

160 março
marzo
march
2024

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

**IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

EDITOR		CO-EDITORES / CO-EDITORS	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España
EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagasetta, U. Cantabria, España	José Estaire, CEDEX, España	
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, FCTUC, Portugal	

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

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

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

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD (2023-24)

Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Daniel Dias (U. Grenoble, França)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España)
David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, España)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, España)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Fortunato (LNEC, Lisboa, Portugal)	Marina Bellaver Corte (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
Emanuel Maranha das Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Michéle Casagrande (U. Brasília, Brasil)
Ennio Palmeira (U. Brasília, Brasil)	Nilo Consoli (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)
Enrique Asanza Izquierdo (CEDEX, Madrid, España)	Nuno Cristelo (UTAD, Vila Real, Portugal)
Eurípedes Vargas (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)	Pablo Mira McWilliams (CEDEX, Madrid, España)
Fernando Danziger (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)	Paulo da Venda Oliveira (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Fernando Marinho (U. São Paulo, Brasil)	Pedro Alves Costa (FEUP, Porto, Portugal)
Fernando Schnaid (UFRGS, Porto Alegre, Brasil)	Rafael Jiménez Rodríguez (U. P. Madrid, España)
Helder Chaminé (ISEP, Porto; Centro GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal)	Ramón Verdugo Alvarado (U. Chile, Santiago de Chile, Chile)
Ignacio Pérez Rey (U. Vigo, España)	Renato Cunha (U. Brasília, Brasil)
Isabel Fernandes (FC, U. Lisboa, Portugal)	Ricardo Oliveira (COBA/LNEC/UNL, Lisboa, Portugal)
Joaquim Tinoco (U. Minho, Guimarães, Portugal)	Roberto Coutinho (UFP, Recife, Brasil)
Jorge Castro González (U. Cantabria, Santander, España)	Roberto Tomás Jover (U. Alicante, España)
Jorge Zornberg (U. Texas, Austin, EUA)	Rubén Ángel Galindo Aires (U. P. Madrid, España)
José Luis de Justo Alpañés (U. Sevilla, España)	Tácio M.P. Campos (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
José Neves (IST, U. Lisboa, Portugal)	Tarcisio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
José Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)	Willy A. Lacerda (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)



SPG

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

- 3 Argilas Miocénicas de Lisboa: características físicas e parâmetros de compressibilidade
Lisbon Miocene formation: physical properties and compressibility
Mafalda Lopes Laranjo
Manuel Matos Fernandes
- 25 Construção de mapas de suscetibilidade a deslizamentos com uso de dados de acesso livre: Região Metropolitana do Recife (PE)
Construction of maps of susceptibility to landslides with use of open access data: Metropolitan Region of Recife (PE)
Pedro Augusto dos Santos Pfaltzgraff
Fernanda Soares de Miranda Torres
- 37 Comportamento não saturado de solos estabilizados com cinzas volantes resultantes da queima de carvão
Unsaturated behaviour of soils stabilized with fly ash from coal combustion
Nuno Araújo, Nuno Cristelo
António Topa Gomes
Tiago Miranda

ARGILAS MIOCÉNICAS DE LISBOA: CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Lisbon Miocene formation: physical properties and compressibility

Mafalda Lopes Laranjo^a, Manuel Matos Fernandes^b

^a PROMETHEUS, Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Viana do Castelo.

^b Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

RESUMO – As formações argilosas do Miocénico de Lisboa foram alvo de um estudo extensivo de caracterização, com vista a estabelecer um conjunto de intervalos de valores para os principais índices físicos, parâmetros de compressibilidade e de resistência, que poderão ser úteis para o projeto geotécnico. O presente artigo descreve as características físicas e os parâmetros de compressibilidade para as principais formações miocénicas de cariz argiloso: Argilas dos Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo. Apresenta-se os resultados dos elementos recolhidos de relatórios existentes e resultados obtidos de ensaios realizados sobre amostras recolhidas num campo experimental. Estabelece-se um conjunto de parâmetros que podem ser considerados representativos para as formações em estudo.

ABSTRACT – Lisbon Miocene formation was subjected to an extensive characterisation study, in order to establish a set of value intervals for its main physical properties, compressibility and strength parameters, which can be useful for geotechnical design. This paper describes the physical characteristics and compressibility parameters for the Miocene clay formation, namely Prazeres Clay and Forno do Tijolo Clay. The results of elements collected from existing reports and results obtained from tests on samples collected in an experimental field are presented. A set of parameters that can be considered representative for the formations under study is established.

Palavras Chave – Argilas miocénicas; índices físicos, compressibilidade.

Keywords – Miocene clays, physical properties, compressibility.

1 – INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas foram construídas na região de Lisboa numerosas obras de grande importância e complexidade técnica, que implicaram a caracterização geotécnica dos terrenos interessadas, que incluem muitas vezes as formações miocénicas. O âmbito desta caracterização geotécnica é em geral tanto maior quanto mais complexa a obra a que se refere, podendo incluir apenas a realização de furos de sondagem com identificação das principais unidades litoestratigráficas interessadas, envolver a realização de ensaios de campo, ou ainda incluir a recolha de amostras e os resultados de ensaios laboratoriais. Do conjunto das obras com maior relevância, destacam-se as obras de expansão da rede do Metropolitano de Lisboa, as escavações para caves ou parques de estacionamento subterrâneos, e também obras de fundações para novos edifícios. O

E-mails: mlopes@estg.ipv.pt (M. Lopes), mfern@fe.up.pt (M. Fernandes)

ORCID: orcid.org/0000-0002-4707-0685 (M. Lopes), orcid.org/0000-0003-2661-9357 (M. Fernandes)

acervo de dados e de resultados é muito vasto e encontra-se disperso pelas diversas entidades interessadas pela realização dessas obras, nomeadamente pelas empresas de prospeção geotécnica, pelas empresas construtoras, pelos gabinetes de projeto, ou mesmo pelos donos de obra. No âmbito de um trabalho desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Lopes Laranjo, 2013), foi feita a compilação e o tratamento sistemático destes dados, com vista a contribuir para aprofundar o conhecimento acerca das características destes solos, particularmente tendo em conta a escassez de bibliografia técnico-científica sobre os mesmos. Esse trabalho de recolha tem prosseguido mais recentemente focada em obras e campanhas de reconhecimento de especial relevância.

As formações analisadas incluem as Argilas e Calcários dos Prazeres e as Argilas do Forno do Tijolo. A história geológica da Bacia do rio Tejo e do seu estuário é bastante complexa, e resulta da interação entre movimentos tectónicos da crosta terrestre, nomeadamente ao longo de uma falha na zona Sul do Tejo, e as oscilações do nível do mar (Pais, 2004). O Miocénico de Lisboa corresponde à sedimentação quase constante durante cerca de 16 MA, na zona vestibular do rio Tejo. A subsidência muito intensa foi compensada por sedimentação ativa de elementos transportados pelos rios, que chegaram em grande quantidade durante as fases orogénicas mais ativas (Moitinho de Almeida, 1991; Pais et al., 2006). No Aquitaniano formaram-se os primeiros depósitos da Série, as Argilas e Calcários dos Prazeres, na base constituídos por conglomerados, areias, margas e siltes glauconíferos. Uma vez que este trabalho se centra nos solos argilosos dessa formação, a mesma será identificada apenas por Argilas dos Prazeres. Mais tarde, durante o Burdigaliano médio, formaram-se em Lisboa as Argilas do Forno de Tijolo, quando a incursão do mar teve o seu apogeu, e avançou até às imediações da Azambuja. Esta unidade é constituída na sua totalidade por areias finas argilosas, de cor cinzenta azulada, e margas com intercalações de grés fino argiloso (Moitinho de Almeida, 1991).

No presente trabalho dá-se particular importância às características físicas e de identificação e aos parâmetros de compressibilidade. Os elementos apresentados incluem os que foram obtidos a partir de relatórios existentes, e os obtidos em ensaios realizados sobre amostras recolhidas num campo experimental pelos autores, todos criteriosamente tratados para poderem ser considerados representativos das formações estudadas. Em trabalho complementar serão tratados os parâmetros de resistência.

2 – METODOLOGIA

2.1 – Recolha de dados

As características das duas formações argilosas da Série Miocénica em Lisboa foram recolhidas a partir dos relatórios de prospeção geotécnica realizados no âmbito da construção de diversas obras, com ênfase particular para as obras do Metropolitano de Lisboa, que incluem campanhas de caracterização bastante abrangentes, quer em relação ao número de ensaios realizados, quer no que respeita à sua diversidade. Incluem-se ainda elementos gentilmente cedidos por empresas de prospeção geotécnica referentes a outras obras, com menor número de amostras ensaiadas.

A primeira triagem dos dados foi realizada a partir da localização da obra e do seu posicionamento sobre a Carta Geológica de Lisboa. Este processo foi desenvolvido com recurso ao programa Google Earth®, no qual se inseriu a Carta Geológica de Lisboa à escala 1:10 000, permitindo sobrepor as diversas localizações, em forma de morada ou de coordenadas M e P, e identificar os processos que poderiam conter informação relevante.

Apenas os trabalhos efetuados a partir do final da década de 1990 existem de base em formato digital. Todos os trabalhos anteriores a essa data foram digitalizados, sendo o trabalho mais antigo a que se teve acesso datado de 1976. As listagens dos trabalhos realizados permitem para os processos mais antigos identificar o existente. No âmbito do Projeto GeoSIS_Lx - Modelação e cartografia geológica e geotécnica tridimensional em áreas urbanas – aplicação a Lisboa (Matildes

et al., 2011), foi feito um levantamento cuidadoso e bastante completo do acervo de algumas empresas de prospeção, e desenvolvidas listagens que incluíram para os processos mais antigos um resumo do seu conteúdo e a digitalização dos elementos que os constituem (relatórios, logs de sondagens, boletins de ensaio, etc.). Estes elementos foram de grande valor ao facilitarem a recolha efetuada.

Após triar os relatórios por local verificou-se que, na maior parte dos casos, em particular quando se trata de obras mais pequenas, as campanhas de prospeção incluem apenas a realização de sondagens e ensaios SPT, e não fornecem dados relativos a ensaios de identificação ou outros ensaios laboratoriais. Na perspetiva de efetuar a caracterização física destes solos, foram então escolhidos apenas os relatórios que incluíssem no mínimo informação acerca dos índices físicos do solo. De entre estes relatórios, passou-se por fim a selecionar aqueles cujos ensaios interessassem as formações em estudo: as Argilas dos Prazeres e as Argilas do Forno do Tijolo.

Após esta triagem, passou-se à organização dos dados propriamente ditos. Os elementos constantes dos relatórios foram compilados numa folha de cálculo, onde se registaram para cada unidade geológica: a origem do relatório, o nome ou número de referência do documento; o número da sondagem e (ou) da amostra estudada, a profundidade a que foi recolhida, a sua granulometria, os limites de Atterberg, o índice de plasticidade, o teor em água natural, o índice de consistência, o peso volúmico, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios natural e o peso volúmico seco.

