado é construído a partir da estrutura de tetraedros de Delaunay ponderada. Considera-se que duas partículas interagem com base num contato do tipo VGCM-3D quando os Voronoi associados partilharem uma faceta (Figura 2 b). Na Figura 5 é apresentado, para um exemplo 2D, de modo a facilitar a compreensão do processo de geração, a estrutura granular inicial (Figura 5 a), a estrutura triangular de Delaunay ponderada dos centros de gravidade (Figura 5 b) e por fim dos diagramas de Laguerre-Voronoi que seguem de forma aproximada os tamanhos das partículas circulares.

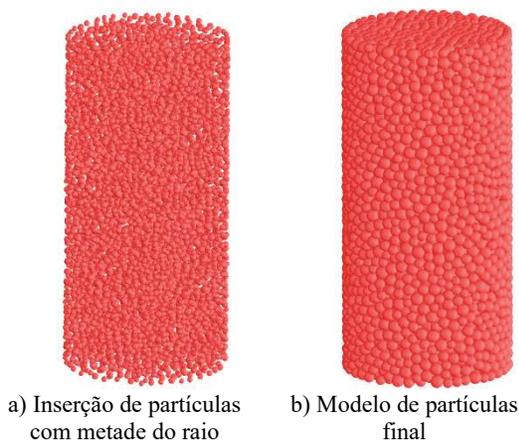


Fig. 4 – Geração da estrutura granular inicial antes da aplicação de um algoritmo de Delaunay ponderado.

No modelo de contacto VGCM-3D as partículas são ainda consideradas esféricas mas interagem com as partículas vizinhas através das facetas de Voronoi de geometria poliédrica (Figura 6 a). É de referir que o número de contactos obtidos através de um critério de interação baseado na estrutura de Voronoi é muito superior ao número de contactos que usualmente se obtém em modelos mais tradicionais, em que apenas são admitidas as interações reais entre partículas (Potyondy e Cundall, 2004). Tal como já referido, o aumento do número de contactos entre as partículas é favorável ao aumento do ângulo de atrito interno macroscópico em ensaios triaxiais (Wang e Tonon, 2009; Azevedo e Lemos, 2013).

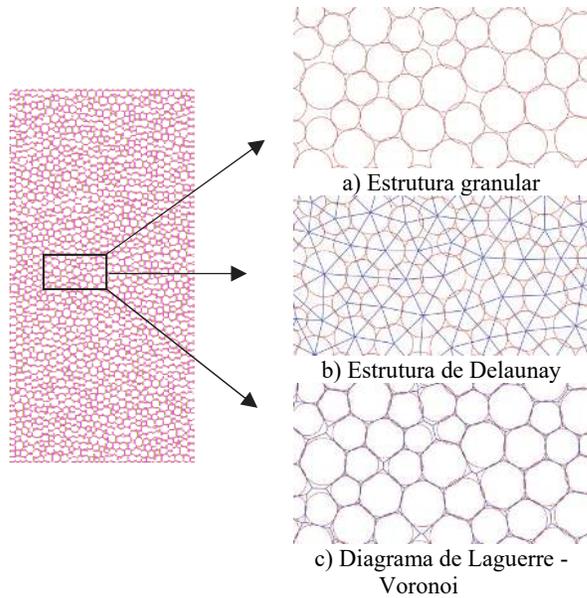


Fig. 5 – Da estrutura granular inicial para uma estrutura poligonal, adaptado de Azevedo *et al.* (2015).

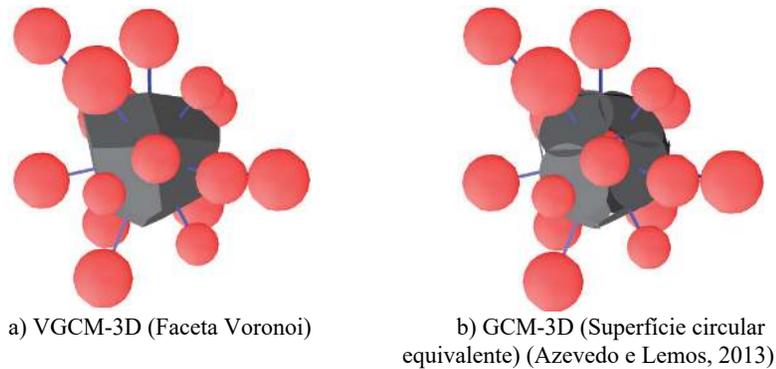


Fig. 6 – Modelo de contacto VGCM-3D e GCM-3D.

O modelo de contacto generalizado proposto em Azevedo e Lemos (2013), GCM-3D, adota numa superfície de contacto circular com área equivalente à faceta de Voronoi um número discreto de pontos que permite a transmissão de forças normais e de corte (Figura 6 b). O modelo de contacto VGCM-3D assume a geometria correta da partícula dada pelo diagrama de Voronoi. Assumir a geometria correta permite não só aumentar a exactidão da interacção mas também facilitar a incorporação de deformabilidade da partícula através da discretização interna de cada partícula com base numa malha de elementos finitos tetraédrica, assunto que será objeto de desenvolvimento futuros.

2.7 – Parâmetros do modelo

O modelo VGCM-3D requer a definição de parâmetros físicos associados aos contactos e às partículas. Os parâmetros associados aos contactos correspondem a parâmetros elásticos e resistentes. É necessário definir 7 parâmetros elásticos e resistentes ao nível do contacto. A

resposta elástica está relacionada com o módulo de Young do material contínuo equivalente, (\bar{E}) e com o fator de rigidez que relaciona a rigidez de corte a e rigidez normal (η). Relativamente aos parâmetros resistentes, é necessário definir a tensão última de tração ($\sigma_{n,t}$), a tensão máxima de coesão (τ), o coeficiente de atrito (μ_c), e as energias de fratura de tração ($G_{f,n}$) e corte ($G_{f,s}$).

A acrescentar aos 7 parâmetros elásticos e resistentes tem-se os parâmetros associados ao sistema de partículas, nomeadamente o diâmetro máximo, (D_{max}), e o diâmetro mínimo, (D_{min}), a distribuição de tamanhos, e a porosidade inicial do sistema de partículas representativo da estrutura granular. Os parâmetros associados ao sistema de partículas deverão ser o mais próximo possível da constituição granular da rocha que se pretende modelar.

Tal como referido, uma das desvantagens deste tipo de modelos está relacionada com o facto de as propriedades dos contactos não poderem ser definidas por via experimental. Assim, estas propriedades têm de ser definidas com base num processo de calibração relativamente moroso de modo a conseguir-se reproduzir o comportamento macroscópico do material a analisar. Nas simulações que são apresentadas adotou-se uma porosidade inicial de 35 % na definição do número de partículas a introduzir (Potyondy e Cundall, 2004). A porosidade adotada não está associada à porosidade da rocha a modelar dado que o esquema de geração adota um sistema de partículas poliédrico com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi com porosidade nula.

3 – ENSAIOS UNIAXIAIS, TRIAXIAIS E DO TIPO BRASILEIRO

3.1 – Introdução

O modelo de partículas proposto foi utilizado na simulação de ensaios uniaxiais, triaxiais e ensaios do tipo Brasileiro, para realização de um estudo paramétrico que visa facilitar o processo de calibração do modelo e avaliar a adequabilidade do modelo para representar o comportamento de uma rocha granítica (Kazerani e Zhao, 2010). Os ensaios uniaxiais e triaxiais foram realizados em amostras cilíndricas com 80 mm de diâmetro e 160 mm de altura; os ensaios do tipo Brasileiro foram realizados em amostras cilíndricas com 80 mm de diâmetro e 40 mm de espessura (Figura 7).

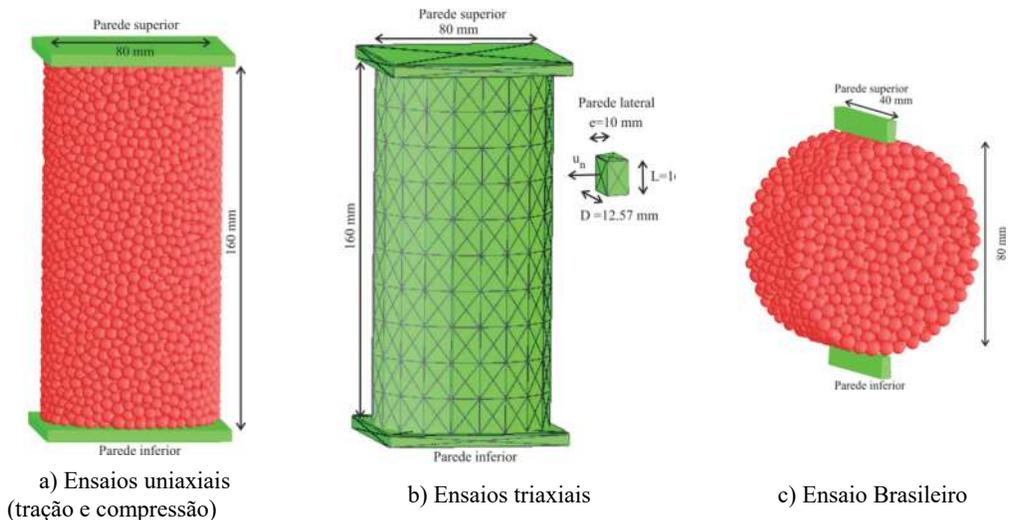


Fig. 7 – Modelos de elementos discretos VGCM-3D adotados: representação da estrutura granular inicial.

De acordo com o indicado em Kazerani (2011), a estrutura granular do granito Ocelar (*Augig granite* na terminologia inglesa) apresenta grãos com tamanhos compreendidos entre 2 mm e 6 mm de diâmetro. Nos ensaios numéricos adotou-se, por razões computacionais, uma distribuição uniforme com partículas de diâmetro compreendido entre 4,0 mm e 6,0 mm de diâmetro. Tal como referido, as distribuições a adotar devem assemelhar-se o mais possível à estrutura granular do material a modelar, quer em termos de distribuição, quer em termos de heterogeneidade. No entanto, só em ensaios numéricos 2D é que é possível ter em consideração discretizações mais detalhadas da rocha (Cho *et al.*, 2007).

Os ensaios numéricos uniaxiais e triaxiais foram realizados em sistemas com um número médio de partículas da ordem de 8000, e os ensaios brasileiros foram realizados com sistemas com um número médio de partículas da ordem de 2000. O número de partículas foi definido com base nas expressões indicadas em Potyondy e Cundall (2004), adotando-se um valor de porosidade de 35% e uma distribuição uniforme.

Nos ensaios triaxiais a tensão de confinamento inicial é aplicada através da parede superior e das paredes laterais. Como se mostra na Figura 7 as paredes laterais são divididas em vários elementos poliédricos, que não interagem entre si, e em que apenas são permitidos deslocamentos na direção radial do provete. A parede superior e a parede inferior, que representam as placas horizontais, só se podem mover na direção vertical. Os contactos partícula-parede apresentam uma rigidez de contacto reduzida, sendo adotada uma rigidez normal de apenas 10% da rigidez média dos contactos inter-partículas. A redução da rigidez de contacto e a subdivisão das paredes laterais pretende reproduzir o comportamento de uma membrana flexível.

A tensão de confinamento inicial é aplicada diretamente à superfície cilíndrica da parede lateral e à parede superior de modo a garantir que cada parede (corpo rígido) aplica no modelo de partículas a tensão de confinamento correta. A força a aplicar na parede lateral na direção normal, que se mantém constante durante o ensaio triaxial, é assim dada por:

$$F_n^{wall} = p A^{wall} \quad (37)$$

onde, p é a tensão de confinamento e A^{wall} é a área de contacto da parede lateral com o sistema de partículas. Para as paredes laterais a área é dada por $A^{wall} = D L$, onde L é a altura da parede e D é a largura da parede medida na superfície interior do elemento em contacto com o sistema de partículas. Para a parede superior a área corresponde à área circular do topo do cilindro ensaiado ($\pi \hat{D}^2/4$), sendo \hat{D} o diâmetro do cilindro usado nos ensaios (80 mm) (Figura 7 a). A parede lateral é subdividida em 200 unidades de placa (Figura 7 b).

Nos ensaios triaxiais, depois de aplicada a tensão isotrópica inicial, a placa superior passa a ter o seu movimento vertical controlado. Aplica-se uma velocidade vertical à placa superior de $0,25 \times 10^{-8}$ m/s de modo a garantir condições de ensaio quase-estáticas e impõe-se um movimento de cima para baixo. Nos ensaios de compressão uniaxial adota-se o mesmo valor de velocidade e o mesmo sentido do movimento, enquanto nos ensaios uniaxiais de tração adota-se o mesmo valor de velocidade mas movimento no sentido oposto. Nos ensaios do tipo Brasileiro aplica-se uma velocidade de $0,25 \times 10^{-8}$ m/s à parede superior.

Em todos os ensaios numéricos realizados: i) adotou-se um coeficiente de amortecimento local elevado, de 0,70, de modo a garantir as condições quase-estáticas e ii) as paredes inferiores são fixas e iii) as paredes transmitem forças às partículas apenas na direção normal. Nos ensaios triaxiais com confinamento e no ensaio Brasileiro as paredes apenas transmitem forças às partículas com que interagem se os contactos se encontrarem sob compressão. Nos ensaios uniaxiais de tração adota-se para os contactos parede/partícula um modelo elástico linear na direção normal. Dada a natureza aleatória dos sistemas de partículas foram ensaiados 4 sistemas de partículas em cada um dos modelos, apresentando-se neste trabalho os valores médios.