Em relação aos parâmetros de compressibilidade, os elementos recolhidos, seguindo a mesma metodologia, referem-se fundamentalmente a ensaios edométricos com determinação dos parâmetros de compressibilidade e de consolidação.

No processo acima descrito foram visados cerca de 709 processos de obras realizadas em Lisboa entre 1976 e 2010. Destes, retiraram-se resultados de cerca de uma centena de relatórios. Deve referir-se que num número significativo de casos, estes envolvem diversas localizações, em particular no caso dos relatórios referentes às obras do Metropolitano de Lisboa. No seu conjunto, tais localizações estão bem distribuídas pelas áreas do município de Lisboa onde estas formações ocorrem.

No total, foram tratados os resultados dos ensaios para a caracterização física de solos realizados sobre 736 amostras, das quais 495 correspondem às Argilas dos Prazeres, 229 respeitam as Argilas do Forno do Tijolo e apenas 12 interessam as Argilas de Xabregas. Com efeito, as duas primeiras ocupam uma área mais significativa do subsolo da cidade, pelo que estão bastante mais representadas (Lopes Laranjo, 2013).

Nesta análise incluem-se, para além dos elementos descritos acima, os resultados de ensaios realizados sobre amostras das Argilas dos Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo publicados por Moitinho de Almeida (1991).

Para além dos elementos coligidos, foram realizados ensaios laboratoriais sobre amostras colhidas em bloco num campo experimental escolhido para o efeito, situado na Av. Visconde Valmor em Lisboa, onde as Argilas dos Prazeres surgem a cerca de 4,0 m de profundidade.

Os parâmetros de compressibilidade e consolidação aqui apresentados referem-se à compilação e tratamento de informação existente relativa a ensaios edométricos realizados em edómetros de alta pressão e compreendem 29 ensaios sobre amostras das Argilas dos Prazeres e 11 ensaios sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo. A estes resultados juntam-se 3 ensaios realizados em amostras do campo experimental, também realizados no edómetro de alta pressão.

2.2 – Características analisadas

As características físicas estudadas foram: a composição granulométrica, os limites de Atterberg, o teor em água natural, o peso volúmico do solo, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios e o peso volúmico seco do solo. Os dados relativos às Argilas dos Prazeres e às Argilas do Forno do Tijolo apresentam-se organizados de modo a permitir identificar intervalos de variação, médias e desvios padrão do total de resultados recolhidos, para as duas formações em paralelo.

Relativamente à forma como as amostras foram comparadas, foi considerada a profundidade a que estas foram recolhidas, uma vez que a cota da boca do furo de sondagem não consta de muitos boletins de ensaio, pelo que o tratamento com base na cota inviabilizaria o uso de um número muito significativo de resultados. Apesar de os elementos existentes serem provenientes de diferentes locais, a sua análise foi feita conjuntamente. Um estudo mais detalhado em que os dados se analisavam por local de amostragem, não forneceu diferenças significativas em relação aos resultados analisados de modo global. Uma vez que a análise conjunta aumenta a representatividade das conclusões, foi essa a opção considerada.

Os parâmetros de compressibilidade que se apresentam incluem os índices de compressibilidade (C_c), de expansibilidade (C_s) e de recompressão (C_r), a tensão de pré-consolidação (σ'_p) e o grau de sobreconsolidação (OCR), os coeficientes de consolidação primária (c_v) e secundária (C_a) e o coeficiente de permeabilidade (k). Para as Argilas do Forno do Tijolo a informação disponível permitiu apenas estabelecer os parâmetros de consolidação.

O grau de sobreconsolidação foi estimado com base nos resultados de ensaios edométricos utilizando diferentes metodologias para quantificar a tensão de pré-consolidação.

3 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

3.1 – Composição granulométrica

Os solos que pertencem às Argilas dos Prazeres apresentam uma significativa diversidade relativamente à composição granulométrica. A fração silte é a mais significativa, sendo as percentagens de argila e areia bastante variáveis, pelo que se pode afirmar tratar-se de solos com granulometria relativamente extensa. Apesar do elevado número de amostras para as quais se dispunha da composição granulométrica, cerca de 350, apenas para 137 foi realizada a sedimentação, pelo que os resultados relativos à percentagem de argila que se apresentam, se referem apenas a estes dados.

A Figura 1a) apresenta a distribuição granulométrica em profundidade obtida para 79 amostras das Argilas dos Prazeres.

No lado direito da Figura 1a) mostra-se o número de amostras correspondentes a cada profundidade (n) que deu origem às médias apresentadas. Pode verificar-se que a percentagem de composição percentual das amostras não varia consideravelmente em profundidade. A representação da granulometria utilizando um diagrama triangular de Feret, permite verificar que cerca de 35 % das amostras correspondem a argilas siltosas e 23 % correspondem a siltes argilosos, sendo as restantes percentagens bastante menos significativas.

Na Figura 1b) apresenta-se a distribuição granulométrica em profundidade obtida para 76 amostras das Argilas do Forno do Tijolo, 49 das quais incluem resultados da sedimentação. A tracejado mostra-se as percentagens de silte e argila, para os casos em que não se dispunha da percentagem de argila presente.

A representação da granulometria utilizando um diagrama triangular de Feret, permite verificar que as Argilas do Forno do Tijolo são de uma maneira geral mais dispersas em termos de classificação do que as amostras das Argilas dos Prazeres. A diversidade na composição granulométrica é também bastante significativa, verificando-se que 29 % das amostras se classificam como argilas, 20 % são argilas siltosas e 18 % correspondem a siltes arenosos.

A análise da distribuição da fração argilosa das amostras ($D_{m\acute{a}x} < 0,002$ mm) em função da fração fina ($D_{m\acute{a}x} < 0,06$ mm), mostra, para ambas as formações, elevada variabilidade, pelo que não é possível estabelecer uma relação entre estes dois parâmetros. A variação na percentagem de argila conduzirá a substanciais diferenças na plasticidade das amostras, como abaixo é ilustrado.

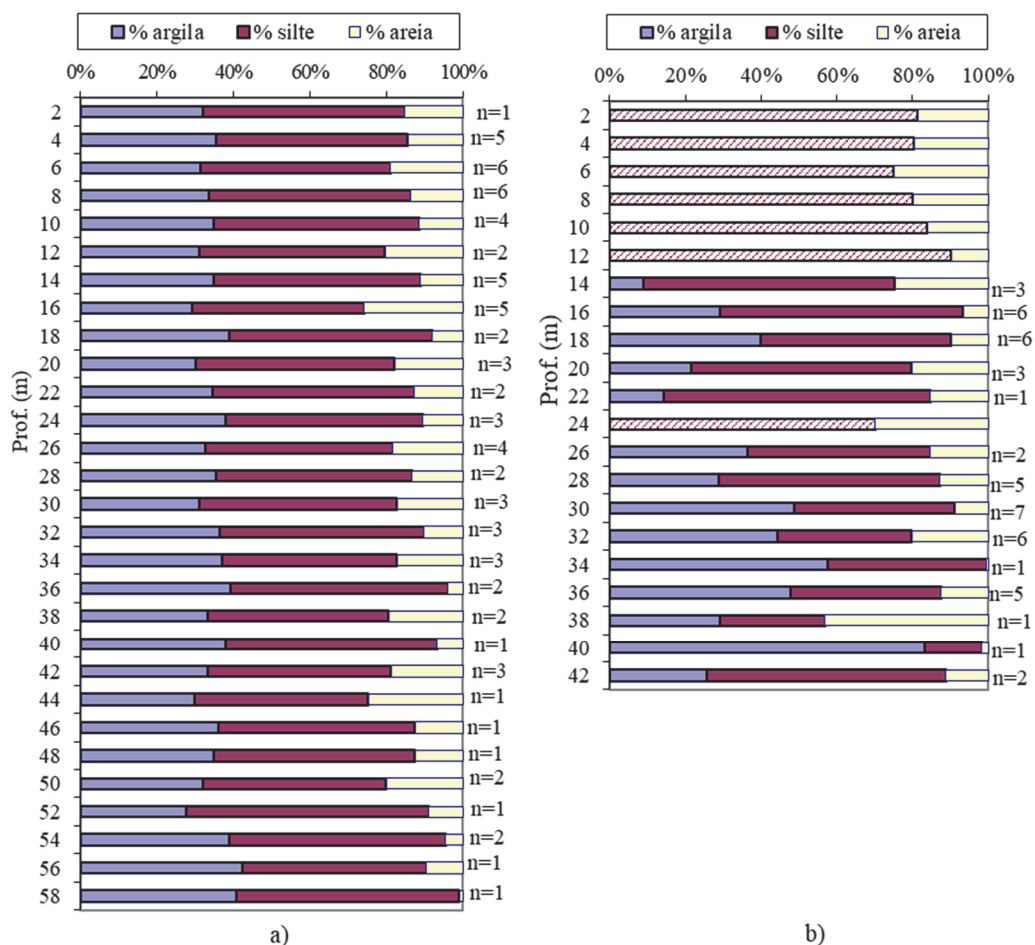


Fig. 1 - Distribuição granulométrica em profundidade (valores médios): a) Argilas dos Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo.

3.2 – Limites de Atterberg

A determinação dos limites de Atterberg e do teor em água natural (w) foi realizada para um número muito significativo de amostras (n) e os valores estatísticos descritivos relativos ao limite de liquidez (w_L), limite de plasticidade (w_P), índice de plasticidade (I_P) e índice de consistência (I_C) resumem-se no Quadro 1 para as Argilas dos Prazeres e no Quadro 2 para as Argilas do Forno do Tijolo.

Quadro 1 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e o índice de consistência das amostras das Argilas dos Prazeres.

	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	w (%)	I_C (%)
Mínimo	19,00	13,00	3,00	7,50	0,45
Máximo	72,00	57,00	53,00	37,70	2,67
Média	40,84	20,49	20,74	19,74	1,08
Desvio padrão	11,47	4,50	9,27	4,93	0,28
n	433	433	438	351	289

Quadro 2 - Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Argilas do Forno do Tijolo.

	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	w (%)	I_c (%)
Mínimo	20,00	8,00	2,00	5,70	0,53
Máximo	67,80	48,60	41,00	33,50	2,30
Média	36,92	21,24	15,71	19,26	1,12
Desvio padrão	9,96	4,58	7,62	4,38	0,33
n	208	207	207	160	145

As formações apresentam teor em água em geral muito próximo do limite de plasticidade, pelo que os índices de consistência são característicos de solos rijos ou duros. As Argilas dos Prazeres apresentam média plasticidade, enquanto as Argilas do Forno do Tijolo apresentam plasticidade baixa. O número de resultados não é o mesmo para todos os parâmetros apresentados, já que nem sempre se dispunha de informação relativa ao teor em água natural e aos limites de Atterberg para todas as amostras.

A distribuição em profundidade dos limites de Atterberg e do teor em água natural apresenta-se na Figura 2a) para as Argilas dos Prazeres e na Figura 3a) para as Argilas do Forno do Tijolo. A tracejado apresenta-se o valor médio do teor em água e do índice de consistência.

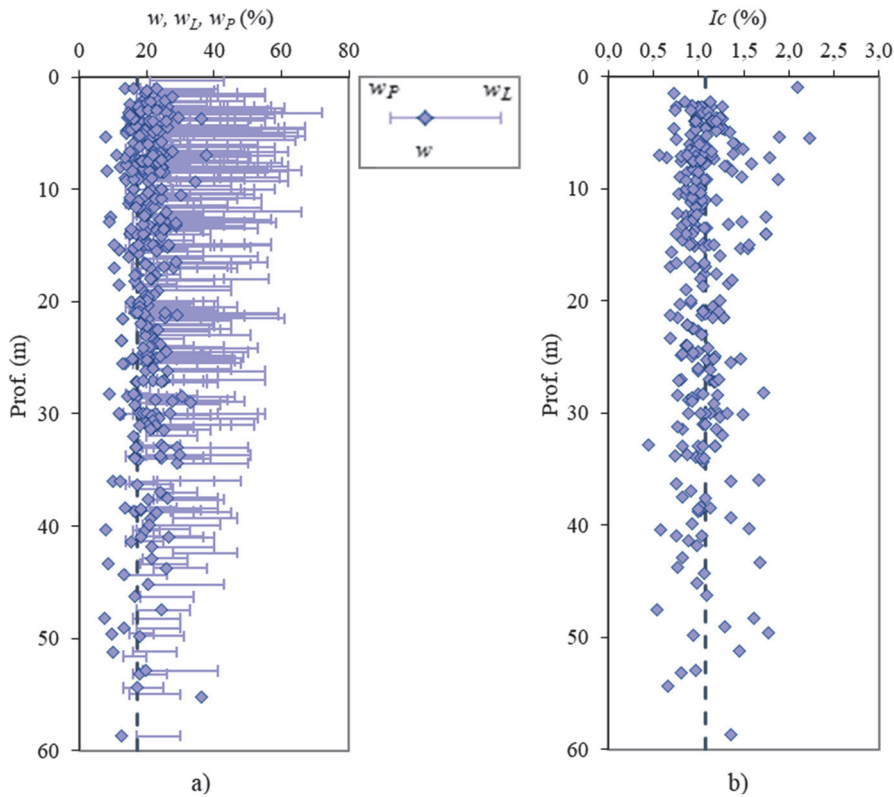


Fig. 2 - Evolução em profundidade para as Argilas dos Prazeres de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de consistência.

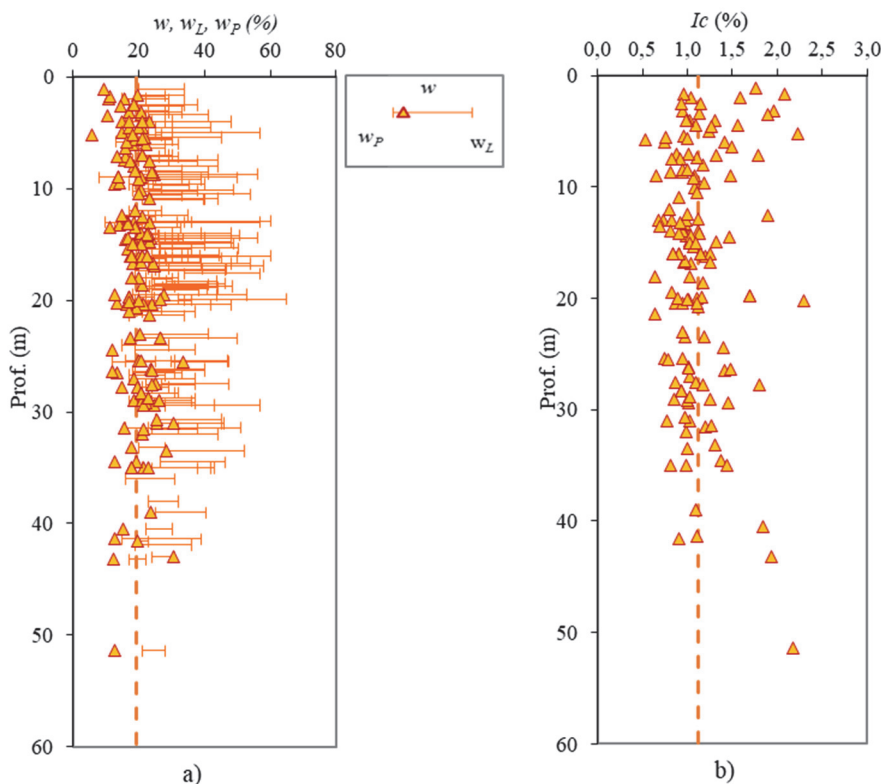


Fig. 3 - Evolução em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de consistência.

Verifica-se que o teor em água natural não tende a diminuir em profundidade, mantendo-se, apesar de alguma dispersão, sensivelmente constante nas duas formações. Esta situação deverá estar relacionada com o elevado grau de sobreconsolidação. O índice de plasticidade apresenta variações mais significativas, em particular nas Argilas do Forno do Tijolo, sendo bastante mais baixo para as amostras recolhidas abaixo dos 35 m de profundidade.

Relativamente ao limite de liquidez, a Figura 2a) mostra que este é mais baixo a profundidades maiores. É ainda possível confirmar a localização do teor em água natural, em muitos casos, à esquerda do limite de plasticidade ou praticamente coincidente com este. As Figuras 2b) e 3b) apresentam a variação em profundidade do índice de consistência.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, ilustrada na Figura 4a), mostra que a fração fina da maior parte das amostras das Argilas dos Prazeres se classifica como argila magra, havendo algumas amostras de argila gorda e apenas uma percentagem pouco significativa de amostras classificadas como silte elástico. Em relação às amostras das Argilas do Forno do Tijolo, a Figura 4b) mostra que a fração fina da maior parte das amostras se classifica como argila magra, havendo algumas amostras de argila magra com silte.

Eliminando as amostras situadas abaixo da linha “A”, podem obter-se as retas de regressão definidas pelas equações 1 e 2, para as Argilas dos Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo respetivamente, com elevados coeficientes de determinação:

$$I_p = 0,76 * (w_L - 13,4) \quad R^2 = 0,94 \quad (1)$$

$$I_p = 0,76 * (w_L - 15,4) \quad R^2 = 0,88 \quad (2)$$

As retas apresentam-se bastante semelhantes e foram obtidas para um número muito significativo de resultados, pelo que poderão ser consideradas representativas destes solos.

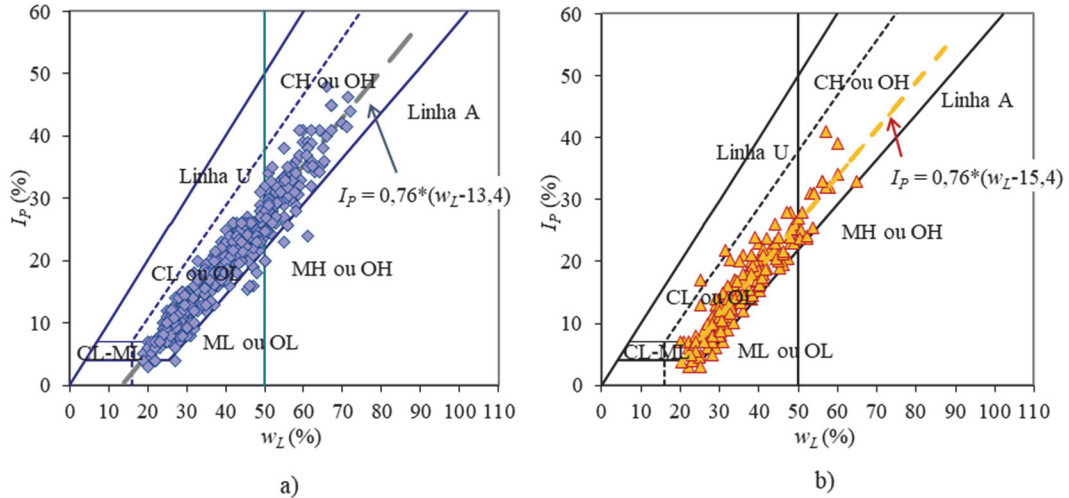


Fig. 4 - Carta de plasticidade de Casagrande e retas de regressão obtidas excluindo as amostras situadas abaixo da Linha “A”: a) Argilas dos Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo.

3.3 – Atividade

Em relação à atividade das argilas, os resultados reunidos, que se apresentam na Figura 5, indicam para ambas as formações argilas pouco ativas ou com atividade normal, salvo algumas exceções para as quais a atividade é superior a 1,25, casos que se referem a amostras com baixa percentagem de argila.

Verifica-se que estes são concordantes com a informação descrita na bibliografia (Moitinho de Almeida, 1991; Marques, 1998) e suportados pela informação relativa à composição mineralógica. Nas Argilas dos Prazeres predominam esmectites, ilites, caulinites e clorites, enquanto as Argilas do Forno do Tijolo apresentam sempre um dos dois minerais predominantes, que são as esmectites e as ilites.

Na mesma figura apresenta-se ainda as atividades características de alguns minerais de argila. A observação da Figura 5 sugere que as amostras das Argilas do Forno do Tijolo serão menos ativas do que as das Argilas dos Prazeres, apesar de o número de resultados disponível ser inferior. No Quadro 3 resume-se os resultados obtidos para a Atividade (A_t).

Quadro 3 - Estatística descritiva para a atividade das argilas.

	A_t	
	Argilas dos Prazeres	Argilas do Forno do Tijolo
Mínimo	0,17	0,18
Máximo	1,80	2,73
Média	0,68	0,58
Desvio padrão	0,32	0,50
n	72	51

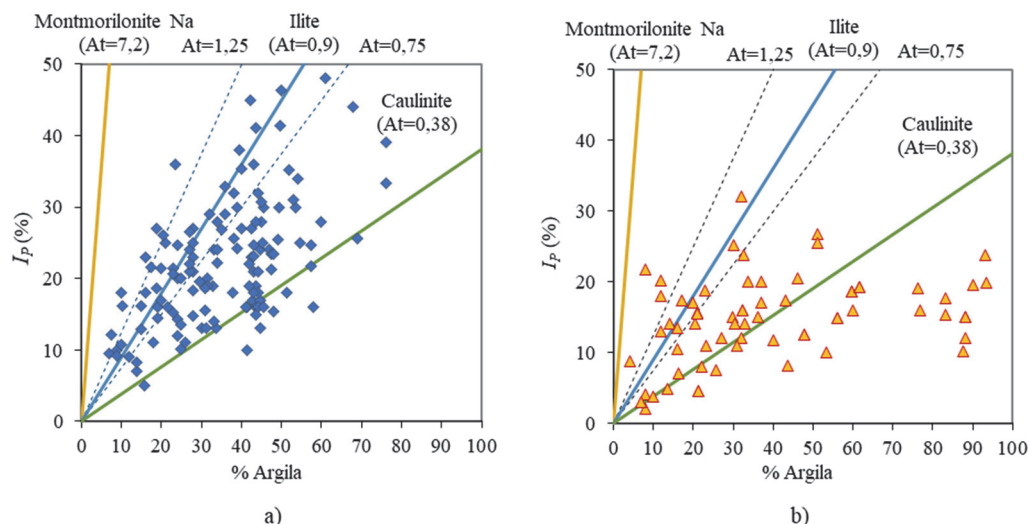


Fig. 5 - Atividade das argilas: a) Argilas dos Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo.