3.2 – Estudo paramétrico

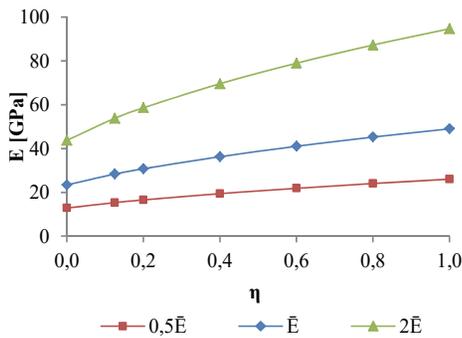
O estudo paramétrico apresentado tem como principal objetivo a caracterização dos parâmetros introduzidos no modelo e análise da sua influência na resposta macroscópica do sistema de partículas. Em particular procura-se aferir o efeito dos seguintes parâmetros:

- i) Propriedades elásticas do contacto: \bar{E} , η ;
- ii) Propriedades resistentes do contacto: $\sigma_{n,t}$, τ , μ_c , $G_{f,n}$, $G_{f,s}$.

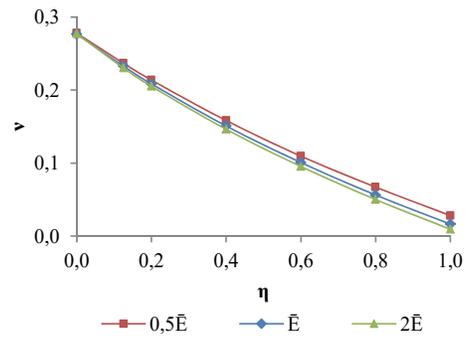
3.2.1 – Parâmetros de deformabilidade

É analisada a influência dos parâmetros de contacto elástico, nomeadamente do módulo de Young do material contínuo equivalente (\bar{E}) e do fator de rigidez que relaciona a rigidez de corte com a rigidez normal do contacto (η), nas propriedades elásticas macroscópicas, Módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν).

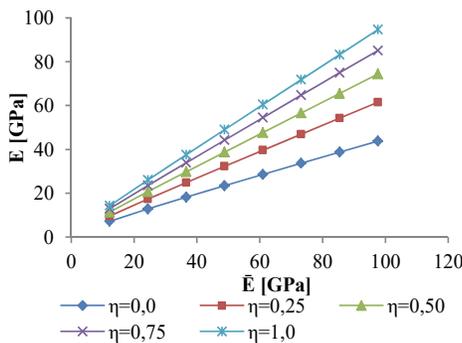
Com este propósito foram realizados dois testes numéricos. Numa primeira série de testes as propriedades macroscópicas foram definidas para valores constantes do módulo de Young do material contínuo equivalente ($0,5\bar{E}$, $1,0\bar{E}$ e $2,0\bar{E}$), variando-se o fator de rigidez η . Numa segunda série de testes, as propriedades macroscópicas foram definidas para valores constantes do fator de rigidez η ($0,0$, $0,25$, $0,50$, $0,75$ e $1,0$) variando-se o módulo de Young do material contínuo equivalente. Adotou-se como valor de referência do \bar{E} um módulo de $48,8$ GPa.



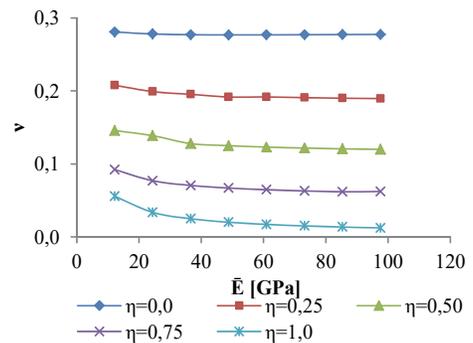
a) Módulo Young macroscópico para η a variar



b) Coeficiente de Poisson macroscópico para η a variar



c) Módulo Young macroscópico para \bar{E} a variar



d) Coeficiente de Poisson macroscópico para \bar{E} a variar

Fig. 8 – Modelos elementos discretos VGCM-3D – Influência dos parâmetros elásticos (\bar{E} e η) nas propriedades macroscópicas elásticas (E e ν).

Da análise da Figura 8 a) e da Figura 8 c) verifica-se que o valor macroscópico do módulo de Young é influenciado pelos dois parâmetros elásticos do contacto, sendo no entanto mais influenciado pelo fator de rigidez η para valores mais elevados de \bar{E} . A Figura 8 b) e a Figura 8 d) mostram que o coeficiente de Poisson macroscópico, para os valores de \bar{E} adotados é influenciado principalmente pelo fator de rigidez (η). Em Diederichs (2000), Potyondy e Cundall (2004) e Wang e Tonon (2009) foram obtidos resultados semelhantes.

Os resultados apresentados mostram que numa fase inicial de calibração do modelo se deve definir o fator de rigidez de modo a obter-se um valor do coeficiente de Poisson macroscópico próximo do desejado. Em seguida deve-se variar o valor do módulo de Young do material contínuo equivalente de forma a obter-se o valor macroscópico do módulo de Young desejado. O valor de \bar{E} igual a 48,8 GPa e um valor de η igual a 0,125, conduzem a valores macroscópicos do módulo de elasticidade de 25,8GPa e do coeficiente de Poisson de 0,23, característicos do granito Ocelar (*Augig granite*).

3.2.2 – Parâmetros de resistência

3.2.2.1 – Tensão máxima de tração e tensão máxima de coesão

Para aferir a influência da tensão máxima de tração e de coesão adotadas no contacto na resposta macroscópica resistente foram realizados ensaios numéricos uniaxiais, triaxiais e do tipo Brasileiro. As propriedades do contacto resistentes indicadas no Quadro 1 correspondem aos valores que produzem uma resposta resistente macroscópica próxima da obtida numa rocha granítica de um granito Ocelar com um modelo de enfraquecimento bilinear.

Foram realizadas duas simulações numéricas distintas. Numa primeira série de testes foi adotado um valor de tensão máxima de tração do contacto de $\sigma_{n,t} = 11,4 \text{ MPa}$ e variou-se a tensão máxima de coesão para uma relação $\tau/\sigma_{n,t}$ a variar de 1 a 4. Numa segunda série de testes fixou-se o valor de tensão máxima de coesão de $\tau = 88,5 \text{ MPa}$ e variou-se a tensão máxima de tração para uma relação $\tau/\sigma_{n,t}$ a variar de 1 a 4. O mesmo valor do termo de atrito do contacto, ($\mu_c = 0,05$) foi adotado em todos os ensaios numéricos. Em cada série de ensaios numéricos adotaram-se 3 valores distintos de energia de fratura de tração e corte: i) um valor de energia de fratura que corresponde somente à parcela elástica do contacto (G_{el}), que, tal como referido, corresponde à adoção de um modelo de contacto frágil; ii) um valor de energia de fratura 4,75 vezes superior à parcela de energia elástica do contacto ($4,75G_{el}$) e iii) um valor de energia de fratura 9,50 vezes superior à parcela de energia elástica do contacto em tração e corte ($9,5G_{el}$), que corresponde à energia de fratura que permite uma resposta do modelo numérico mais próxima da observada numa rocha granítica Ocelar tendo por base um modelo de enfraquecimento bilinear.

Quadro 1 – Propriedades elásticas e resistentes do contacto.

\bar{E} [GPa]	η	$\sigma_{n,t}$ [MPa]	τ [MPa]	$\tau/\sigma_{n,t}$	μ_c
48,8	0,125	11,4	88,5	1, 2, 3, 4	0,05

A Figura 9 permite verificar que a tensão macroscópica de compressão e a tensão de tração indirecta obtida em ensaios Brasileiros são influenciados pela relação $\tau/\sigma_{n,t}$. A Figura 9 a) e a Figura 9 b) mostram que para um valor constante da tensão máxima de tração do contacto um aumento na tensão de coesão máxima origina um aumento significativo dos valores macroscópicos de compressão simples e um acréscimo mais reduzido da tração indirecta, havendo em ambos os casos uma relação praticamente linear com o valor de $\tau/\sigma_{n,t}$. Verifica-se ainda que para um valor constante da tensão máxima de coesão do contacto (Figura 9 c e Figura 9 d), uma redução do valor máximo de tração do contacto tem como consequência uma redução no valor obtido de

compressão simples σ_c e tração indirecta $\sigma_{t.ind}$, sendo a redução mais acentuada para valores mais baixos da relação $\tau/\sigma_{n.t}$. Da Figura 9 conclui-se ainda que um aumento da energia de fratura do contacto, em coesão e corte, origina um aumento da tensão macroscópica de compressão simples e tração indirecta, tendo uma maior influência no aumento da tensão de tração indirecta.

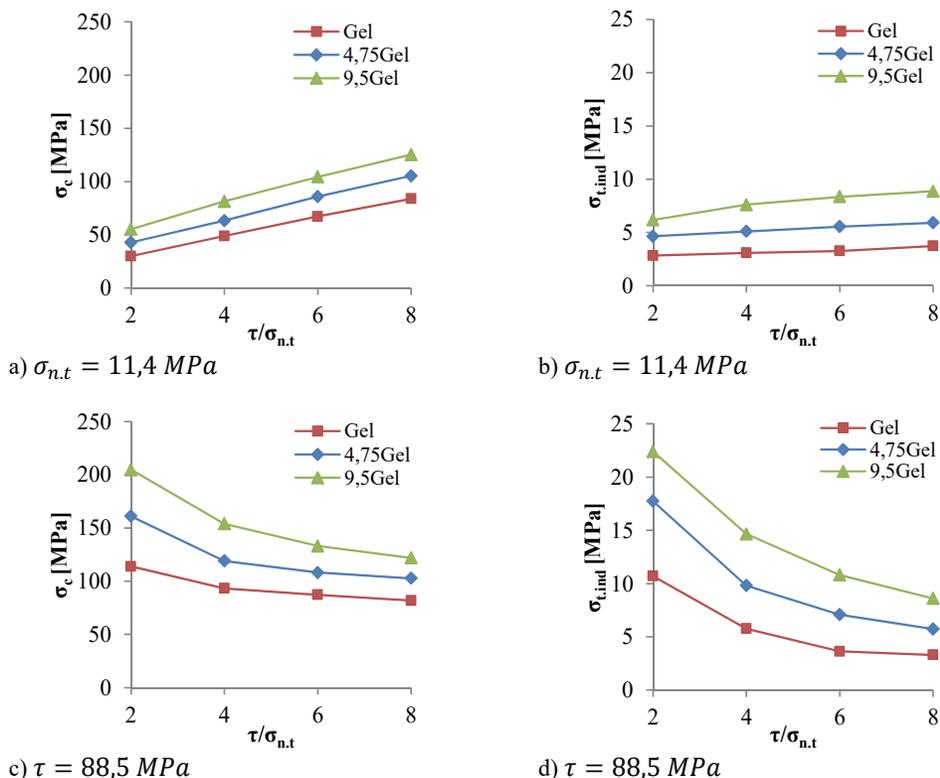


Fig. 9 – Efeito da relação $\tau/\sigma_{n.t}$ na resposta macroscópica em ensaios de compressão e tração: a) e b) para valores constantes da tensão máxima de tração $\sigma_{n.t} = 11,4 \text{ MPa}$; c) e d) para valores máximos da tensão de coesão $\tau = 88,5 \text{ MPa}$.

Da análise da Figura 10 a) e da Figura 10 b) conclui-se que para um valor constante da máxima tensão de tração do contacto um aumento da tensão máxima de coesão τ origina um aumento do ângulo de atrito interno e da coesão obtidas em ensaios triaxiais. Verifica-se ainda que um aumento da energia de fratura do contacto leva a um aumento do valor de coesão e ângulo de atrito interno, sendo que o efeito no ângulo de atrito interno é menor para os valores mais elevados de energia de fratura. Da Figura 10 c) e da Figura 10 d), verifica-se ainda que para um valor constante da tensão máxima de coesão, uma redução na tensão máxima de tração de contacto ($\sigma_{n.t}$) tem uma reduzida influência no ângulo de atrito interno e origina uma redução do valor de coesão obtida em ensaios triaxiais. Verifica-se ainda que um acréscimo da energia de fratura do contato origina um acréscimo dos valores de coesão, em especial para valores mais baixos da tensão última de tração. A Figura 10 permite ainda concluir que a influência da energia de fratura nos valores de ângulo de atrito interno é complexa, verificando-se que para valores de tensão de tração última mais baixos um acréscimo da energia de fratura pode conduzir a uma redução do ângulo de atrito interno.