3.4 – Índices físicos

Os índices físicos determinados para as formações em estudo incluem o teor em água (w), o peso volúmico (γ), a densidade das partículas sólidas (G_s), o peso volúmico seco (γ_d) e o índice de vazios natural (e). O número de resultados analisados varia para cada índice físico, uma vez que os dados disponíveis nem sempre incluíam a mesma informação. Os Quadros 4 e 5 apresentam resumo da estatística descritiva para os índices físicos das Argilas dos Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo, respetivamente.

Quadro 4 - Estatística descritiva para os índices físicos das Argilas dos Prazeres.

	w (%)	G_s	γ (kN/m ³)	e	γ_d (kN/m ³)
Mínimo	7,50	2,56	16,13	0,25	14,22
Máximo	37,70	2,80	23,76	0,95	22,30
Média	19,74	2,67	20,41	0,53	17,26
Desvio padrão	4,93	0,06	1,03	0,11	1,30
n	351	203	196	143	206

Quadro 5 - Estatística descritiva para os índices físicos das Argilas do Forno do Tijolo.

	w (%)	G_s	γ (kN/m ³)	e	γ_d (kN/m ³)
Mínimo	5,70	2,56	16,50	0,33	14,60
Máximo	33,50	2,80	22,10	0,71	19,80
Média	19,26	2,70	20,42	0,55	17,10
Desvio padrão	4,38	0,06	0,96	0,08	0,93
n	160	46	110	47	109

Em relação à densidade das partículas sólidas foi adotado um critério de exclusão que permitiu chegar à gama de valores apresentada, dado que alguns boletins de ensaio indicavam valores pouco plausíveis. Em particular, valores demasiado elevados (alguns da ordem de 3,0) foram considerados anómalos, e por isso excluídos.

4 – COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO

4.1 – Ensaios edométricos

O tratamento de informação relativa a ensaios edométricos corresponde a um número consideravelmente inferior de resultados. Com efeito, os ensaios com edómetros clássicos não permitem para estes solos atingir um carregamento significativo em ramo virgem, pelo que não foram incluídos no estudo.

Relativamente aos ensaios realizados em edómetros de alta pressão, os elementos analisados compreendem resultados de 14 ensaios sobre amostras das Argilas dos Prazeres. A profundidade a que estas amostras foram recolhidas varia entre os 4 m e os 40 m, e os locais de recolha foram o túnel do Término da Alameda D. Afonso Henriques (Marques, 1998), o poço da Rua Ivens (Pedro, 2013), a Av. da Liberdade, a Av. da República e a Praça do Saldanha (Figueiredo, 2009) e o campo experimental na Av. Visconde Valmor (Lopes Laranjo, 2013). Os parâmetros determinados incluem os índices de compressibilidade (C_c), de expansibilidade (C_s) e de recompressão (C_r), a tensão de pré-consolidação (σ'_p) e o grau de sobreconsolidação (OCR), os coeficientes de consolidação primária (c_v) e secundária (C_a) e o coeficiente de permeabilidade (k). O Quadro 6 resume as características físicas das amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas nos edómetros de alta pressão.

Quadro 6 - Características físicas das amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edómetros de alta pressão.

Local	Referência	Prof. (m)	Condições iniciais		Condições finais	
			e_0	w_0 (%)	e_{fin}	w_{fin} (%)
Túnel do Término	Marques, 1998	12,9	0,696	25,36	0,512	19,71
		14,0	0,682	23,91	0,482	18,55
		20,0	0,613	17,78	0,417	15,83
		24,7	0,678	20,16	0,413	15,47
		31,0	0,709	22,62	0,482	18,40
Av. da Liberdade	Figueiredo, 2009	8,0	0,614	23,54	0,474	21,14
Saldanha		8,0	0,710	25,20	0,569	24,79
Av. da República		8,5	0,614	19,49	0,484	19,58
Poço na Rua Ivens	Pedro, 2013	36,5	0,563	16,40	0,391	14,50
		37,5	0,671	2,30 ⁽¹⁾	0,478	17,90
		40,0	0,735	27,0	0,605	23,60
Av. Visconde Valmor	Lopes Laranjo, 2013	4,0	0,742	24,30	0,718	26,12
		4,0	0,801	26,70	0,676	24,60
		4,0	0,993	34,00	0,695	25,10

(1) - amostra bastante seca antes do ensaio

A Figura 6 mostra as curvas de compressão normalizadas pelo índice de vazios inicial (e_0) referentes apenas à primeira carga, ou seja, excluem-se as descargas e subsequentes recargas. É interessante observar que, apesar de serem provenientes de distintos locais e terem sido recolhidas

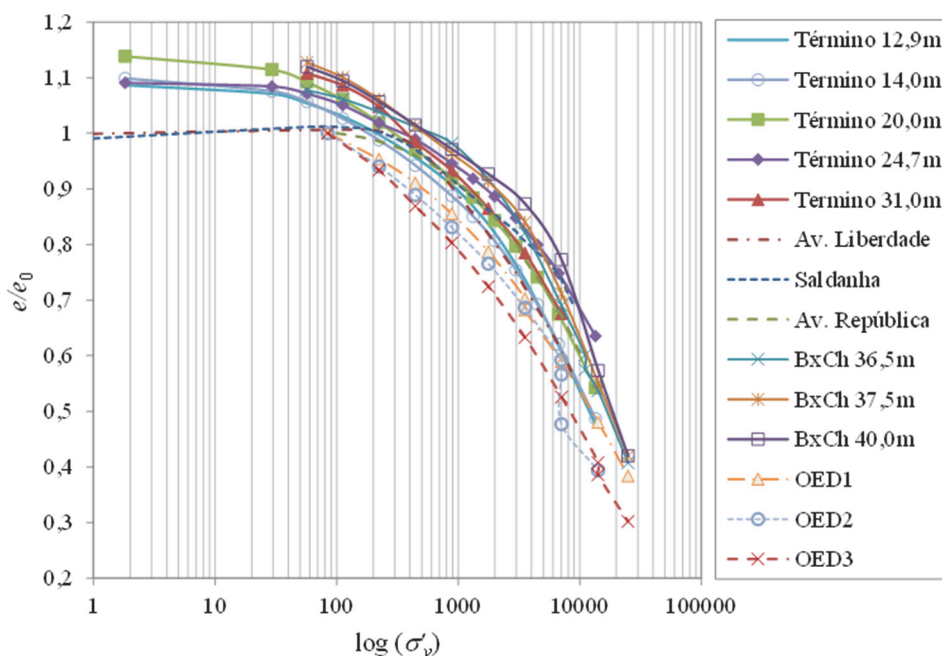


Fig. 6 - Curvas de compressão normalizadas pelo índice de vazios inicial obtidas em ensaios com edômetros de alta pressão em amostras das Argilas dos Prazeres.

a diferentes profundidades, as amostras exibem curvas de compressão bastante semelhantes, que por isso deverão constituir uma boa base de comparação para outros resultados de ensaios similares.

Os parâmetros de compressibilidade obtidos nestes ensaios, após tratamento da curva de compressibilidade pela construção de Schmertmann (1955), resumem-se no Quadro 7. Para além dos valores dos índices de compressibilidade, de recompressão e de expansibilidade, apresentam-se ainda os valores da razão $C_c/(1+e_0)$, e da razão C_s/C_c .

Pode verificar-se que o índice de compressibilidade não exhibe variações significativas, pelo que o valor médio de 0,27 constitui uma boa representação do conjunto. O mesmo acontece com a razão $C_c/(1+e_0)$. Em relação aos índices de expansibilidade e de recompressão, apesar de a dispersão de resultados ser ligeiramente maior, os valores médios de 0,06 e 0,07, respetivamente, parecem representar razoavelmente bem o conjunto de resultados tratados e vão de encontro aos descritos na bibliografia para solos desta natureza (Cotecchia, 2002; Gasparre, 2005; Cotecchia et al., 2007; Bagheri & Rezania, 2021). A análise destes parâmetros permite verificar que não parece haver significativa dependência da profundidade.

A razão C_s/C_c apresenta valores mais elevados para as amostras do campo experimental, dado que a recuperação do índice de vazios na descarga é bastante pronunciada, como mostra a Figura 7. Esta recuperação na descarga pode estar relacionada com efeitos físico-químicos e microestruturais (Cui et al., 2013; Guglielmi et al., 2022). Estas amostras foram colhidas acima do nível freático, pelo que podem exibir sucção de valor considerável. Quando os solos exibem sucção e são descarregados para tensões inferiores às tensões que correspondem a variação volumétrica nula, os fenómenos de natureza química prevalecem sobre os de natureza mecânica, o que pode explicar estes valores mais elevados de C_s .

Quadro 7 - Parâmetros de compressibilidade de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edômetros de alta pressão.

Local	Ref.	Prof. (m)	Class. Unif.	C_c	$\frac{C_c}{1+e_0}$	C_s	C_r	$\frac{C_s}{C_c}$
Túnel do Término, Alameda D. Afonso Henriques	Marques, 1998	12,9	CL	0,294	0,173	0,056	0,053	0,190
		14,0	CL	0,275	0,163	0,045	0,053	0,171
		20,0	CL	0,272	0,169	0,034	0,066	0,125
		24,7	Solo grosso	0,216	0,129	0,019	0,058	0,148
		31,0	CH	0,276	0,161	0,065	0,087	0,228
Av. da Liberdade	Figueiredo, 2009	8,0	CL	0,239	0,148	0,046	0,020	0,192
Praça do Saldanha		8,0	CH	0,191	0,112	0,035	0,029	0,183
Av. da República		8,5	CH	0,222	0,138	0,030	0,050	0,135
Poço da Rua Ivens	Pedro, 2013	36,5	CL	0,245	0,157	0,041	0,041	0,167
		37,5	CL	0,305	0,183	0,058	0,074	0,190
		40,0	CH	0,404	0,233	0,083	0,074	0,205
Av. Visconde Valmor	Lopes Laranjo, 2013	4,0	CH-OH	0,27	0,154	0,075	0,109	0,278
		4,0	CH-OH	0,31	0,156	0,113	0,159	0,365
		4,0	CL-OL	0,32	0,164	0,141	0,167	0,441
Valor médio (± desvio padrão)				0,27 (±0,05)	0,16 (±0,03)	0,06 (±0,03)	0,07 (±0,04)	0,22 (±0,09)

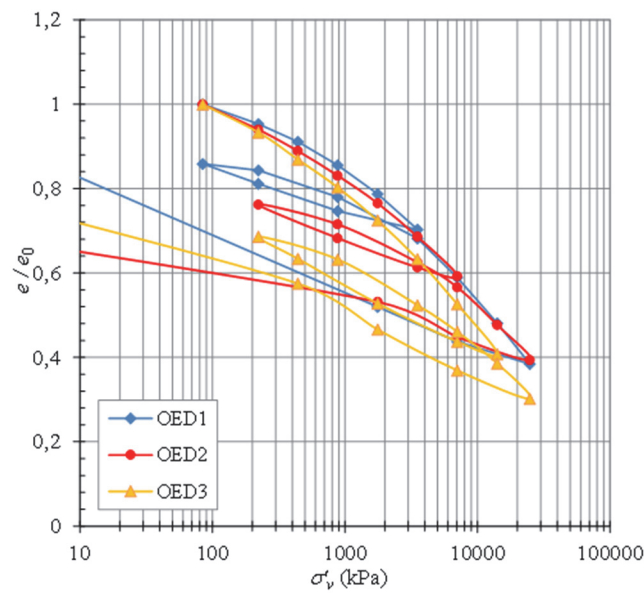


Fig. 7 - Curvas de compressibilidade das amostras do campo experimental, normalizadas pelo índice de vazios inicial.

4.2 – Grau de sobreconsolidação

A tensão efetiva vertical de repouso é simples de determinar para cada amostra, desde que sejam conhecidas a profundidade a que esta foi recolhida e a posição do nível freático no local de recolha. Já a tensão de pré-consolidação (σ'_p), entendida como a máxima tensão vertical a que o solo já esteve sujeito, é de determinação mais complexa. Com base unicamente no conhecimento da história geológica de determinado local, é por vezes possível estabelecer um valor aproximado para a máxima tensão vertical que já lá esteve instalada. No entanto, é com base na análise da curva de compressão dos ensaios edométricos que esta tensão se define mais rigorosamente. Identificar o ponto de cedência que define a tensão de pré-consolidação é difícil devido à perturbação das amostras, particularmente no caso de argilas rijas, uma vez que estas estão sujeitas a tensões isotrópicas nulas quando se retiram dos amostradores, e por vezes ocorre alguma expansão antes do carregamento. A consequência é que a tensão de pré-consolidação é subestimada (Mayne, 1988).

Os métodos mais conhecidos para a determinação de σ'_p são a construção de Casagrande (Casagrande, 1936) e o método simplificado (Josseume et al., 1991), que utilizam a curva e -log σ'_v , e também o método originalmente desenvolvido por Butterfield (1979) mais tarde apresentado por Sridharan (1991), que utiliza a representação da curva de compressão no sistema de eixos coordenados $\log(1+e) - \log \sigma'_v$. Para a análise que aqui se apresenta, as curvas de compressão disponíveis foram tratadas pelos três métodos indicados acima.

A construção de Casagrande reveste-se sempre de alguma subjetividade, na medida em que é necessário identificar o ponto da curva de compressão que exhibe menor raio de curvatura, para a partir dele iniciar a construção. A forma da curva e o facto de se representar num eixo de abcissas em escala logarítmica faz com que uma variação relativamente pequena na posição deste ponto se possa traduzir numa diferença de uma ou duas unidades no valor do grau de sobreconsolidação calculado. Esta questão pode ser particularmente difícil sempre que a curva de compressão não exiba uma quebra nítida, como é frequente em argilas duras.

De acordo com o método simplificado (Josseume et al., 1991), a tensão de pré-consolidação é aquela que corresponde à intersecção do prolongamento da parte linear da curva de compressão com a reta de declive C_s que passa pelo ponto de coordenadas (σ'_{v0}, e_0), ou seja, correspondente ao estado de tensão em repouso. A descompressão associada à amostragem provoca alguma expansão que altera a posição do ponto correspondente ao repouso.

O método de Butterfield, também chamado de método rigoroso, surgiu da constatação de que em solos mais compressíveis a representação e -log σ'_v nem sempre é linear, ao contrário do que acontece com a representação de $\log(1+e) - \log \sigma'_v$ (Butterfield, 1979). A representação bi-logarítmica não perturba a bem conhecida quase-linearidade das curvas de descarga e recarga, uma vez que as alterações no volume específico associadas a estas variações são muito pequenas. Com efeito, o autor mostra para diversas argilas bem conhecidas, como a argila de Londres, a argila Azul de Boston e a argila de Chicago, que as curvas de compressão representadas neste sistema de eixos coordenados aumentam a sua linearidade. Utilizando esta representação, a tensão de pré-consolidação pode ser determinada como a que corresponde à intersecção dos dois troços lineares, correspondentes à fase inicial da recompressão e ao carregamento em ramo virgem, como mostra a Figura 8. Mais tarde, partindo de inúmeros estudos e ensaios edométricos com pressão controlada, em que era conhecida a tensão de pré-consolidação (Sridharan et al., 1991), conclui-se que esta representação é, em comparação com todas as outras, a que fornece melhores resultados.

Os declives das retas da Figura 8, identificados por C_s e C_c , para os ensaios tratados no âmbito deste trabalho, resumem-se no Quadro 8, que apresenta a gama de variação e o valor médio para cada subconjunto de ensaios, bem como a média e o desvio padrão para a totalidade dos elementos relativos às Argilas dos Prazeres. Verifica-se que o valor médio obtido para C_c é bastante próximo do apresentado por Butterfield (1979) para as argilas de Londres, que foi de 0,083. Já em relação a

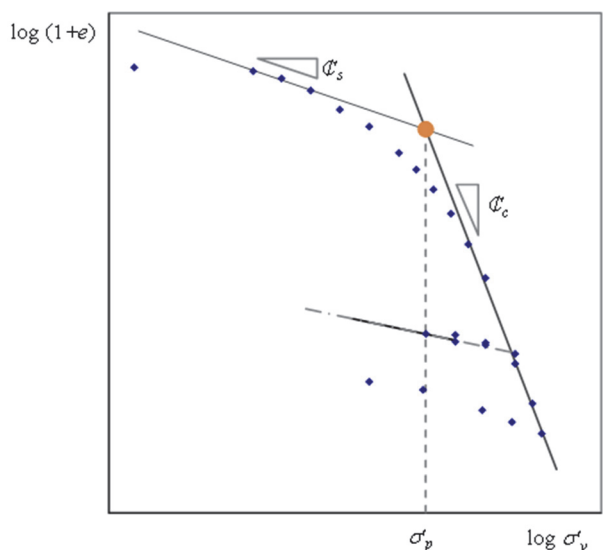


Fig. 8 - Curvas de compressibilidade das amostras do campo experimental, normalizadas pelo índice de vazios inicial.

C_s o valor médio nas Argilas dos Prazeres aproxima-se mais do das argilas magras apresentadas por aquele autor, como a argila de Drammen, com C_s igual a 0,016.

Quadro 8 - Declives das retas que aproximam a recompressão e o ramo virgem na representação bi-logarítmica de Butterfield de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edômetros de alta pressão.

Local	C_s		C_c	
	Gama de variação	Valor médio	Gama de variação	Valor médio
Túnel do Término	0,009-0,017	0,014	0,072-0,098	0,087
Av. da Liberdade – Praça do Saldanha – Av. da República	0,006-0,010	0,008	0,054-0,075	0,066
Baixa-Chiado	0,011-0,019	0,016	0,086-0,128	0,105
Av. Visconde Valmor	0,021-0,034	0,028	0,086-0,110	0,099
Valor médio ($\pm$ desvio padrão)		0,016($\pm$ 0,008)		0,089($\pm$ 0,02)

O Quadro 9 resume os resultados obtidos para a tensão de pré-consolidação e para o grau de sobreconsolidação considerando os três métodos descritos. Importa realçar que, independentemente do método utilizado para avaliar a tensão de pré-consolidação, os valores obtidos são bastante elevados, quase todos superiores a 1000 kPa, e ultrapassando 3000 kPa em alguns casos.

Uma vez que no método de Butterfield se utiliza o declive do ramo de recompressão, ao passo que no método simplificado se considera o declive que melhor representa a histerese num ciclo de descarga-recarga, os resultados obtidos utilizando este último método poderiam ser ligeiramente inferiores aos obtidos com o método de Butterfield, o que nem sempre acontece. Curiosamente, os resultados obtidos pela construção de Casagrande foram os que forneceram o valor médio mais baixo.

Quadro 9 - Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edómetros de alta pressão.

Local	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	Construção de Casagrande		Método simplificado		Método de Butterfield	
			σ'_p (kPa)	OCR	σ'_p (kPa)	OCR	σ'_p (kPa)	OCR
Túnel do Término	12,9	230	1098	4,8	1350	5,9	1675	7,3
	14,0	240	1378	5,7	1371	5,7	1345	5,6
	20,0	300	1320	4,4	2000	6,7	2530	8,4
	24,7	350	1593	4,6	1910	5,5	1650	4,7
	31,0	410	2024	4,9	2268	5,5	1612	3,9
Av. da Liberdade	8,0	132	880	6,7	1110	8,4	926	7,0
Praça do Saldanha	8,0	160	1026	6,4	915,7	5,7	931	5,8
Av. da República	8,5	123	1185	9,6	1170	9,5	1337	10,9
Poço Rua Ivens	36,5	590	3227	3,0	5227	3,1	3275	3,6
	37,5	645	1758	4,4	1816	4,3	2140	4,8
	40,0	635	2845	5,1	2754	8,2	3125	5,9
Av. Visconde Valmor	4,0	80	1127	14,1	856	10,7	1245	15,6
	4,0	80	1218,6	15,2	600	7,5	1278	16,0
	4,0	80	1369	17,1	1182	14,8	1477	18,3

A Figura 9 mostra os valores do grau de sobreconsolidação obtidos com os três métodos e a tracejado a linha que representa a média dos valores encontrados e sua evolução em profundidade. Note-se que os valores elevados para o grau de sobreconsolidação estão relacionados com a história geológica desta unidade, associada ao primeiro ciclo deposicional (Aquitânico) que compreende ciclos de erosão e deposição fruto de oscilações no nível médio das águas do mar (Zbyszewski, 1964; Moitinho de Almeida, 1986; Pais, 2004; Pais et al., 2006). Com efeito, em algumas zonas da cidade de Lisboa a espessura das camadas erodidas foi muito significativa, pelo que o grau de sobreconsolidação será mais elevado nos níveis mais superficiais. Nestes níveis é provável a existência de elevada sucção, pelo que as tensões efetivas iniciais serão substancialmente maiores do que as que correspondem às tensões verticais geoestáticas, conduzindo a maiores valores de OCR. Efetivamente os resultados obtidos para as amostras do campo experimental, onde as Camadas dos Prazeres surgem a uma profundidade baixa, são mais elevados do que o restante conjunto.

Apesar de não se dispor de valores para as Argilas do Forno do Tijolo, a história geológica aponta para graus de sobreconsolidação que poderão ser ligeiramente inferiores, dado esta unidade ter sido depositada durante o Burdigaliano, sujeita a uma série de avanços e retrocessos do nível da água do mar.