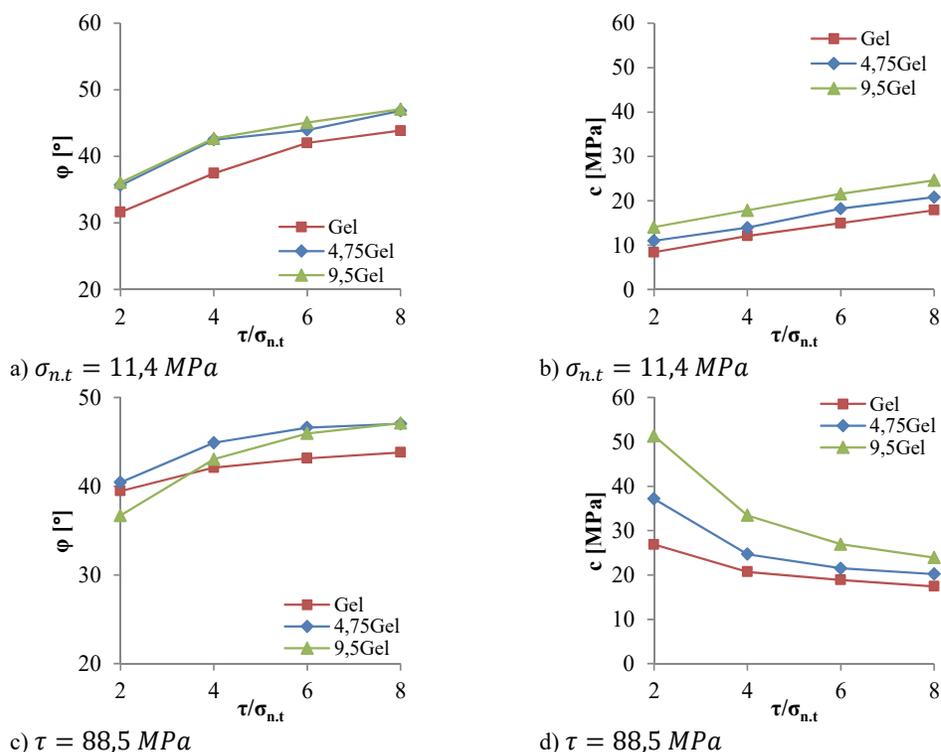


Fig. 10 – Efeito da relação $\tau/\sigma_{n,t}$ nos valores de ângulo de atrito interno e coesão macroscópico: a) e b) para valores constantes da tensão máxima de tração $\sigma_{n,t} = 11,4 \text{ MPa}$; c) e d) para valores máximos da tensão de coesão $\tau = 88,5 \text{ MPa}$.

Da análise da Figura 11 a) e da Figura 11 c) verifica-se que para um valor de tensão de tração máxima constante os rácios macroscópicos entre a tensão de compressão simples e tensão de tração indirecta obtida em ensaios Brasileiros $\sigma_c/\sigma_{t,ind}$ é influenciada pelo rácio $\tau/\sigma_{n,t}$. Para valores mais elevados do quociente $\tau/\sigma_{n,t}$ obtêm-se valores mais elevados do quociente $\sigma_c/\sigma_{t,ind}$. Verifica-se igualmente que quanto maior o valor da energia de fratura adotado menor é o rácio $\sigma_c/\sigma_{t,ind}$ obtido. Das Figuras 11 b) e 11 d) verifica-se que o quociente entre a tensão de tração indirecta obtida em ensaios Brasileiros e o tensão de tração obtidos em ensaios uniaxiais ($\sigma_{t,ind}/\sigma_{t,dir}$) é influenciado pelo quociente $\tau/\sigma_{n,t}$, assim para valores mais elevados do rácio $\tau/\sigma_{n,t}$ maior o rácio $\sigma_{t,ind}/\sigma_{t,dir}$ obtido. Verifica-se ainda que para todas as relações $\tau/\sigma_{n,t}$ adotadas, um modelo de contacto frágil G_{el} ou com valores de energia de fratura mais baixos que o óptimo $4,75G_{el}$ prevê sempre valores de quociente inferiores $\sigma_{t,ind}/\sigma_{t,dir}$ a 1,0. Só com um modelo de enfraquecimento bilinear e para uma energia de fratura de $9,5G_{el}$ e um rácio $\tau/\sigma_{n,t}$ superior a 4 é que se obtêm valores do rácio $\sigma_{t,ind}/\sigma_{t,dir}$ próximos do expectável em rocha (Klanphumeesri, 2010; Erarslan e Williams, 2012).

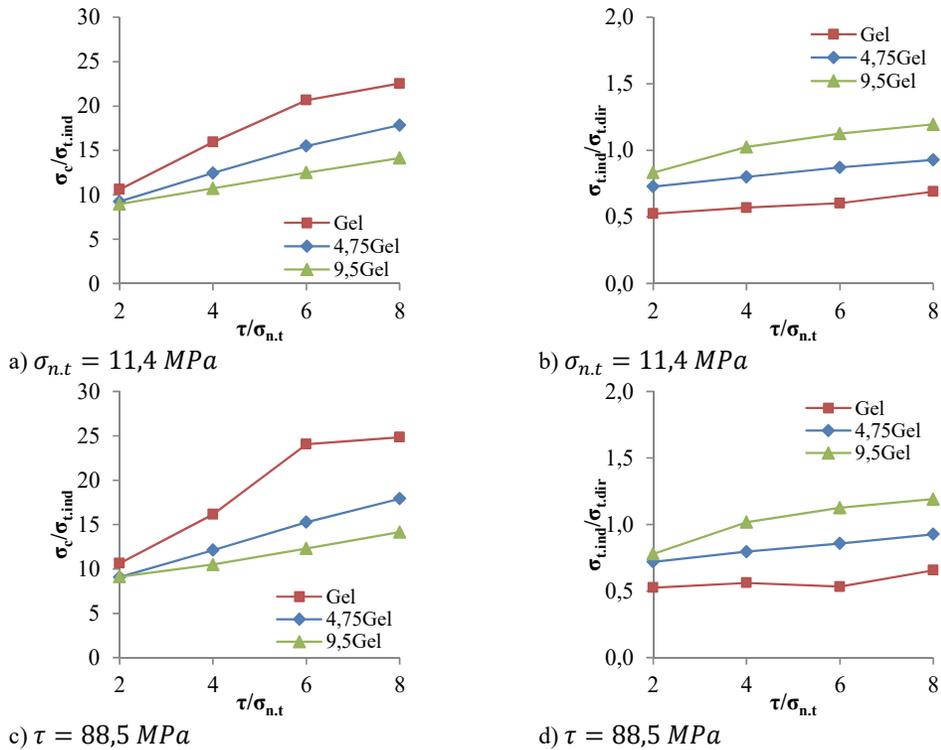


Fig. 11 – Efeito da relação $\tau/\sigma_{n.t}$ nos rácios macroscópicos $\sigma_c/\sigma_{t.ind}$ e $\sigma_{t.ind}/\sigma_{t.dir}$: a) e b) para valores constantes da tensão máxima de tração $\sigma_{n.t} = 11,4 \text{ MPa}$; c) e d) para valores máximos da tensão de coesão $\tau = 88,5 \text{ MPa}$.

3.2.2.2 – Influência do termo de atrito

A influência do parâmetro de atrito do contacto (μ_c) no comportamento macroscópico do sistema de partículas também foi avaliado. Foram realizadas várias simulações numéricas para quatro valores diferentes do quociente $\tau/\sigma_{n.t}$, para um dado valor constante da tensão última de tração $\sigma_{n.t}$, e para dois valores diferentes de energia de fratura do contacto em tração e corte. Adotou-se então um valor de energia de fratura igual ao valor do ramo elástico (G_{el}), que corresponde a assumir-se um modelo de contacto frágil, e um valor de energia de fratura 9,5 vezes superior ao valor elástico em tração e corte ($9,5G_{el}$). No Quadro 2 apresentam-se as propriedades resistentes e elásticas adotadas nas simulações numéricas realizadas.

Quadro 2 – Propriedades elásticas e resistentes do contacto para análise da influência do termo de atrito.

\bar{E} [GPa]	η	$\sigma_{n.t}$ [MPa]	$\tau/\sigma_{n.t}$
48,8	0,125	11,4	1, 2, 3, 4

Da Figura 12 b) e da Figura 12 d) conclui-se que um aumento do termo de atrito do contacto origina um aumento no valor do ângulo de atrito interno, sendo esta influência mais notória para valores do quociente $\tau/\sigma_{n.t}$ mais pequenos. Da Figura 12 a) e da Figura 12 c) verifica-se que um aumento de atrito do contacto conduz a uma ligeira redução da coesão macroscópica do material.

No entanto, quando comparada à influência que esta propriedade tem no ângulo de atrito interno verifica-se que para os dois modelos de contacto analisadas, modelo frágil e com enfraquecimento, a influência na coesão é menor.

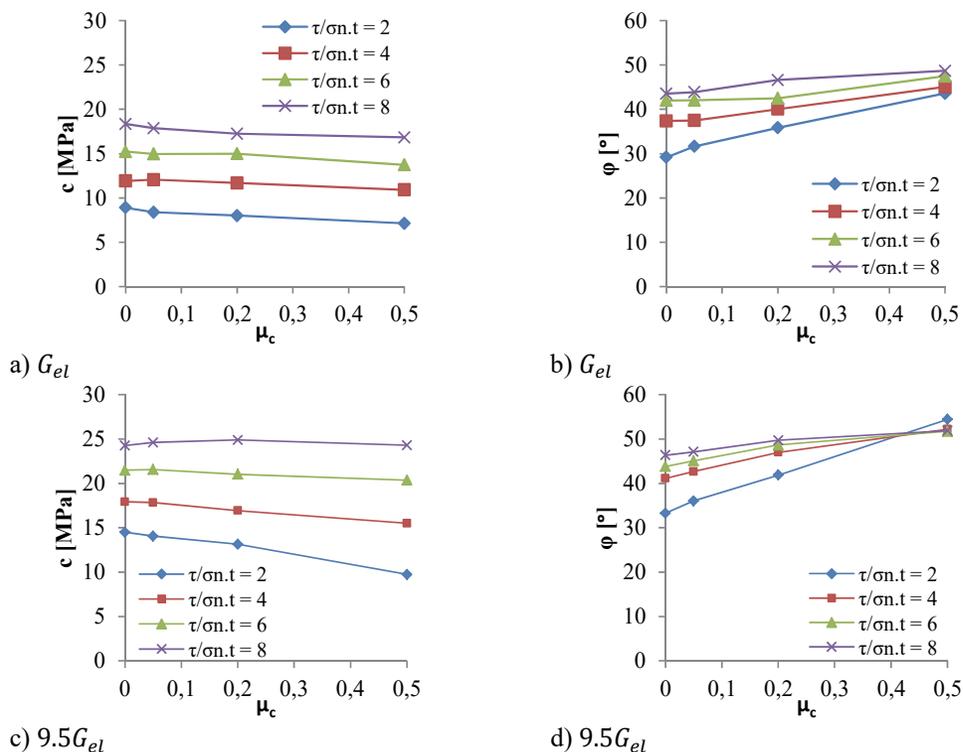


Fig. 12 – Influência do termo de atrito μ_c no valor da coesão e do ângulo de atrito interno a) e b) para um modelo de contacto frágil (G_{el}); c) e d) e para um modelo de enfraquecimento bilinear com uma energia de fratura 9,5 vezes superior ao valor elástico ($9,5G_{el}$).

A Figura 13 mostra que o termo atrito do contacto tem uma influência diminuta no valor da tensão de tração indirecta. Conclui-se ainda que um acréscimo no valor do termo de atrito tem como consequência um ligeiro aumento da tensão de compressão simples quer no modelo frágil G_{el} , quer no modelo com enfraquecimento $9,5G_{el}$, sendo mais notória a sua influência para um modelo com enfraquecimento.

3.3 – Modelo frágil e com enfraquecimento calibrado para o granito Ocelar (*Augig granite*)

Os parâmetros do modelo de contacto frágil (VGCM-3D G_{el}) e do modelo de contacto com enfraquecimento bilinear (VGCM-3D $9,5G_{el}$) foram calibrados de modo a obter-se uma resposta macroscópica, em termos de deformabilidade e resistência, próxima da obtida experimentalmente com um granito Ocelar (Kazerani e Zhao, 2010). Numa primeira fase definiram-se os parâmetros elásticos em ensaios de compressão uniaxial. Do processo iterativo concluiu-se que um valor de módulo de Young equivalente do material contínuo (\bar{E}) igual a $48,8 \text{ GPa}$ e um valor do fator de rigidez (η) igual a 0,125 reproduzem, num modelo de partículas com forma poliédrica aproximada e com a distribuição de raios definida em 3,1, um valor de módulo de Young de $25,8 \text{ GPa}$ e um valor de coeficiente de Poisson de 0,23, característicos de um granito Ocelar (Kazerani e Zhao, 2010).

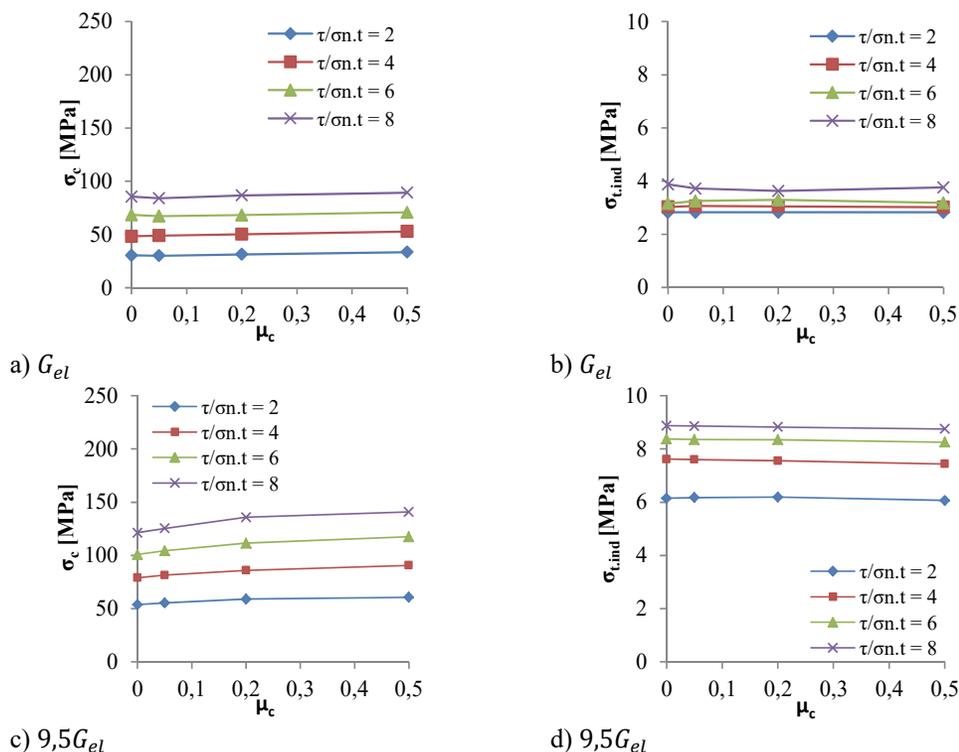


Fig. 13 – Influência do termo de atrito μ_c no valor da macroscópico da tensão de compressão e da tensão de tração indirecta a) e b) para um modelo de contacto frágil (G_{el}); c) e d) e para um modelo de enfraquecimento bilinear com uma energia de fratura 9,5 vezes superior ao valor elástico ($9,5G_{el}$).