4.3 – Parâmetros de consolidação

A partir do conhecimento da curva que relaciona a variação do assentamento com o tempo, é possível determinar o coeficiente de consolidação do solo (c_v), através da aplicação do método de Taylor (Taylor, 1948), ou do método de Casagrande (Casagrande & Fadum, 1940). Dos ensaios

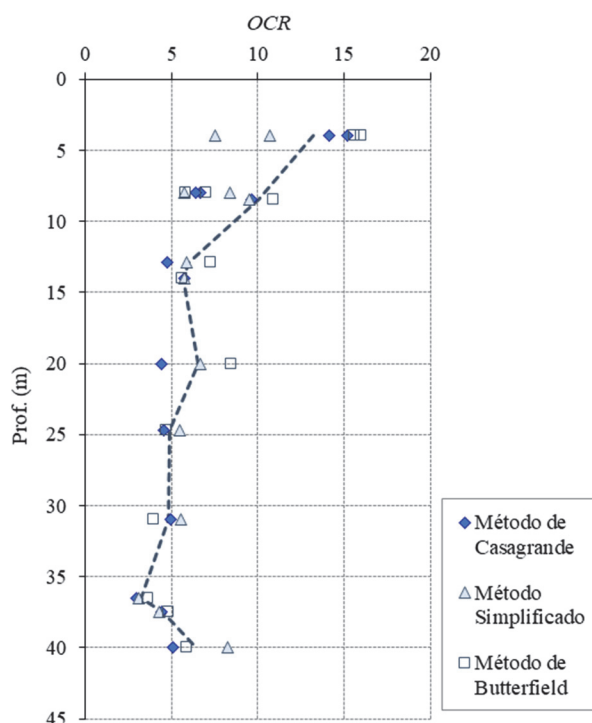


Fig. 9 - Grau de sobreconsolidação de amostras das Argilas dos Prazeres, considerando diferentes métodos de avaliação da tensão de pré-consolidação, ensaiadas em edômetros de alta pressão.

tratados no âmbito deste trabalho, verificou-se que os resultados obtidos pelo método de Taylor foram em geral superiores aos de Casagrande. Importa acrescentar que a interpretação pelo método de Casagrande foi menos rigorosa, uma vez que a forma das curvas Δh vs. $\log(t)$ nem sempre se aproximou da forma da curva teórica. Por este motivo, o método de Taylor foi preferido, pelo que os valores que em seguida se apresentam se referem à sua aplicação.

A Figura 10a) ilustra os valores de c_v obtidos para o escalão de carga imediatamente acima da tensão efetiva vertical *in situ*. Dos resultados disponíveis, excluiu-se um, que corresponde a uma amostra recolhida a 24,7 m de profundidade, que na Classificação Unificada corresponde a um solo mais grosso, pelo que o valor de c_v se apresenta consideravelmente mais elevado. Verifica-se que o coeficiente de consolidação para a tensão *in situ* nas Argilas dos Prazeres varia num intervalo estreito, sendo igual a $2,19 (\pm 1,7) \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Os valores do coeficiente de consolidação para o ramo virgem estão ilustrados na Figura 10b). Pode verificar-se que este parâmetro aumenta ligeiramente em praticamente todos os casos, excetuando o caso já referido da amostra do túnel do Término classificada como solo grosso, e para a qual o valor de c_v no ramo virgem é cerca de três vezes menor do que para a tensão *in situ*. Relativamente à amostra recolhida na Praça do Saldanha, os resultados mostram que o coeficiente de consolidação no ramo virgem é cerca de cinco vezes superior ao correspondente à tensão vertical de repouso.

Uma observação qualitativa dos elementos tratados sugere que, de um modo geral, o valor do coeficiente de consolidação primária (c_v) tende a aumentar com o aumento da tensão vertical, atingindo os valores mais elevados para tensões próximas da tensão de pré-consolidação, começando a diminuir ligeiramente após σ'_p , e estabilizando para os escalões mais altos, ou seja, em ramo virgem.

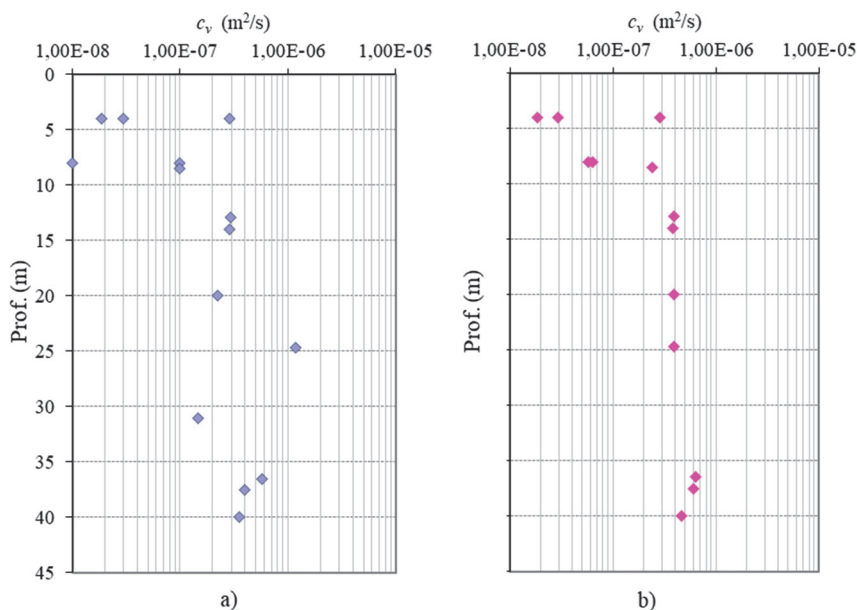


Fig. 10 - Coeficiente de consolidação de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edómetros de alta pressão: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ*; b) ramo virgem.

Relativamente ao coeficiente de permeabilidade vertical (k), partindo do conhecimento do coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) e do coeficiente de consolidação (c_v) para todos os escalões de carga dos ensaios, pode ser determinado pela equação:

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (3)$$

Na Figura 11 mostra-se os resultados obtidos para o coeficiente de permeabilidade, para o escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ* e para o ramo virgem. Pode observar-se que este coeficiente varia entre $1,5 \cdot 10^{-11}$ m/s e $4 \cdot 10^{-10}$ m/s, valores que correspondem a solos com permeabilidade muito baixa, e, que no ramo virgem o coeficiente de permeabilidade varia numa faixa mais estreita e diminui relativamente ao seu valor para as tensões de repouso.

Relativamente ao coeficiente de consolidação secundária (C_{α}), os valores obtidos são praticamente todos inferiores a 0,002, valor que corresponde a solos com compressibilidade secundária muito baixa (Das, 1997).

O Quadro 10 resume os parâmetros de consolidação obtidos para as Argilas dos Prazeres, para o escalão de carga imediatamente acima da tensão efetiva *in situ* e para o ramo virgem.

Para as Argilas do Forno do Tijolo, os resultados disponíveis, referem-se apenas a ensaios no edómetro clássico, que uma vez que não permitem reproduzir o ramo normalmente consolidado da curva de compressão, fornecem valores para os coeficientes de consolidação primária e de permeabilidade superiores aos que efetivamente caracterizam estes solos. No entanto, a comparação dos resultados de ensaios nas mesmas condições para estas e para as Argilas dos Prazeres, permite verificar que, de uma maneira geral, as amostras das Argilas do Forno do Tijolo terão maior coeficiente de consolidação primária e maior coeficiente de permeabilidade do que as amostras das Argilas dos Prazeres. O facto de serem solos com menor atividade do que as Argilas dos Prazeres corrobora esta observação.

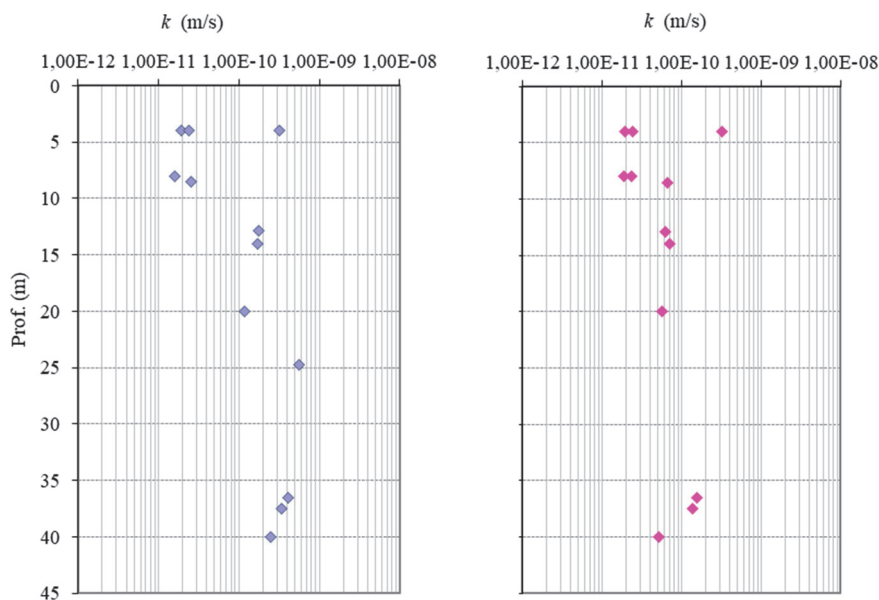


Fig. 11 - Coeficiente de permeabilidade de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edômetros de alta pressão: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ*; b) ramo virgem.

Quadro 10 - Parâmetros de consolidação de amostras das Argilas dos Prazeres ensaiadas em edômetros de alta pressão.

Local	Prof. (m)	$c_v \times 10^{-7} (\text{m}^2/\text{s})$		C_α	$k \times 10^{-10} (\text{m/s})$	
		Escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i>	Ramo virgem		Escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i>	Ramo virgem
Túnel do Término	12,9	2,91	3,89	0,0017	1,79	0,62
	14,0	2,87	3,86	0,00151	1,73	0,71
	20,0	2,21	3,89	0,00108	1,18	0,57
	24,7	11,8	3,88	-	5,66	-
	31,0	1,48	-	0,00149	1,58	-
Av. da Liberdade	8,0	0,1	0,57	< 0,001	0,02	0,23
Praça do Saldanha	8,0	1,00	0,63	< 0,001	0,16	0,19
Av. da República	8,5	1,00	2,39	< 0,001	0,26	0,66
Poço Rua Ivens	36,5	5,68	6,01	0,0010	4,06	0,15
	37,5	3,93	6,39	0,0018	3,42	1,44
	40,0	3,52	4,60	0,0021	2,52	0,52
Av. Visconde Valmor	4,0	3,40	2,89	-	6,68	0,19
	4,0	0,23	0,19	-	16,02	3,18
	4,0	0,11	0,29	-	26,50	2,24
Valor médio ($\pm$ desvio padrão)					5,8 ($\pm$ 7,34)	0,89 ($\pm$ 0,84)

5 – CONCLUSÕES

Os resultados apresentados resultam de uma cuidada e rigorosa análise de elementos disponíveis relativos às características físicas e aos parâmetros de compressibilidade e consolidação das formações Argilas dos Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo. Pretendeu-se com este trabalho fundamentalmente contribuir para o conhecimento destas importantes formações pela comunidade geotécnica, e fornecer aos projetistas elementos com utilidade para as suas análises e modelações.