O processo de calibração dos parâmetros resistentes é mais complexo uma vez que estes parâmetros influenciam de um modo interdependente os parâmetros resistentes macroscópicos. Assim numa primeira fase estabelece-se um quociente de tensão última de tração e coesão que verifique valores macroscópicos próximos de compressão simples e tração directa. De seguida afinam-se os parâmetros do termo de atrito e energia de fratura de modo a obter-se um ângulo de átrio interno e um valor de coesão próximos dos obtidos experimentalmente.

No Quadro 3 são apresentadas a propriedades elásticas e resistentes para as quais um modelo frágil e um modelo com enfraquecimento bilinear produzem uma resposta próxima da obtida experimentalmente num granito Ocelar. Na Figura 14 apresenta-se o critério de rotura de Hoek-Brown aplicado aos dados experimentais obtidos para o granito Ocelar (Kazerani e Zhao, 2010). Na mesma figura são apresentados os resultados obtidos quando se utiliza o modelo de contacto frágil (VGCM-3D G_{el}) e o modelo de contacto com enfraquecimento bilinear (VGCM-3D $9,5G_{el}$). Apresentam-se, para ambos os modelos numéricos, os valores de resistência à tração obtidos em ensaios de tração directa e em ensaios de tração indirecta. Comparando as envolventes de rotura obtidas, verifica-se que o modelo VGCM-3D permite a representação da envolvente de rotura semelhante à real, aproximando-se dos resultados experimentais obtidos por Kazerani e Zhao (2010), quer para o modelo frágil quer para o modelo com enfraquecimento.

No Quadro 4 são apresentadas as propriedades macroscópicas conhecidas do granito Ocelar (Kazerani e Zhao, 2010), e as propriedades macroscópicas obtidas com os modelos calibrados, frágil e com enfraquecimento. Verifica-se que após o processo de calibração o modelo MP

proposto apresenta uma boa concordância com os valores obtidos experimentalmente. No entanto, verifica-se que com um modelo de contacto frágil se obtêm valores de resistência à tração de sensivelmente iguais a metade dos obtidos com os ensaios de tração direta. Em ensaios em rochas de natureza similar é usual obter valores de tração indireta ligeiramente superiores aos valores de tração direta (Klanphumeesri, 2010; Erarslan e Williams, 2012), tal como o obtido com um modelo de enfraquecimento bilinear. Vários factores contribuem para que a resistência obtida em ensaios brasileiro seja superior à obtida em ensaios de tração simples, nomeadamente o facto de no ensaio de compressão diametral o estado de tensão induzido na zona de aplicação das forças ser complexo, existindo um efeito de cunha, e o plano de rotura final não ser perfeitamente plano.

Quadro 3 – Propriedades elásticas e resistentes do contacto calibradas para o granito Ocelar - Modelo frágil e modelo com enfraquecimento bilinear.

	\bar{E} [GPa]	η	μ_c	$\sigma_{n,t}$ [MPa]	τ [MPa]	$G_{f,n}$ [N/m]	$G_{f,s}$ [N/m]
VGCM-3D G_{el} calibrado	48,8	0,125	0,05	35,5	106,5	6,8	3275,2
VGCM-3D $9,5G_{el}$ calibrado				11,4	88,5	64,6	3114,4

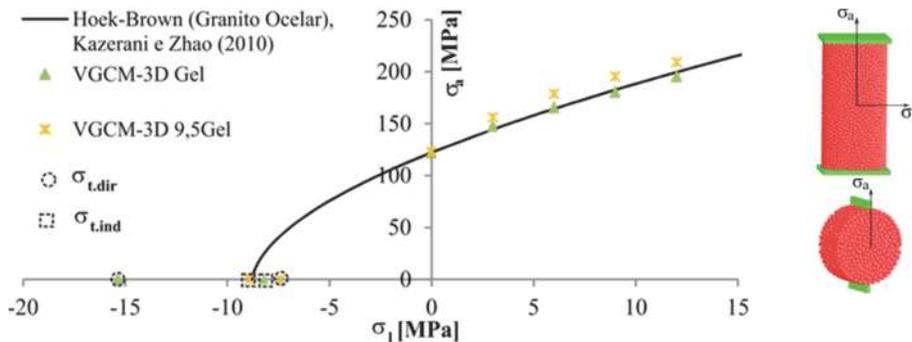


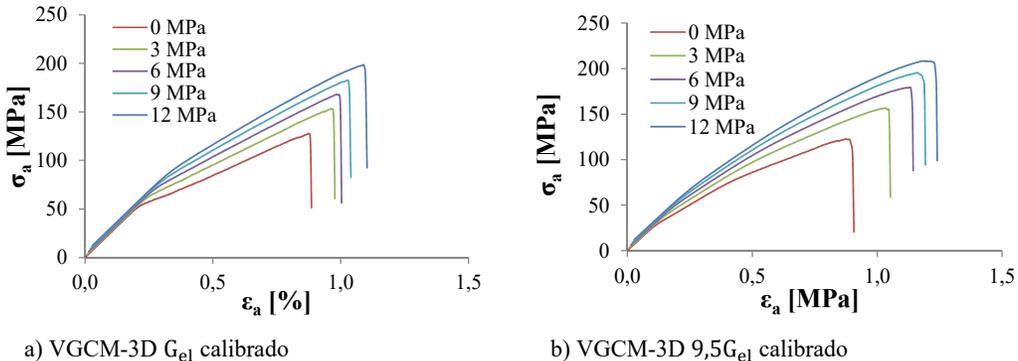
Fig. 14 – Envolvente de rotura, Critério de rotura de Hoek-Brown para o granito Ocelar com base nos ensaios experimentais de Kazerani e Zhao (2010) e valores numéricos com modelo frágil e com enfraquecimento bilinear.

Quadro 4 – Macropropriedades do granito Ocelar: valores numéricos e experimentais.

	E [GPa]	ν	q_u [MPa]	$\sigma_{t,dir}$ [MPa]	$\sigma_{t,ind}$ [MPa]	c [MPa]	φ [°]
Augig granite (Kazerani e Zhao, 2010)	25,8	0,23	122,1	-	8,8	21,0	53,0
VGCM-3D G_{el} calibrado	25,8	0,23	125,2	16,4	8,9	27,1	43,2
VGCM-3D $9,5G_{el}$ calibrado			124,5	7,4	9,1	24,8	46,6

Na Figura 15 apresentam-se as curvas de tensão-deformação à compressão simples e para ensaios triaxiais com tensões de confinamento de 3, 6, 9 e 12 MPa para os dois modelos de contacto calibrado. Da análise da Figura 15 verifica-se que a consideração de uma lei de enfraquecimento ao nível do contacto, para os valores de energia de fratura adotados, não altera o

carácter frágil da resposta macroscópica. Verifica-se ainda que o modelo de contacto frágil (VGCM-3D G_{el}) apresenta para valores de confinamento reduzidos uma inflexão na curva tensão-deformação, que não é tão evidente no modelo com enfraquecimento. Este ponto de inflexão está associado ao valor reduzido do fator de rigidez, necessário a que se obtenha um valor macroscópico de coeficiente de Poisson próximo do experimental. Conclui-se ainda que para valores mais elevados de confinamento ambos os modelos de contacto apresentam, tal como esperado, uma resposta mais dúctil.



a) VGCM-3D G_{el} calibrado

b) VGCM-3D $9,5G_{el}$ calibrado

Fig. 15 – Curvas tensão-deformação dos modelos VGCM-3D calibrados: ensaios triaxiais com diferentes tensões de confinamento.

Na Figura 16 apresentam-se as curvas tensão-deformação para os modelos VGCM-3D calibrados (GCM-3D G_{el} e GCM-3D $9,5G_{el}$) em compressão simples e para uma tensão de confinamento de 8,0 MPa. Da comparação dos resultados numéricos obtidos com a curva experimental (Kazerani e Zhao, 2010), conclui-se que o modelo proposto permite simular o comportamento à compressão do material e a influência da tensão de confinamento. Tal como referido, os modelos 3D apresentam uma ligeira inflexão para um valor relativamente baixo da tensão de compressão, conduzindo a que os valores de compressão máximos sejam obtidos para valores de deformação axial mais elevados do que os obtidos experimentalmente e com um modelo equivalente em 2D. É de notar que a curva obtida no ensaio laboratorial traduz, numa fase inicial, o fecho de fendas pré-existentes na amostra, apresentando uma menor rigidez inicial. Este fenómeno não é reproduzido pelos modelos de partículas, pois estes representam o material como rocha intacta de porosidade inicial nula.

Os padrões de fratura obtidos através do modelo VGCM-3D calibrado para o ensaio de compressão simples, à tração direta, triaxial com uma tensão de confinamento de 9MPa e à tração indireta (do tipo Brasileiro), são apresentados na Figura 17. Verifica-se que os padrões de fratura obtidos nos diferentes ensaios encontram-se de acordo com o expectável. No ensaio de compressão simples, sem atrito entre as placas horizontais e o sistema de partículas, desenvolvem-se fendas paralelas à direcção da carga (Figura 17 a). No ensaio triaxial com a tensão de confinamento de 9MPa (Figura 17 c), devido ao aumento da tensão de confinamento, verifica-se o desenvolvimento de superfícies de rotura com alguma inclinação. Conforme esperado, no ensaio à tração direta a superfície de rotura desenvolve-se perpendicularmente à direcção da carga (Figura 17 b), e no ensaio de tração indireta a superfície de rotura é paralela à carga (Figura 17 d).

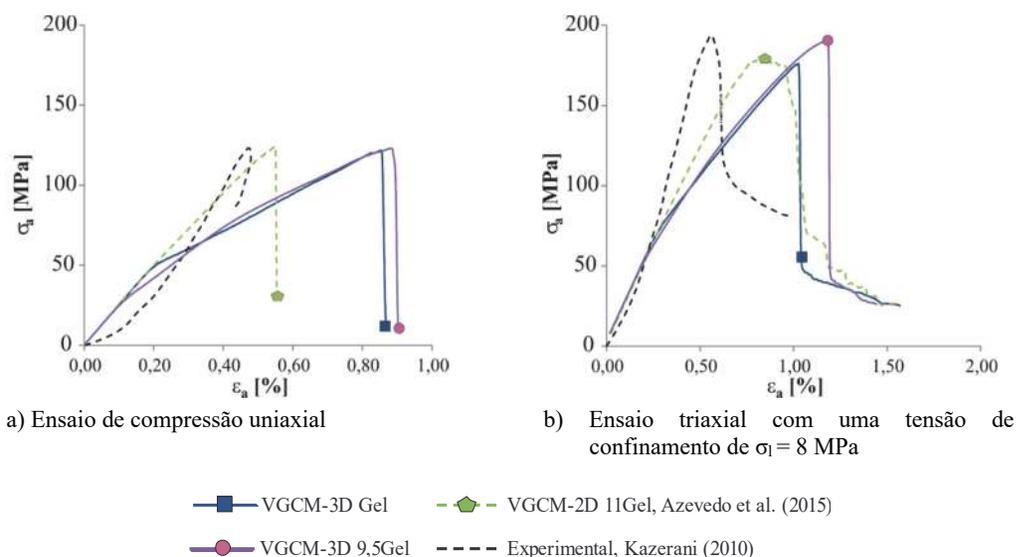


Fig. 16 – Curvas tensão-deformação dos modelos VGCM-3D calibrados, resultados experimentais de Kazerani e Zhao (2010) e valores numéricos obtidos com uma versão 2D do modelo proposto (Azevedo *et al.*, 2015).

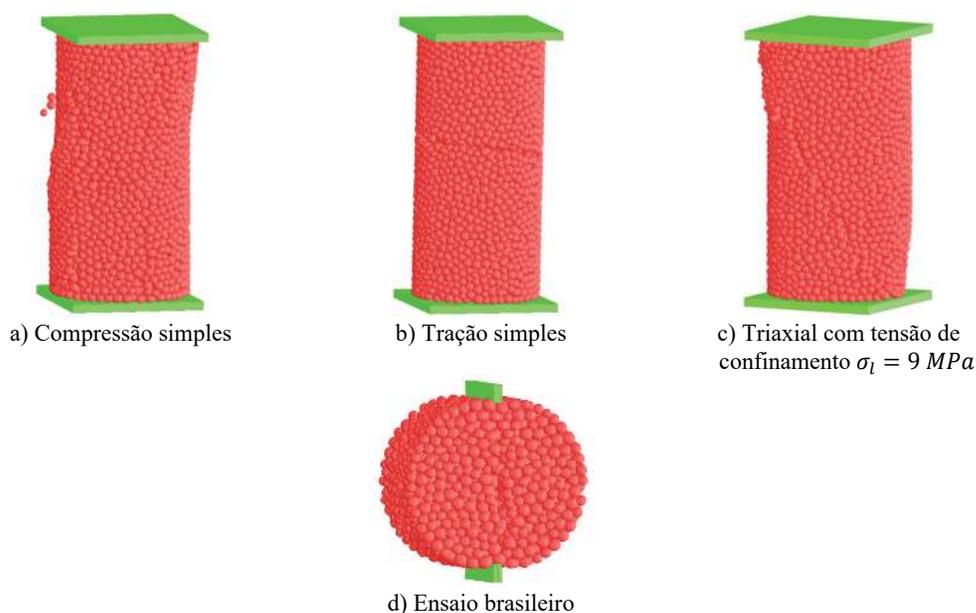


Fig. 17 – Padrões de rotura obtidos com o modelo VGCM-3D 9,5 G_{el} calibrado.

Na Figura 18 apresenta-se a evolução do dano no contacto em tração e corte, bem como a evolução da tensão axial e da extensão volumétrica para os modelos VGCM-3D G_{el} e VGCM-3D 9,5 G_{el} . O processo de fratura inicia-se em ambos os modelos com o aparecimento de

fendas por dano em tração, atingindo-se o seu valor máximo próximo do valor de pico. Só para valores de tensão axial próximos do valor de pico é que se regista o aparecimento de dano de contacto sob corte/compressão. Este processo de fratura é parecido com o que ocorre em rocha, (Brace *et al.*, 1966; Martin e Chandler, 1994; Diederichs, 2003). A Figura 18 permite verificar que a incorporação de um modelo de dano com enfraquecimento suaviza a resposta (deformação volumétrica, curva-tensão deformação) mas não altera o carácter frágil após ser atingido o valor de pico.

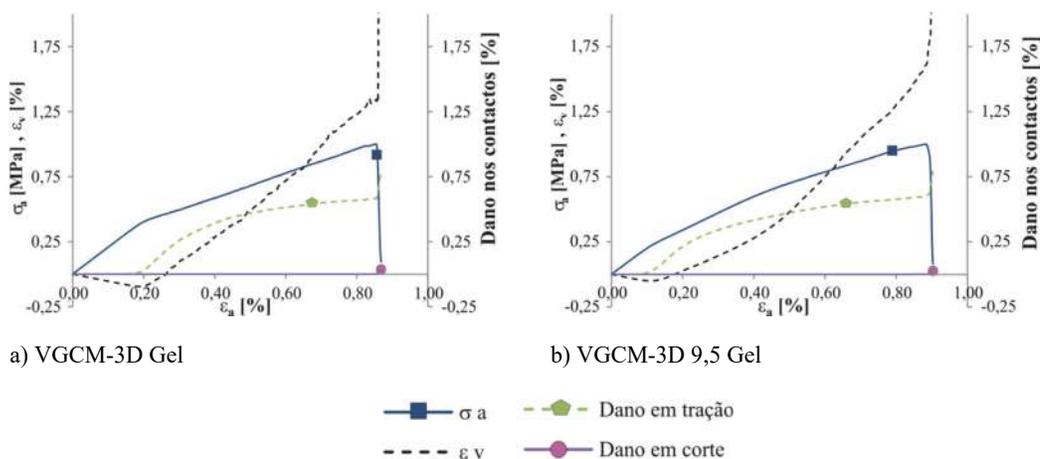


Fig. 18 – Relação da tensão axial, deformação volumétrica e valores de dano a deformação axial em ensaios de compressão simples obtidas com os modelos VGCM-3D calibrados.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo de partículas proposto, VGCM-3D, permite reproduzir, após calibração das propriedades associadas aos contactos, o processo de rotura em rocha em ensaios uniaxiais, triaxiais e em ensaios do tipo Brasileiro. Os resultados numéricos evidenciam que os modelos MP constituem uma abordagem alternativa à análise de processos de fratura e que a resposta macroscópica complexa aparece em função de modelos de interação simples entre partículas.

No modelo de partículas 3D proposto a superfície de contacto é definida com base nos diagramas de Laguerre-Voronoi dos centros de gravidade das partículas que representam a estrutura granular. Assim, é possível simular de forma aproximada modelos de partículas de geometria poliédrica mais próxima da observada em rocha, mantendo-se no entanto desempenhos computacionais próximos dos modelos de partículas esféricas. O modelo de contacto proposto, ao assumir a geometria correta da partícula, facilita a incorporação de deformabilidade da partícula através da discretização interna de cada partícula com base numa malha de elementos finitos tetraédrica.

O estudo paramétrico apresentado contribuiu para a caracterização dos parâmetros do modelo de partículas VGCM-3D e para a avaliação dos efeitos de cada um dos parâmetros no comportamento macroscópico da rocha. Os resultados apresentados facilitam a calibração dos parâmetros, que, dada a natureza dos modelos MP, tem de ser realizada para cada tipo de material que se está a analisar. Tal como apresentado, os parâmetros de deformabilidade do modelo são de mais fácil obtenção dado que podem ser obtidos de forma quase direta. Numa fase inicial deve-se definir o fator de rigidez de modo a obter-se um valor do coeficiente de Poisson macroscópico próximo do desejado em ensaios uniaxiais. Em seguida varia-se o valor do módulo de Young do

material contínuo equivalente de modo a obter-se o valor macroscópico do módulo de Young desejado. O processo de calibração dos parâmetros de resistência é mais moroso dado que os vários parâmetros resistentes influenciam a resposta macroscópica. Os parâmetros principais são a tensão de tração última e a relação desta tensão com o valor de tensão de coesão última do contacto.

Das análises efectuadas conclui-se que o critério de rotura com enfraquecimento é mais adequado, apresentando vantagens relativamente ao critério de rotura frágil. Tal como referido, o modelo de rotura frágil em ensaios do tipo Brasileiro subestima o valor da tensão de tração última em relação aos valores obtidos num ensaio direto. Dado o reduzido valor de energia de fratura que é necessário adotar ao nível do contacto, os modelos com leis de enfraquecimento nos contactos continuam a apresentar uma resposta frágil, característica da rocha quer em tração quer em compressão simples.

5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho, inicialmente desenvolvido no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECM/114492/2009, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, é parte do projeto de investigação DAMFA – Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão promovido pelo LNEC.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, N. (2003). *Micromechanical study of rock fracture and fragmentation under dynamic loads using discrete element method*. PhD Thesis. Heriot-Watt University, Edinburgh, Scotland.
- Azevedo, N.; Lemos, J. (2013). *A 3D generalized rigid particle contact model for rock fracture*. Engineering Computations, vol. 30(2), pp. 277-300.
- Azevedo, N.; Candeias, M.; Gouveia, F. (2015). *A rigid particle model for rock fracture following the Voronoi tessellation of the grain structure: Formulation and Validation*, Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 48(2), pp. 535-557.
- Bolander, J.; Saito, S. (1998). *Fracture analyses using spring networks with random geometry*. Engineering Fracture Mechanics, vol. 61(5/6), pp. 569-591.
- Brace W.; Paulding B.; Scholz C. (1966). *Dilatancy in the fracture of crystalline rocks*. Journal of Geophysical Research, vol. 71(16), pp. 3939-3953.
- Chang, K.G.; Meegoda, J.N. (1997). *Micromechanical simulation of hot mix asphalt*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 123(5), pp. 495-503.
- Cho, N.; Martin, C.; Segol, D.C. (2007). *A clumped particle model for rock*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 44(7), pp. 997-1010.
- Diederichs, M.S. (2000). *Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation*. PhD Thesis. University of Waterloo, Canada.
- Diederichs, M.S. (2003). *Rock fracture collapse under low confinement conditions*. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 36(5), pp. 339-381.
- Erarslan, N.; Williams, D. (2012). *Experimental, numerical and analytical studies on tensile strength of rocks*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 49(January 2012), pp. 21-30.

- Gao, F.; Stead, D. (2014). *The application of a modified Voronoi logic to brittle fracture modelling at the laboratory and field scale*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 68(June 2014), pp. 1-14.
- Ghazvinian, E.; Diederichs, M.; Quey, R. (2014). *3D Random Voronoi grain-based models for simulation of brittle rock damage and fabric-guided micro-fracturing*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 6(6), pp. 506-521.
- Hamdi, P.; Stead, D.; Elmo, D. (2014). *Damage characterization during laboratory strength testing: A 3D-finite-discrete element approach*. Computers and Geotechnics, vol. 60(July 2014), pp. 33-46.
- Itasca Consulting Group, Inc., (2005). *PFC3D Particle Flow Code in Three Dimensions*, Version 3.1, Minneapolis, ICG.
- Kazerani, T.; Zhao, J. (2010). *Micromechanical parameters in bonded particle method for modelling of brittle material failure*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 34(18), pp. 1877-1895.
- Kazerani, T. (2011). *Micromechanical study of rock fracture and fragmentation under dynamic loads using discrete element method*. PhD Thesis. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland.
- Klanphumesri, S. (2010). *Direct tension tests of rock specimens*. MSc Thesis. Surarane University of Technology, Thailand.
- Lan, H.; Martin, C.; Hu, B. (2010). *Effect of heterogeneity of brittle rock on micromechanical extensile behaviour during compression loading*. Journal of Geophysical Research, vol. 115(B1), pp. 1-14.
- Martin C.; Chandler N. (1994). *The progressive fracture of Lac du Bonnet granite*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 31(6), pp. 643-659.
- Meguro, K.; Iwashita, K. e Hakuno, M. (1991). *Fracture analyses of media composed of irregularly shaped regions by the extended distinct element method*. Structural Engineering / Earthquake Engineering, JSCE, vol. 8(3), pp. 37-48.
- Okabe, A.; Boots, B.; Sugihara, K. (1992). *Spatial tessellations: Concepts and applications of Voronoi diagrams*, John Wiley & Sons.
- Potyondy, D.; Cundall, P.; Lee, C. (1996). *Modelling rock using bonded assemblies of circular particles*. In: Aubertin M *et al.* (eds) Proceedings of the 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montreal, Quebec, Canada, 19-21 June 1996. Rotterdam, Balkema, pp. 1937-1944.
- Potyondy, D.; Cundall, P. (2004). *A bonded-particle model for rock*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, vol. 41(8), pp. 1329-1364.
- Potyondy, D. (2010). *A grain based model for rock: approaching the true microstructure*. In: Li C, *et al.* (eds) Proceedings of Berg Mekanikk i Norden 2010 - Rock Mechanics in the Nordic Countries, Kongsberg, Norway, 9-12 June 2010. Norwegian Group for Rock Mechanics, pp. 225-234.
- Rokugo, K. (1989). *Testing method to determine tensile softening curve and fracture energy of concrete*. Fracture toughness and fracture energy, pp. 153-163. Balkema.
- Schlangen, E.; Garboczi, E. (1997). *Fracture simulations of concrete using lattice models: Computational aspects*. Engineering Fracture Mechanics, vol. 57(2/3), pp. 319-332.

- Scholtès, L.; Donzé, F.V. (2013). *A DEM model for soft and hard rocks: Role of grain interlocking on strength*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, vol. 61(2), pp. 352-369.
- Underwood, P. (1983). *Dynamic relaxation*. In Belytschko T. and Hughes T. (eds) Computation Methods for Transient Analysis, North-Holland, New York, pp. 246-265.
- Wang, Y.; Tonon, F. (2009). *Modeling Lac du Bonnet granite using a discrete element model*. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol 46, pp. 1124-1135.

NOTA TÉCNICA

TECHNICAL NOTE



INFLUÊNCIA DA TRUNCATURA EM TRACÇÃO NA ESTABILIDADE EM CONDIÇÕES NÃO DRENADAS DE TÚNEIS SUPERFICIAIS SEM SUPORTE

Influence of tension cut-off on the undrained stability of unsupported shallow tunnels

Armando M. S. Nunes Antão*

RESUMO – O presente trabalho visa estudar a influência da não consideração da resistência à tracção sobre a estabilidade de túneis superficiais escavados em condições não drenadas. No caso presente pretende-se determinar a influência nas condições de estabilidade em que o túnel não tem qualquer espécie de suporte. O estudo é feito utilizando-se uma implementação numérica dos teoremas estático e cinemático da análise limite, considerando o critério de Tresca clássico e o critério de Tresca com truncatura em tracção. Os cálculos são realizados em condição de deformação plana, em que o único carregamento a que o sistema está sujeito é o peso volumico do solo do maciço. A estabilidade é avaliada recorrendo a parâmetro clássico, para o qual são feitas propostas de equações representativas. É feita a análise e comparação entre os resultados obtidos considerando ou não a resistência à tracção, recorrendo aos mecanismos obtidos.

SYNOPSIS – The present study aims to study the influence of considering null tensile strength on the stability of shallow tunnels excavated under undrained conditions. It is intended to determine the influence on the stability conditions in which the tunnel does not have any kind of support. The study is done using a numerical implementation of the static and kinematic theorems of limit analysis, considering the classic Tresca's criterion and the Tresca's criterion with tension cut-off. The calculations are performed under plane strain conditions, where the only load to which the system is subjected is the unit weight of the soil. The stability is evaluated using the classical parameter, for which proposals of representative equations are made. The analysis and the comparison between the results obtained considering or not the tension cut-off is performed, using the obtained mechanisms.