No que se refere à granulometria e aos índices físicos, o elevado número de resultados analisados para cada formação permite estabelecer tendências e gamas de variação com boa representatividade.

O estudo da composição granulométrica mostra que estas formações são predominantemente siltosas com percentagens de areia variáveis, mas sempre inferiores a 20 %. O teor em água é sensivelmente constante em profundidade e próximo do limite de plasticidade, pelo que estamos perante solos duros. A fração fina classifica-se na maior parte dos casos como argila magra ou silte. Trata-se de solos pouco ativos ou com atividade normal, sendo as Argilas do Forno do Tijolo menos plásticas do que as Argilas dos Prazeres, e consequentemente com menor atividade. Os valores médios dos índices físicos são muito semelhantes para as duas unidades em análise.

No que respeita aos parâmetros de compressibilidade e consolidação, apesar de o número de elementos disponíveis ser bastante menor, os resultados foram bastante consistentes. O índice de compressibilidade das Argilas dos Prazeres, obtido em ensaios realizados com edómetros de alta pressão, foi de 0,27 e pode ser considerado representativo desta unidade. Também a razão $C_c/(1+e_0)$ exibiu bastante coerência para todos os locais.

O grau de sobreconsolidação médio obtido para elementos disponíveis vale cerca de 7,0, embora nas camadas mais superficiais se tenham registado valores superiores, o que pode ser atribuído à existência de sucção.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente realizado no âmbito do projeto PTDC/ECM/64167/2006, e parcialmente financiado pela FCT no âmbito do programa SFRH/PROTEC/49805/2009. Os autores desejam expressar o seu agradecimento às várias empresas e outras entidades que gentilmente concederam acesso às suas bases de dados, nomeadamente, Teixeira Duarte, Ferconsult, Geocontrolo, Tecnasol FGE, Geotest, Mota-Engil, LNEC e Metropolitano de Lisboa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bagheri, M.; Rezania, M. (2021). *Geological and Geotechnical Characteristics of London Clay from the Isle of Sheppey*. Geotechnical and Geological Engineering 39 (2), pp. 1701-1713. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01572-3>
- Butterfield, R. (1979). *A natural compression law for soils (an advance on e -log p')*. Géotechnique 29 (4), pp. 469–480. <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.4.469>
- Casagrande, A. (1936). *The determination of the preconsolidation load and its practical significance*. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge.
- Casagrande, A.; Fadum, R. E. (1940). *Notes on soil testing for engineering purposes*. Harvard University Graduate School Engineering Publication (8).
- Cotecchia, F. (2002). *Mechanical Behaviour of the stiff clays from Montemesola Basin in relation to their geological history and structure*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.

- Cotecchia, F.; Cafaro, F.; Aresta, B. (2007). *Structure and mechanical response of sub-Apennine Blue Clays in relation to their geological and recent loading history*. Géotechnique 57 (2), pp. 167-180. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.2.167>
- Cui, Y. J.; Nguyen, X. P.; Tang, A. M.; Li, X. L. (2013). *An insight into the unloading/reloading loops on the compression curve of natural stiff clays*. Applied Clay Science 83-84: 343-348. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2013.08.003>
- Das, B. M. (1997). *Advanced Soil Mechanics*. Washington D.C., Taylor & Francis.
- Figueiredo, S. (2009). Comunicação pessoal.
- Gasparre, A. (2005). *Advanced Laboratory Characterization of London Clay*. PhD, Imperial College of London.
- Guglielmi, S.; Cotecchia, F.; Cafaro, F.; Gens, A. (2022). *Analysis of the micro to macro response of clays to compression*. Géotechnique 74 (2), pp. 1-46. <https://doi.org/10.1680/jgeot.21.00233>
- Josseume, H.; Hieng, I.; Stemplelet, J. P. (1991). *Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 172, pp. 109-120.
- Lopes Laranjo, M. (2013). *Argilas Miocénicas de Lisboa. Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Tese para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Porto.
- Marques, F. (1998). *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações Miocénicas de Lisboa*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Mecânica dos Solos e Rochas, Universidade de Coimbra.
- Matildes, R.; Almeida, I. M.; Taborda, R.; Marques, F. (2011). *The contribution of GeoSIS_Lx database and geoscientific information system to the reconstruction of Lisbon's coastline*. Journal of Coastal Research, pp. 1702-1706. <http://www.jstor.org/stable/26482466>
- Mayne, P. W. (1988). *Determining OCR in Clays from Laboratory Strength*. Journal of Geotechnical Engineering 114 (1), pp. 76-92. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1988\)114:1\(76\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:1(76))
- Moitinho de Almeida, F. (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa*. S. G. d. Portugal, Serviços Geológicos de Portugal.
- Moitinho de Almeida, I. (1991). *Características geotécnicas dos solos de Lisboa*. Tese para a obtenção do Grau de Doutor em Geologia, Universidade de Lisboa.
- Pais, J. (2004). *The Neogene of the Lower Tagus Basin (Portugal)*. Revista Española de Paleontología, 19 (2), 229-242. <https://doi.org/10.7203/sjp.19.2.20534>
- Pais, J.; Moniz, C.; Cabral, J.; Cardoso, J. L.; Legoinha, P.; Machado, S.; Morais, M. A.; Lourenço, C.; Ribeiro, M. L.; Henriques, P.; Falé, P. (2006). *Carta Geológica de Portugal, Notícia explicativa da Folha 34D Lisboa*. T. e. I. Instituto Nacional de Engenharia. Lisboa, Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.
- Pedro, A. (2013). *Geotechnical investigation of Ivens shaft in Lisbon*, Ph.D. Thesis, Imperial College London.
- Schmertmann, J. H. (1955). *The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay*. Transactions of the American Society of Civil Engineers 120 (1), pp. 1201-1227. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0007231>

- Sridharan, A.; Abraham, B. M.; Jose, B. T. (1991). *Improved technique for estimation of preconsolidation pressure*. Géotechnique 41 (2), pp. 263-268.
<https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.263>
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons.
- Zbyszewski, G. (1964). *Carta Geológica dos Arredores de Lisboa, Notícia Explicativa da Folha 2 - Loures*. S. G. d. Portugal. Lisboa, Serviços Geológicos de Portugal.

CONSTRUÇÃO DE MAPAS DE SUSCETIBILIDADE A DESLIZAMENTOS COM USO DE DADOS DE ACESSO LIVRE: REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE (PE)

Construction of maps of susceptibility to landslides with use of open access data: Metropolitan Region of Recife (PE)

Pedro Augusto dos Santos Pfaltzgraff^a; Fernanda Soares de Miranda Torres^a

^a Serviço Geológico do Brasil – CPRM, Brasil.

RESUMO – A intensificação da ocorrência de eventos naturais, aliada ao aumento da ocupação inadequada de áreas suscetíveis a deslizamentos, inundações e outros fenômenos inerentes ao meio físico, tem causado a perda de vidas humanas e prejuízos econômicos. Com o objetivo de mitigar as consequências, apresenta-se uma proposta para a criação de um mapa de suscetibilidade a deslizamentos tecnicamente confiável e de baixo custo. A metodologia proposta prevê a utilização de dados e informações de domínio público, ferramentas de informática e sensoriamento remoto (com utilização de softwares livres), mapas de relevo 3D, declividade, perfis de encostas, direção de encostas, drenagem e hipsometria. O mapa ora apresentado recobre a Região Metropolitana do Recife (RMR), no estado de Pernambuco (nordeste do Brasil), devido à ocorrência de grande número de eventos naturais nessa área, que apresenta as seguintes classes de suscetibilidade a deslizamentos: muito baixa: 16,50%; baixa: 20,10%; média: 27,85%; alta: 24,15%; muito alta: 11,40%.

ABSTRACT – The intensification of the occurrence of natural events, together with the increase in the inadequate occupation of areas susceptible to landslides, floods, and other phenomena inherent to the physical environment, has caused the loss of human lives and economic losses. With the aim of mitigating this situation, a proposal is presented to generate a technically reliable and low-cost susceptibility map to landslides. The proposed methodology foresees the use of public domain data and information, computer tools and remote sensing (using free software), 3D relief maps, slope, slope profiles, direction of slopes, drainage, and hypsometry. The map presented here covers the Metropolitan Region of Recife (RMR), in the state of Pernambuco (NE of Brazil), due to the occurrence of a large number of landslides in the region, which presents the following classes of susceptibility to landslides: very low: 16,50%; low: 20,10%; average: 27,85%; high: 24,15%; very high: 11,40%.

Palavras Chave – Deslizamentos, região metropolitana do Recife, suscetibilidade.

Keywords – Landslides, Recife metropolitan region, susceptibility.

1 – INTRODUÇÃO

Os deslizamentos são responsáveis por grande número de mortes e perdas econômicas todos os anos. Dessa forma, ter a capacidade de identificar áreas ou pontos suscetíveis à ocorrência de tais fenômenos é fundamental tanto para evitar ocupações inadequadas como para auxiliar o

E-mails: pedro.augusto@cprm.gov.br (P. Pfaltzgraff), fernanda.miranda@sgb.gov.br (F. Miranda)

planejamento de ocupação de áreas em que serão instaladas moradias, prédios públicos ou quaisquer outros tipos de edificação, vias de transporte etc.

A metodologia a ser utilizada no reconhecimento de áreas suscetíveis a deslizamentos deve ser eficiente, de simples aplicação e de baixo custo financeiro (Guinau et al., 2005). Para sua escolha, deverão ser considerados vários parâmetros, tais como: tamanho da área, volume e qualidade dos elementos preexistentes, equipe técnica, recursos financeiros e tecnológicos disponíveis, bem como os prazos exigidos para conclusão dos trabalhos.

De modo geral, na maioria dos países em desenvolvimento evidencia-se uma escassez de funcionários com expertise nesse tema, como também a escassez de dados sobre o meio físico. Acresce-se também a dificuldade de avaliar a veracidade e a qualidade espacial e temporal das informações preexistentes. Nesses países ou naqueles com grandes diferenças regionais no grau de desenvolvimento, a disponibilidade de mapas de suscetibilidade a deslizamentos deve ser, prioritariamente, de baixo custo, fácil compreensão, aplicação imediata e com uso de metodologias simples e eficientes, como a proposta por Mora e Vahrson (1994).

Atendendo a essas prioridades, para o Mapa Suscetibilidade a Deslizamentos da Região Metropolitana do Recife (PE), elaborado com base no mapa de Pfaltzgraff (2007), utilizaram-se dados disponíveis em órgãos públicos de gestão e pesquisa, como também imagens de satélite e radar gratuitos, visando-se obter um produto de baixo custo, elevada precisão e útil para os gestores públicos. A escolha da Região Metropolitana do Recife (RMR) deve-se à ocorrência de inúmeros deslizamentos, com registros de perdas de vidas, em áreas originalmente de alta suscetibilidade a esse tipo de evento natural.