Palavras Chave: túneis superficiais, análise limite, resistência à tracção

Keywords: shallow tunnels, limit analysis, tensile strength

1 – INTRODUÇÃO

O estudo da estabilidade de túneis superficiais em condições não drenadas, e em particular recorrendo à análise limite, tem sido abordado ao longo das últimas décadas tendo em conta diferentes parâmetros do problema. Em particular foram estudadas, numa lista não exaustiva, diversas geometrias - circular (Sloan e Assadi 1993), quadrada (Assadi e Sloan 1991), rectangular (Abbo et al. 2013) ou elíptica (Yang et al. 2015) ou mesmo considerando mais do que um túnel (Sahoo e Kumar 2013;

* Professor Associado, UNIC, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, orcid.org/0000-0003-2835-2780, E-mail: amna@fct.unl.pt

Wilson et al. 2015) - e diferentes distribuições de propriedades para o maciço em que o túnel se inscreve: homogénea, com resistência ao corte não drenada crescendo com a profundidade (Salgueiro 2010; Wilson et al. 2011, 2013), ou até considerando propriedades distribuídas aleatoriamente no maciço (Rantanen 2016; Ali et al. 2017). No entanto, estudos sobre a influência da não resistência à tracção na estabilidade de túneis têm sido praticamente inexistentes, tendo-se apenas conhecimento de aplicações do teorema cinemático da análise limite nos trabalhos de Antão (1997) e Salgueiro (2010).

A não consideração da resistência à tracção pode ter grande influência na estabilidade de algumas estruturas geotécnicas e dependerá das condições geotécnicas e da avaliação que delas fizer o projectista. A título de exemplo, no problema do talude vertical o parâmetro de estabilidade, $\gamma H/c_u$ sendo H a altura do talude, γ o peso volúmico e c_u a resistência ao corte não drenada do maciço, que no caso da consideração da resistência à tracção se situa entre 3,772 (Lyamin e Sloan 2002) e 3,7776 (Pastor et al. 2009), valores obtidos recorrendo aos teoremas estático e cinemático, respectivamente, cai para 2 (Drucker 1953) quando essa resistência não é considerada. Em relação a certas estruturas de suporte flexíveis, Antão et al. (2008) mostraram como a não consideração da resistência à tracção pode influenciar fortemente a sua estabilidade. Michalowski (2017) utilizou a possibilidade da não resistência à tracção no estudo da estabilidade de taludes em condições drenadas e não drenadas, mas neste caso o seu efeito não é tão posto em evidência por, na opinião do autor, Michalowski ter utilizado mecanismos menos adequados que o desejável.

O presente trabalho tem por objectivo responder à questão de se saber qual a influência que a não consideração da resistência à tracção tem (ou não) sobre a estabilidade de um túnel circular escavado em condições não drenadas, sem qualquer tipo de suporte. Adicionalmente propõem-se expressões para a aferição dessa estabilidade.

2 – DEFINIÇÃO DO PROBLEMA

A geometria do problema em apreço é apresentada na figura 1, onde se tem em atenção a simetria do mesmo. Trata-se de um túnel circular, de diâmetro D e cujo topo se encontra à profundidade C .

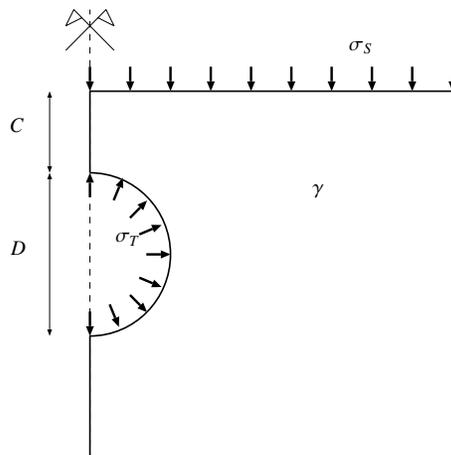


Fig. 1: Geometria e carregamentos de um túnel circular superficial.

Neste tipo de estudos é usual considerar-se a possibilidade de existência de uma carga uniformemente distribuída normal à superfície do terreno, σ_s , e de uma pressão de suporte no túnel, σ_T . A estabilidade deste tipo de obras é normalmente representada pelo parâmetro N , designado por

número de estabilidade, proposto inicialmente por Broms e Bennermark (1967) e definido como:

$$N = \frac{\sigma_S - \sigma_T + \gamma(C + D/2)}{c_u} = \frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u} + \frac{\gamma(C + D/2)}{c_u} \quad (1)$$

Este parâmetro considera que a estabilidade de tais obras não depende dos valores individuais de σ_S e σ_T mas sim da sua diferença. Este facto deve-se à incompressibilidade do meio, usualmente associada às solicitações em condições não drenadas.

É de realçar que no caso da não consideração da resistência à tracção a condição de incompressibilidade deixa de ser obrigatória, podendo haver alterações de volume no maciço, implicando que a assumpção de que a estabilidade depende da diferença entre σ_S e σ_T possa deixar de ser verdadeira. No entanto, no caso em estudo esse problema não se coloca atendendo a que, em termos de carregamento, apenas se procura saber qual o peso volúmico que separa a estabilidade da instabilidade e, por conseguinte, se toma $\sigma_S = \sigma_T = 0$, sendo que o único carregamento considerado é assim o peso volúmico do maciço, γ . O número de estabilidade N toma assim a forma:

$$N = \frac{\gamma(C + D/2)}{c_u} = \frac{\gamma D}{c_u} (C/D + 1/2) \quad (2)$$

Como usual nos estudos recorrendo à teoria da análise limite, o material é suposto ter um comportamento rígido perfeitamente plástico, em que a definição da entrada em plasticidade é feita recorrendo-se a funções de cedência, que devido à plasticidade perfeita do material são apelidadas de critérios de ruptura.

No caso presente a resistência do maciço é modelada recorrendo a dois critérios de ruptura: no caso habitual, o critério de Tresca, dito clássico (CTC), no caso da modelação da não existência de resistência à tracção, o critério de Tresca truncado à tracção (CTT). A figura 2 representa graficamente estes critérios no plano (σ, τ) , considerando a convenção de sinais da Mecânica dos Solos. Nos dois casos apresenta-se o círculo de Mohr representativo de um mesmo estado de tensão. No caso do critério de Tresca clássico, e apesar de existir tracção, esse estado de tensão é admissível atendendo a que não esgota a resistência ao corte não drenada do material, designada por c_u . No lado direito da mesma figura apresenta-se o critério de Tresca truncado em tracção, em que o valor da truncatura é dado por $T.T.$, que no presente trabalho foi considerado como sendo igual a $10^{-7}c_u$, ou seja, do ponto de vista prático, nulo. O mesmo estado de tensão, apesar de estar longe de esgotar a resistência ao corte não drenada, deixa de ser admissível atendendo à existência de valores de tensões em tracção inferiores ao valor da truncatura.

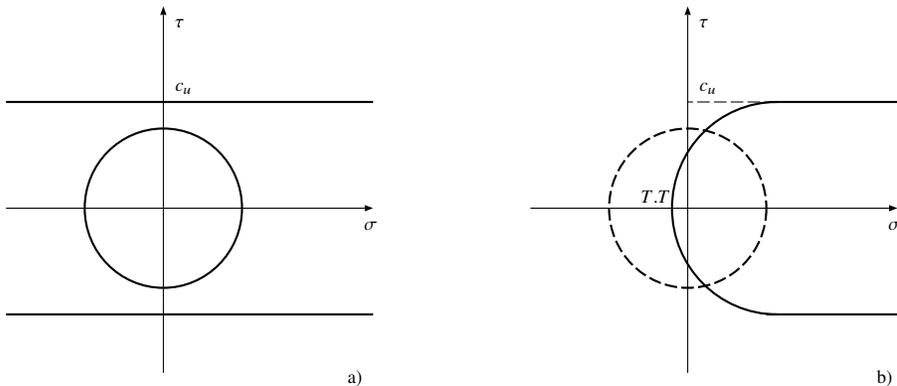


Fig. 2: Critério de Tresca Clássico a) e Critério de Tresca truncado em tracção b).

3 – METODOLOGIA DE CÁLCULO

Os cálculos foram efectuados recorrendo à plataforma de cálculo *mechpy*, que implementa numericamente os teoremas cinemático e estático da análise limite. Esta plataforma tem sido desenvolvida desde há alguns anos por membros do Departamento de Engenharia Civil da FCT/UNL.

A plataforma baseia-se no Método dos Elementos Finitos e entre outros problemas (elasticidade, elasticidade-não linear, elasto plasticidade, escoamentos em regime permanente, fractura) permite determinar automaticamente aproximações superiores (teorema cinemático ou da região superior-TRS) e inferiores (teorema estático ou da região inferior- TRI) da carga de colapso de uma dada estrutura mecânica.

A aplicação do teorema estático necessita que se obtenha uma distribuição de tensões no maciço que equilibre os carregamentos exteriores e que seja plasticamente admissível. Se isso for possível então a carga aplicada é suportável pelo maciço. Isso leva a que seja interessante conseguir-se obedecer a estas condições com um carregamento da maior magnitude possível. Tendo em atenção os carregamentos a que o maciço está sujeito, este problema pode ser formulado do ponto de vista matemático como:

$$\max \alpha \quad (3a)$$

$$\text{respeitando } D\sigma + \alpha b = 0 \quad \text{em } \Omega \quad (3b)$$

$$N\sigma = 0 \quad (3c)$$

$$f(\sigma) \leq 0 \quad (3d)$$

em que D é o operador diferencial de equilíbrio, σ está escrita em notação vectorial, b contém os carregamentos de massa, N contém as componentes da normal unitária exterior na fronteira do maciço. No caso bidimensional, e com o referencial usual do plano, estas grandezas escrevem-se como:

$$D = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & \cdot & \frac{\partial}{\partial y} \\ \cdot & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}, \sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, b = \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -\gamma \end{Bmatrix}, N = \begin{bmatrix} n_x & \cdot & n_y \\ \cdot & n_y & n_x \end{bmatrix}$$

A função $f(\sigma)$ define o critério de ruptura a empregar. Tomando em consideração as tensões principais devidamente ordenadas ($\sigma_I \geq \sigma_{II} \geq \sigma_{III}$) e a convenção de sinais da Mecânica dos Solos, esta função escreve-se, no caso do critério de Tresca como:

$$f(\sigma) = \sigma_I - \sigma_{III} - 2c_u \quad (4)$$

e no caso do critério de Tresca truncado em tração como:

$$f(\sigma) = \max \{ \sigma_I - \sigma_{III} - 2c_u; -\sigma_{III} + T.T. \} \quad (5)$$

No caso do teorema cinemático, caso se estabeleça um campo de velocidades virtual em que a potência dissipada pelo carregamento nesse campo seja igual ou superior à potência dissipada plasticamente pelo material, então esse carregamento não é suportável pela estrutura. Isto leva a que seja interessante minimizar a diferença entre a potência dissipada e a potência fornecida pelo carregamento exterior. O carregamento exterior tem habitualmente duas componentes: uma que se pretende otimizar e outra considerada fixa. No caso presente esta segunda componente não existe.

Tendo em conta que a potência fornecida pelo carregamento exterior que se pretende otimizar é usualmente normalizada à unidade, há que resolver o seguinte problema matemático:

$$\min \alpha(\dot{\mathbf{u}}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) = \int_{\Omega} \mathcal{D}(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}) d\Omega \quad (6a)$$

$$\text{respeitando } W(\dot{\mathbf{u}}) = 1 \quad (6b)$$

$$\mathbf{u} = 0 \quad \text{em } \Gamma_u \quad (6c)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{D}^* \dot{\mathbf{u}} \quad \text{em } \Omega \quad (6d)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \in C_c \quad (6e)$$

onde \mathbf{u} é o vector deslocamento, $\dot{\mathbf{u}}$ o vector velocidade, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ a taxa de deformação, \mathbf{D}^* o operador de compatibilidade (que, matricialmente, se pode obter “transpondo” o operador de equilíbrio \mathbf{D}) e Γ_u a componente da fronteira do maciço em que se considera deslocamento nulo. Na equação 6a, $\mathcal{D}(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}})$ é a densidade de dissipação plástica, na equação 6b impõe-se a normalização da potência fornecida pelas forças exteriores a otimizar. Finalmente a condição 6e traduz a verificação da plasticidade associada que impõe que o vector de deformação plástica tenha direcção perpendicular à superfície do critério de ruptura.

Os teoremas da análise limite são assim formulados como problemas de optimização. Em ambos os casos utiliza-se o método de direcção alternada de multiplicadores, *MDAM*, no processo de optimização (Boyd et al. 2010). Os problemas de minimização obtidos têm ambos natureza não linear, mas o *MDAM* permite fazer com que a componente não linear da optimização seja efectuada ao nível do elemento finito, e por conseguinte ser efectuada sobre um número muito reduzido de variáveis.

As malhas de elementos finitos utilizadas nos cálculos do teorema estático e do teorema cinemático são, no que à divisão espacial diz respeito, iguais. No caso do teorema cinemático as aproximações das velocidades são quadráticas e as das velocidade de deformação lineares. No caso do teorema estático as tensões são aproximadas linearmente em cada elemento. Na figura 3 apresenta-se um exemplo de malha para o caso de $C/D=3$. As malhas utilizadas são bastante mais refinadas: o tamanho dos elementos é proporcional ao dos apresentados nessa figura mas considerando um número de divisões na parede do túnel igual a quatro vezes o apresentado. Em termos de condições limite de deslocamento no caso do teorema cinemático estes são bloqueados nas duas direcções na fronteira inferior e direita enquanto que na superfície de simetria apenas se bloqueiam os deslocamentos horizontais. No caso do teorema estático considera-se que na superfície do terreno e da fronteira do túnel as tensões normais e as tensões tangenciais são impostas como sendo zero enquanto que sobre o eixo de simetria apenas se impõe tensão tangencial nula. Nas fronteiras inferior e lateral esquerda duas possibilidades se colocam: ou se admite que as tensões podem ser quaisquer, conquanto não violem o critério de plasticidade, ou se procede ao espalhamento das tensões para o restante do meio semi-infinito, recorrendo aos chamados elementos de extensão. A utilização destes elementos permite garantir que a aproximação fornecida pelo teorema estático é estrita para o caso do túnel escavado em meio semi-infinito. Na prática, se as fronteiras estiverem suficientemente afastadas do túnel não há diferença a registar entre os resultados dos dois tipos de fronteira. No presente caso as malhas utilizadas verificam sempre esta condição.

Não sendo objectivo do presente trabalho a descrição exhaustiva dos métodos utilizados nem das suas implementações numéricas, o leitor interessado pode consultar os trabalhos de Vicente da Silva

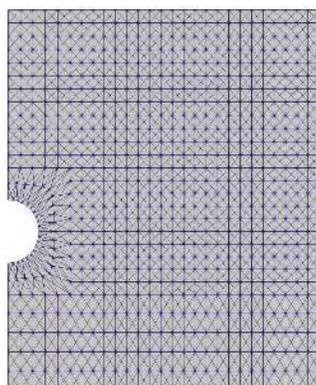


Fig. 3: Exemplo de malha de elementos finitos para o caso $C/D=3$.

(2009) e de Deusdado (2018) para obter literatura em Português sobre as implementações numéricas utilizadas dos teoremas cinemático e estático, respectivamente.

4 – RESULTADOS

Os cálculos efectuados correspondem às profundidades relativas de $C/D=0,25, 0,50, 1,00, 2,00, 3,00, 4,00$ e $5,00$ que se consideram abranger as geometrias de um túnel usualmente designado por superficial. Os resultados dos cálculos efectuados são apresentados no Quadro 1. A primeira constatação a fazer é que, tanto para o caso de resultados obtidos com o CTC como no dos obtidos com o CTT, as aproximações inferiores da carga de colapso, designadas por N_{TRI} , e as superiores, designadas por N_{TRS} , são praticamente coincidentes. Isto significa que, do ponto de vista prático, o número de estabilidade definindo as condições dos túneis auto suportáveis está estabelecido. Para valores de N inferiores, o túnel pode existir, dentro das condições enunciadas, sem suporte. Ao contrário, para casos em que N seja superior ao apresentado, o colapso do túnel, se construído sem suporte, ocorrerá.

Quadro 1: Resultados obtidos

C/D	N_{TRI} CTT	N_{TRS} CTT	N_{TRI} CTC	N_{TRS} CTC
0,25	1,96	1,98	2,28	2,30
0,5	2,31	2,34	2,54	2,56
1	2,85	2,87	3,01	3,03
2	3,63	3,65	3,75	3,77
3	4,20	4,22	4,32	4,33
4	4,66	4,67	4,76	4,78
5	5,03	5,04	5,13	5,15

A segunda constatação é a de que a influência da não consideração da resistência à tracção no número de estabilidade N é praticamente constante ao longo da profundidade. Na realidade, apenas para os túneis muito superficiais existe uma influência um pouco mais importante. No entanto, apesar de pouco importante, ela existe mesmo para as profundidades relativas mais elevadas.

Na figura 4 representam-se os resultados obtidos. É, também, graficamente, evidente a proximidade entre os resultados do teorema estático (TRI) e cinemático (TRS), não se conseguindo, praticamente, fazer a distinção entre resultados. Por outro lado a influência da não consideração da

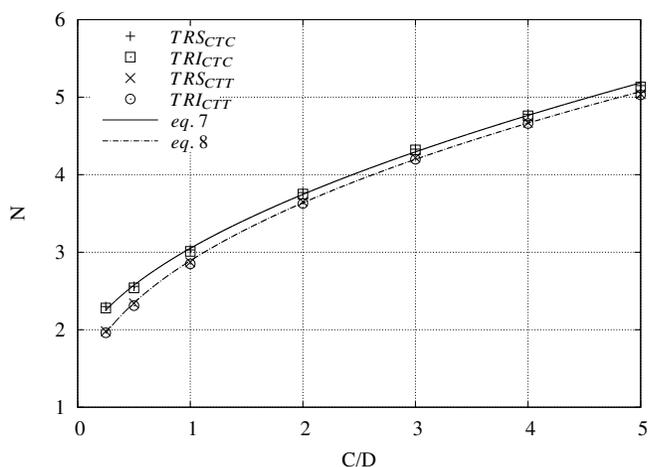


Fig. 4: Evolução do número de estabilidade N com a profundidade relativa C/D .

resistência à tracção manifesta-se para todas as profundidades, mas com um pouco mais de relevo nas profundidades relativas mais baixas.

Devido à proximidade entre os resultados oriundos dos teoremas cinemático e estático, foi procurada uma função de aproximação desses resultados, para cada um dos critérios utilizados. Depois de várias tentativas a escolha recaiu sobre funções de potência. No caso dos resultados providos da utilização do CTC a função que melhor aproxima os resultados tem por equação:

$$N_{CTC} = 1,50 \left(\frac{C}{D} \right)^{0,55} + 1,55 \quad (7)$$

enquanto no caso dos resultados obtidos com o CTT a equação da função deste tipo que melhor aproxima os resultados é:

$$N_{CTT} = 1,99 \left(\frac{C}{D} \right)^{0,46} + 0,90 \quad (8)$$

Com base nestas equações pode-se quantificar a influência da não consideração da resistência à tracção na estabilidade: nos túneis mais superficiais a influência da não consideração da resistência à tracção traduz-se num decréscimo de cerca de 13% do número de estabilidade N . Este decréscimo baixa para cerca de 5% para $C/D = 1$ e estabiliza por volta dos 2 a 3 por cento para os valores de C/D superiores a 2,0.

Na figura 4 são também representadas estas equações, que aproximam muito razoavelmente os valores obtidos nos cálculos. Sob as hipóteses descritas estas equações podem ser utilizadas para a definição das condições de auto sustentação em condições não drenadas de túneis superficiais.

Na figura 5 apresentam-se as malhas deformadas e as taxas de dissipação plástica para três diferentes profundidades relativas: $C/D=0,5$; 3,0 e 5,0, para os caso dos critérios de Tresca clássico (lado esquerdo) e Tresca truncado em tracção (lado direito). Estas figuras foram obtidas com a implementação numérica do teorema cinemático. Em cada uma das profundidades relativas as escalas da deformação e da dissipação plástica são iguais para os cálculos realizados com os dois critérios. No entanto, e devido à normalização da potência das forças exteriores, a magnitude das velocidades difere razoavelmente entre cada caso o que impede que se utilize a mesma escala para todos os casos, por uma questão de visualização.

Constata-se que as zonas em deformação se concentram na zona superior do túnel para as profundidades relativas mais baixas e que, com o aumento da profundidade, as zonas em deformação

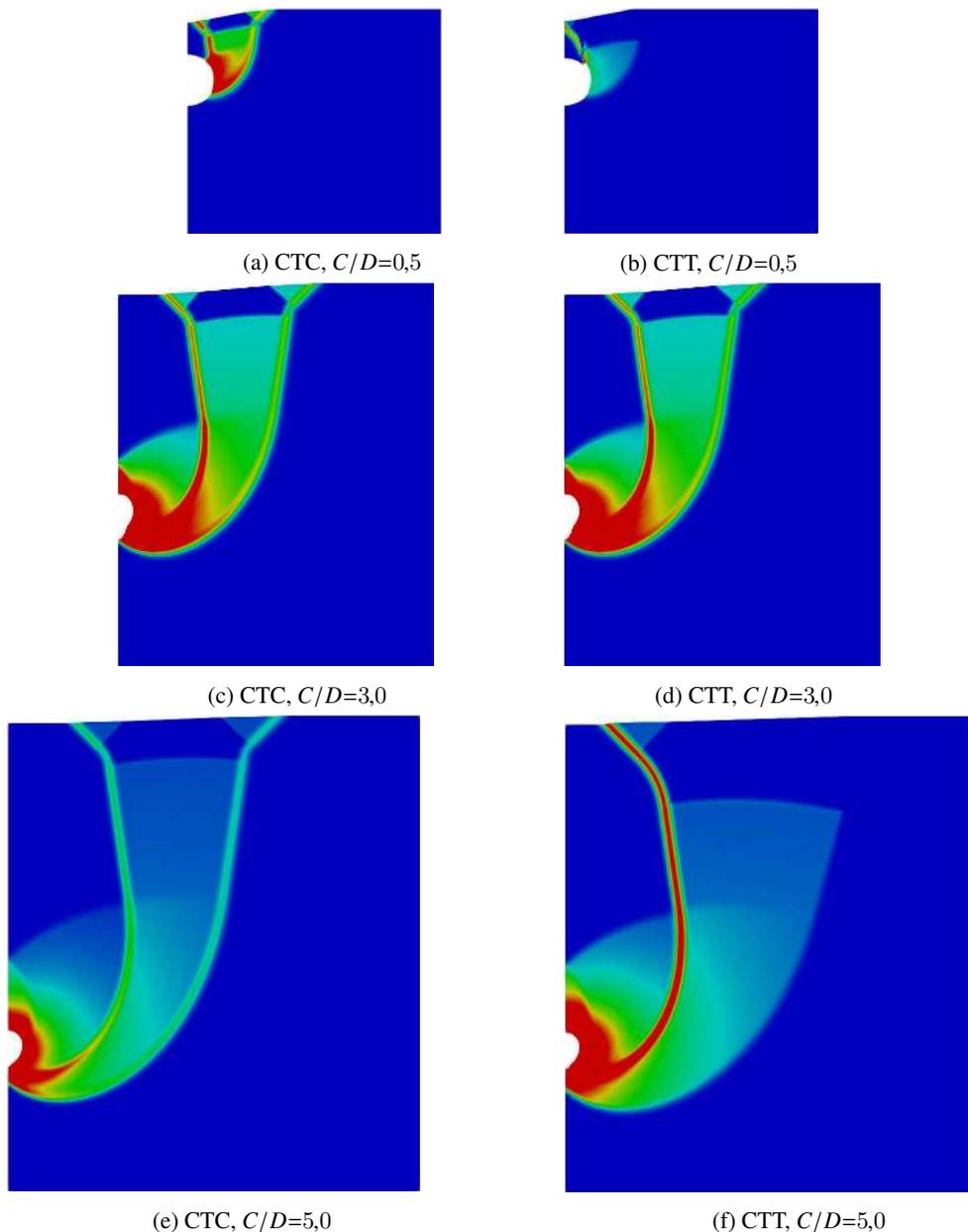


Fig. 5: Malha deformada e dissipação plástica para diferentes valores de profundidade relativa, obtidas com o CTC e o CTT

vão-se deslocando para zonas inferiores ao túnel. Em qualquer dos casos existe sempre uma zona situada por cima do túnel que se desloca verticalmente como um bloco rígido.

A influência da não resistência à tracção traduz-se, fundamentalmente, pelo desaparecimento de uma zona de dissipação superficial existente quando o solo tem a possibilidade de resistir à tracção. Efectivamente, o mecanismo obtido nos casos realizados utilizando o CTC é coroado à superfície por duas zonas praticamente triangulares. A zona triangular da direita é composta por tracções na

direcção aproximadamente horizontal. Com a perda da possibilidade de resistência à tracção esta zona desaparece deixando de contribuir para a dissipação de energia feita internamente pelo material o que se traduz num menor número de estabilidade. Para além da perda da zona de dissipação referida, há um ligeiro alargar da zona lateral que se encontra em dissipação, quando se passa dos mecanismos obtidos com o CTC para os obtidos com o CTT.

Genericamente pode-se dizer que o mecanismo de ruptura é pouco alterado na sua extensão, o que justifica também a alteração relativamente modesta operada no número de estabilidade. Na realidade o efeito de arco que se desenvolve sobre o túnel leva a que poucas zonas do solo entrem em regime de tracção.

Na figura 6 apresenta-se pormenor da malha deformada e da dissipação plástica para o caso $C/D = 3,0$ e cálculos realizados recorrendo ao CTT. Esta malha é a mesma que a apresentada na figura 3 e portanto com refinamento muito inferior ao das utilizadas nos cálculos dos valores do número de estabilidade. Permite no entanto verificar que à superfície, onde no caso da utilização do CTC existia uma zona triangular de dissipação, os elementos da malha se encontram alongados horizontalmente, sem terem conservado o seu tamanho como a condição de incompressibilidade obrigaria.

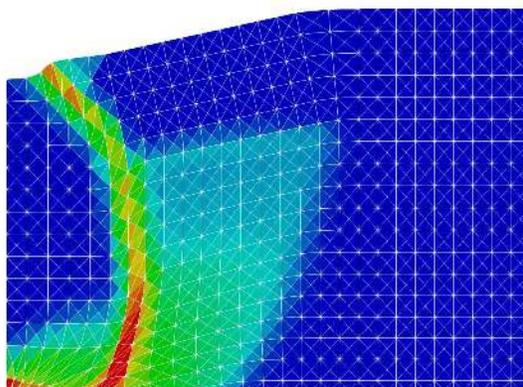


Fig. 6: Pormenor da malha deformada e dissipação plástica para o caso $C/D = 3,0$ e CTT.

5 – CONCLUSÕES

O trabalho apresenta os resultados obtidos para o número de estabilidade N no caso em que um túnel superficial solicitado em condições não drenadas não tem qualquer espécie de suporte. Este parâmetro foi calculado para duas situações: no caso em que o maciço tem resistência à tracção infinita ou no em que não tem nenhuma resistência à tracção. Com os resultados obtidos foram propostas duas equações aproximando o número de estabilidade N , para as condições previamente estabelecidas. Estas equações, por aproximarem soluções resultantes dos teorema estático e cinemático muito próximas entre si, definem o valor do número de estabilidade correspondente à auto-sustentação de túneis circulares superficiais, em condições não drenadas e permitem verificar que, em geral, a influência da não consideração à tracção é pouco significativa na estabilidade de túneis superficiais sem suporte, em condições não drenadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbo, A. J., Wilson, D. W., Sloan, S. W., e Lyamin, A. V. (2013). *Undrained stability of wide rectangular tunnels*. Computers and Geotechnics, 53, pp. 46 – 59.
- Ali, A., Lyamin, A., Huang, J., Sloan, S., e Cassidy, M. (2017). *Undrained stability of a single circular tunnel in spatially variable soil subjected to surcharge loading*. Computers and Geotechnics, 84, pp. 16 – 27.
- Antão, A., Guerra, N. C., Matos Fernandes, M., e Cardoso, A. (2008). *Influence of tension cut-off on the stability of anchored concrete soldier-pile walls in clay*. Canadian Geotechnical Journal, 45(7), pp. 1036–1044.
- Antão, A. N. (1997). *Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée*. Tese de Doutorado, L'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Assadi, A. e Sloan, S. W. (1991). *Undrained stability of shallow square tunnel*. Journal of Geotechnical Engineering, 117(8), pp. 1152–1173.
- Boyd, S., Parikh, N., Chu, E., Peleato, B., e Eckstein, J. (2010). *Distributed optimization and statistical learning via the alternating direction method of multipliers*. Foundations and Trends in Machine Learning, 3(1), pp. 1–122.
- Broms, B. B. e Bennermark, H. (1967). *Stability of clay in vertical openings*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, 93(SM1), pp. 71–94.
- Deusdado, N. A. (2018). *Método do Lagrangeano Aumentado aplicado ao desenvolvimento de Formulações de Elementos Finitos para Análise Limite*. Tese de Doutorado, Universidade Nova de Lisboa.
- Drucker, D. C. (1953). *Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems*. Journal of the Mechanic and Physics of Solids, 1(4), pp. 217–226.
- Lyamin, A. V. e Sloan, S. W. (2002). *Lower bound limit analysis using non-linear programming*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 55(5), pp. 573–611.
- Michalowski, R. L. (2017). *Stability of intact slopes with tensile strength cut-off*. Géotechnique, 67(8), pp. 720–727.
- Pastor, F., Loue, E., e Pastor, J. (2009). *Limit analysis and convex programming: A decomposition approach of the kinematic mixed method*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 78(3), pp. 254–274.
- Rantanen, T. L. (2016). *Influência da variabilidade das propriedades do solo na estabilidade de túneis superficiais em maciços respondendo em condições não drenadas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Sahoo, J. P. e Kumar, J. (2013). *Stability of long unsupported twin circular tunnels in soils*. Tunneling and Underground Space Technology, 38, pp. 326 – 335.
- Salgueiro, A. (2010). *Aplicação do teorema cinemático da análise limite ao cálculo da estabilidade de túneis escavados em solos em condições não drenadas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

- Sloan, S. W. e Assadi, A. (1993). *Stability of shallow tunnels in soft ground*, Predictive soil mechanics, pp. 644–663. ed. G. T. Houlsby and A. N. Schofield, Thomas Thelford.
- Vicente da Silva, M. (2009). *Implementação Numérica Tridimensional do Teorema Cinemático da Análise Limite*. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa.
- Wilson, D. W., Abbo, A. J., Sloan, S. W., e Lyamin, A. V. (2011). *Undrained stability of a circular tunnel where the shear strength increases linearly with depth*. Canadian Geotechnical Journal, 48(9), pp. 1328–1342.
- Wilson, D. W., Abbo, A. J., Sloan, S. W., e Lyamin, A. V. (2013). *Undrained stability of a square tunnel where the shear strength increases linearly with depth*. Computers and Geotechnics, 49, pp. 314 – 325.
- Wilson, D. W., Abbo, A. J., Sloan, S. W., e Lyamin, A. V. (2015). *Undrained stability of dual square tunnels*. Acta Geotechnica, 10(5), pp. 665–682.
- Yang, F., Zhang, J., Yang, J., Zhao, L., e Zheng, X. (2015). *Stability analysis of unlined elliptical tunnel using finite element upper-bound method with rigid translatory moving elements*. Tunnelling and Underground Space Technology, 50, pp. 13 – 22.



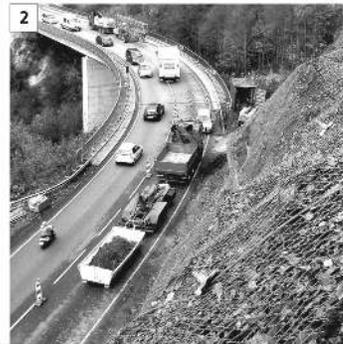
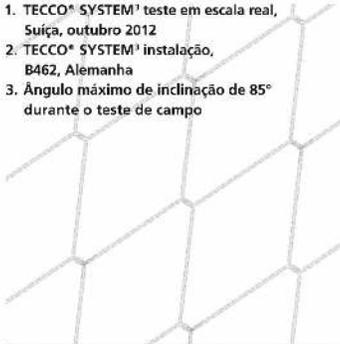
TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

- Sede
Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.: [+351] 217 912 300
Fax: [+351] 217 941 120/21/226
- Angola
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal: 2857 - Luanda
Tel.: [+34] 915 550 903
Fax: [+34] 915 972 834

- Argélia
Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: [+213] 219 362 83
Fax: [+213] 219 365 66
- Brasil
Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: [+55] 112 144 5700
Fax: [+55] 112 144 5704

- Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: [+34] 915 550 903
Fax: [+34] 915 972 834
- Moçambique
Avenida Julius Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: [+258] 214 914 01
Fax: [+258] 214 914 00

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



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

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

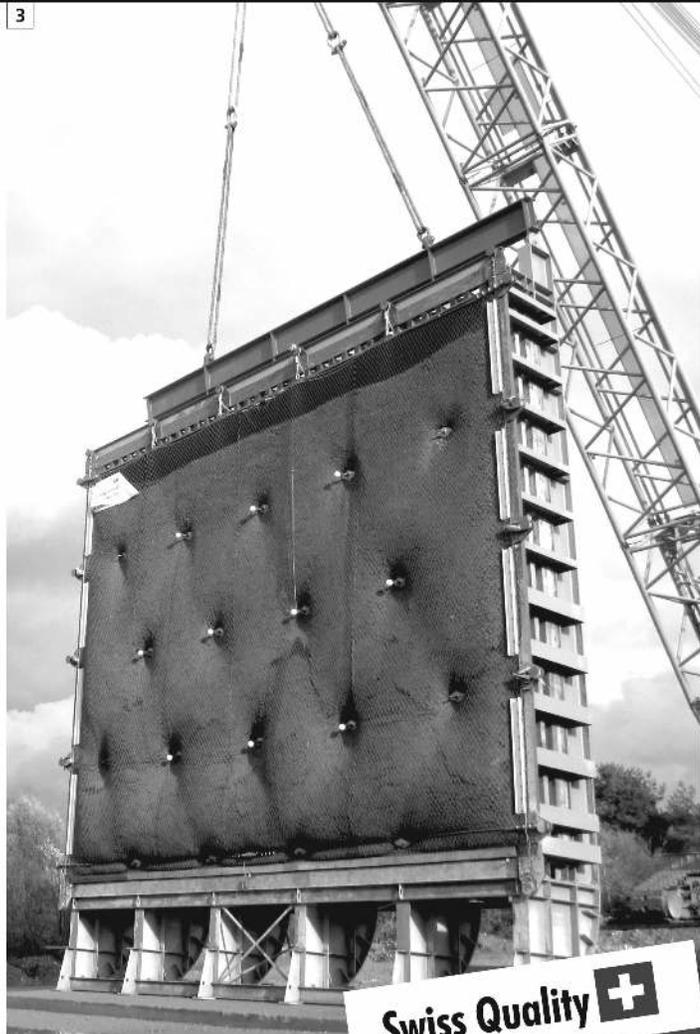
A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

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

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



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



Swiss Quality 

GEOBRUGG® 
BRUGG

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

SOLOS MOLES?



CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENGEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

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

INSTRUMENTATION

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

SAMPLING

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

ENVIRONMENTAL

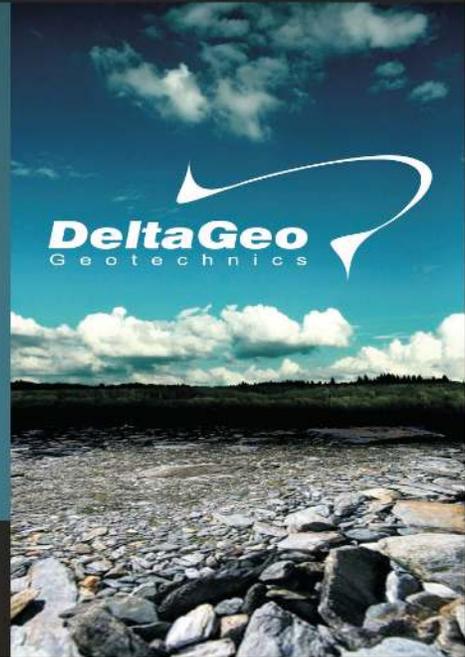
- Environmental Services
- Soil and groundwater sampling and monitoring
- Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

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

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

Pionismo que se traduz em confiança e qualidade para sua obra.



www.geofix.com.br



Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

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

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

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

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



HUESKER

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



COBA



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

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

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

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

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

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

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

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Tavora 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

Whatever your
geotechnical challenge



Reinforced soil slopes with
Green Terramesh®

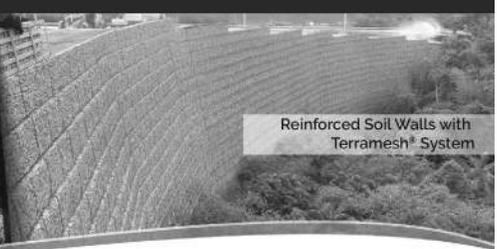


Dynamic Rockfall barriers

we can engineer
a better solution



Rock slope protection with SteelGrid®



Reinforced Soil Walls with
Terramesh® System

Engineering a better solution



[/maccaferri](#)



[/maccaferribr](#)



[@MaccaferriBR](#)



[/MaccaferriWorld](#)



[/maccaferriworld](#)

Follow us:

For technical data, software and more, visit:
www.maccaferri.com/br

MACCAFERRI

CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR



TPF

PLANEGE CENOR



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



MEMBER OF

TPF

www.tpplanegecenor.pt

PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

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

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

REFORÇO DE FUNDAÇÕES MICROESTACA ARCOS®:

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



Desde 1969

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

ARCOS 44
engenharia de solos **anos**



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

Certificado ISO 9001 por



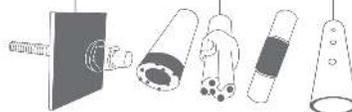
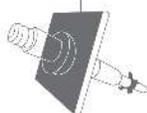
Geocontrole



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

**Much more support
to your business.**



Incotep - Anchoring Systems

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

Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars and Micropiles
- Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods (Port and Dike Construction)

- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others

www.incotep.com.br
+55 11 2413-2000

INCOTEP
Sistemas de Ancoragem



A company Açotubo Group

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

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

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

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

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

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

- 3 **Editorial**
António Gomes Correia
- 5 **Comportamiento de una pantalla vertical de micropilotes en Granada (España)**
Behaviour of a micropile vertical wall in Granada (Spain)
Azucena Botello, Carlos Oteo, José Santos
- 29 **Ensaio bidirecional: características, interpretação e estudos de casos de estacas moldadas in loco no Brasil**
Bi-directional test: characteristics, interpretation and case studies of cast-in-situ piles in Brazil
Thaís Lucouvicz Dada, Faiçal Massad
- 55 **Ambiente e sustentabilidade: desafios e perspetivas para a Geotecnia**
Environment and sustainability: challenges and perspectives for geotechnics
António José Roque
- 85 **Ensaio de cone de queda aplicado em estudos de plasticidade e resistência ao cisalhamento de solos artificiais**
Fall cone test applied to studies of plasticity and shear strength of artificial soils
Paula Branco Pinto, António Marcos de Lima Alves, Cezar Augusto Burkert Bastos
- ARTIGOS E NOTA TÉCNICA A INCLUIR NO VOLUME TEMÁTICO “APLICAÇÃO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM OBRAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA”**
ARTÍCULOS Y NOTA TÉCNICA PARA INCLUIR EN EL VOLUMEN TEMÁTICO “APLICACIÓN DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN OBRAS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA”
PAPERS AND TECHNICAL NOTE TO INCLUDE IN THE THEMATIC ISSUE “APPLICATION OF NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING WORKS”
Editores/Editors: José Vieira de Lemos, César Sagaseto Milán, Márcio Muniz de Farias
- 113 **Aplicação de métodos numéricos na interpretação de resultados de medições de tensões em maciços rochosos**
Application of numerical methods in the interpretation of stress measurement results in rock masses
Luís Lamas, Margarida Espada, José Muralha, José Vieira de Lemos
- 141 **Modelação do comportamento evolutivo de margas compactadas considerando a presença dos fragmentos**
Modelling the evolutive behaviour of compacted marls considering the presence of the fragments
Rafaela Cardoso
- 171 **Modelo de partículas 3D para o estudo da fratura em rocha com base em diagramas de Voronoi da estrutura granular**
A 3D particle model for rock fracture based on the Voronoi diagrams of the granular structure
Marilene Candeias, Nuno Monteiro Azevedo, Maria Luísa Braga Farinha
- NOTA TÉCNICA**
TECHNICAL NOTE
- 201 **Influência da truncatura em tracção na estabilidade em condições não drenadas de túneis superficiais sem suporte**
Influence of tension cut-off on the undrained stability of unsupported shallow tunnels
Armando M. S. Nunes Antão