Para o referido mapa, também foram utilizadas novas informações, como um modelo digital de terreno (MDT) de maior precisão. Para validação do mapa final, foram adicionados os setores de risco de deslizamentos (disponibilizados nos mapas de risco elaborados por órgãos públicos) e o mapa atualizado dos deslizamentos ocorridos na área. Quanto à metodologia, aplicou-se a empregue por Pfaltzgraff (2007) ou seja, a álgebra de mapas. Para o novo mapa, utilizou-se o menor número de variáveis possível, para se reduzir a coleta de dados em campo, priorizando-se os dados obtidos a partir do modelo digital de terreno (MDT).

O produto final é um mapa tecnicamente fiável, de baixo custo e fácil entendimento pelo gestor público, com capacidade para auxiliar na aplicação de políticas públicas voltadas para uso, ocupação e gestão do solo, cuja metodologia pode ser facilmente replicada em outras áreas tropicais.

2 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

A ocupação urbana da Região Metropolitana do Recife (RMR) é um processo que se desenvolve desde o período colonial, tendo-se iniciado pelos morros de Olinda e Recife, em geral, por populações de baixa renda. Já as áreas com melhores condições, cujos custos construtivos e localização eram mais atraentes, foram ocupadas pela população de maior renda. Observa-se, assim, que as áreas que exigiam mais técnica e, portanto, altos investimentos, de forma a oferecerem condições de uso adequadas, foram ocupadas por populações mais pobres, que, inevitavelmente, padecem com inundações e deslizamentos, que se intensificaram a partir das primeiras décadas do século XX.

A RMR é formada por 14 municípios (Figura 1) e situa-se em uma faixa de, aproximadamente, 100 km de comprimento ao longo da costa do estado de Pernambuco, no extremo nordeste do Brasil. Abrange uma área de 2.761,93 km², onde vivem 3.726.974 habitantes, o equivalente a 41,14% da população do estado (IBGE, 2022).

De acordo com Pfaltzgraff e Torres (2020), a geologia da RMR é composta por rochas do Embasamento Cristalino, de idade proterozoica, sedimentos das bacias sedimentares costeiras Pernambuco e Paraíba, do Fanerozoico, sobrepostos por sedimentos inconsolidados de idade neógena a recente.

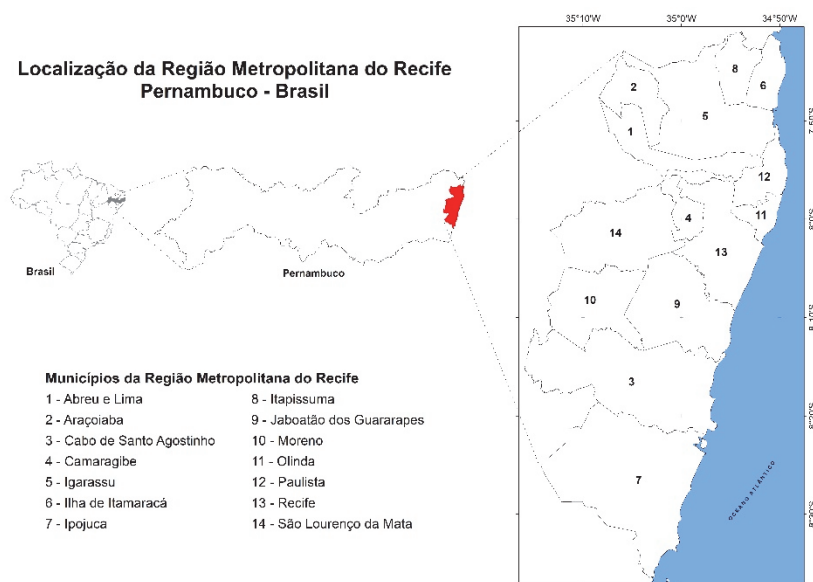


Fig. 1 – Localização da região metropolitana do Recife (elaborado pelos autores).

O Embasamento Cristalino é formado pelos complexos Salgadinho, composto por ortognaisses por vezes migmatizados e bastante intemperizados; Vertentes, constituído por uma sequência metavulcanossedimentar composta por quartzitos, metapelitos e metavulcânicas diversas; e Belém do São Francisco, que, na área em estudo, é formado por ortognaisses e migmatitos bastante intemperizados. Essas unidades são cortadas pela Suíte Intrusiva Leucocrática Peraluminosa (leucogranitoides granodioríticos a graníticos, foliados e deformados), Suíte Intrusiva Itaporanga e Granitoides Indiscriminados, formados por vários corpos ígneos de composição variada (granito, granitoides, granodiorito, metagranito, monzogranito, diorito, monzonito, sienogranito, tonalito).

Segundo Pfaltzgraff e Torres (2020), com base nos trabalhos de Neumann (1991) e Lima Filho (1998), a faixa costeira da RMR está geologicamente localizada nas bacias sedimentares de Pernambuco e Paraíba, que estão limitadas entre si por diferenças estruturais e geomorfológicas, sendo o Lineamento Pernambuco a principal demarcação entre elas.

A Bacia Paraíba é constituída, da base para o topo, pelas formações Beberibe (sequência arenosa com cimento carbonático), Gramame (espessa sequência carbonática) e Maria Farinha (calcários nodulares detriticos e calcilitutos com espessas intercalações de folhelhos escuros e margas).

Já a Bacia Pernambuco é caracterizada por uma sequência sedimentar de idade cretácea, composta pelas formações Cabo, Estivas e Algodoads, que são cortadas pela Formação Ipojuca, de origem vulcânica. Ressalta-se que, dessa última, faz parte a unidade Granito do Cabo, de grande expressão no litoral do município do Cabo de Santo Agostinho.

Sobrepostas a essas unidades, encontram-se as coberturas sedimentares recentes, dentre as quais destaca-se o Grupo Barreiras (de idade neógena/paleógena), que recobre o Embasamento Cristalino, e as unidades sedimentares de idade cretácea (Pfaltzgraff et al., 2018). Essa unidade se caracteriza por depósitos de areias grossas, intercaladas por estratos rítmicos de areia fina, silte e/ou argila, que, por suas características granulométricas e mineralógicas, são bastante friáveis e facilmente erodíveis. Alie-se a isso a elevada declividade das bordas dos tabuleiros, forma morfológica típica da ocorrência dessa unidade na RMR, e teremos uma localização onde se concentra grande parte de deslizamentos (fundamentalmente do tipo planar) e erosões, que evoluem para voçorocas. Sua área de ocorrência concentra-se, basicamente, ao norte do Lineamento Pernambuco, com ocorrências esporádicas no limite com a Planície do Recife.

A RMR foi compartimentada em quatro domínios geomorfológicos: Planície Costeira; Tabuleiros Costeiros; Patamares Orientais da Borborema; Planalto da Borborema (Ferreira e Dantas, 2022). Entre os domínios geomorfológicos, destacam-se os Tabuleiros Costeiros, onde estão localizadas as regiões mais atingidas por deslizamentos na cidade do Recife.

No que diz respeito ao clima, de acordo com Santos et al. (2003), a RMR possui um clima litorâneo úmido, com forte influência de massas tropicais úmidas. A temperatura média anual é de 25,5 °C, variando entre a máxima de 29,10 °C e a mínima de 21,9 °C. Nas áreas mais próximas ao litoral, a precipitação média anual varia entre 2.200 mm e 1.200 mm na parte mais a oeste do município de São Lourenço da Mata. As variações interanuais oscilam entre 1.200 a 3.500 mm no litoral e entre 500 e 2.000 mm nas áreas mais afastadas da costa. O trimestre mais chuvoso compreende o período maio-julho, em que se concentram 47% da precipitação, enquanto o trimestre mais seco é o de outubro a dezembro, que registra apenas 7% da precipitação.

A direção predominante dos ventos é leste, com pequena variação para sudeste no verão. São ventos vindos, predominantemente, do quadrante E-SE no inverno (abril a setembro) e do quadrante E-NE durante o verão (outubro a março) (Gois et al., 2013).

3 – MÉTODOS

Há várias metodologias para geração de mapas de suscetibilidade a deslizamentos, as quais são desenvolvidas a partir dos métodos heurístico, estatístico e determinístico, a saber:

- Heurístico: possibilita a utilização de dois tipos de análise: geomorfológica (também conhecida como método de cartografia direta) e combinação qualitativa de mapas (atribui peso e grau de importância a cada mapa). Essa última é considerada menos subjetiva que a anterior.
- Estatístico: baseia-se na distribuição de deslizamentos ocorridos no passado, no presente e em cada um dos fatores predisponentes a esses eventos (Segura et al., 2011). Todavia, a confiabilidade desse método depende fundamentalmente da quantidade e da qualidade dos dados coletados.
- Determinístico: utiliza sofisticados meios estatísticos, como o método das redes neurais, que exige grande volume de dados oriundos de ensaios geotécnicos, sendo mais indicado para utilização em taludes individualizados (Van Westen et al., 2006).

Nos últimos anos, vem ganhando importância a metodologia que utiliza a geomorfometria, um método promissor e de baixo custo na construção de mapas de suscetibilidade para uso em áreas cujos gestores usufruem de poucos recursos técnicos e financeiros. Vale ressaltar que, no contexto latino-americano, há vários exemplos de aplicação de métodos geomorfométricos no estudo de deslizamentos de encostas, tais como os de Quesada Román e Feoli-Boraschi (2018).

De acordo com Fell et al. (2008), os mapas de suscetibilidade e de perigo de média escala são estágios preliminares para o desenvolvimento de mapas de perigo e risco com maior detalhe. O detalhamento de áreas específicas auxilia os municípios e o governo a direcionarem seus recursos financeiros para locais em que sejam mais necessários.

Em vários locais com clima similar ao da RMR, a coleta de dados de deslizamentos também é dificultada, pois o clima chuvoso propicia o rápido crescimento da vegetação. Dessa forma, áreas com deslizamentos ocorridos na estação chuvosa são rapidamente recobertas por uma camada vegetal, como citado nos trabalhos realizados na Ilha de Saint Vicent (Van Westen, 2016) e nas Filipinas (Javier e Kumar, 2019). Acrescenta-se que, na RMR a ação antrópica sobre o meio físico é muito intensa, com o objetivo de restaurar a área atingida para utilização na agricultura ou reconstrução de moradias e estradas. Esses fatores tornam difícil a obtenção de dados confiáveis para serem utilizados em metodologias que se baseiam em dados estatísticos.

A metodologia empregada na geração do mapa de suscetibilidade a deslizamentos ora apresentado fundamenta-se no método heurístico, utilizando-se a álgebra de mapas. A representação

do mapa em escala 1:100.000 é compatível com a proposta de mapa de suscetibilidade de uso regional de média escala (Cascini, 2008). Na elaboração do mapa de suscetibilidade simplificado, optou-se por utilizar o menor número de variáveis possível, como preconizado por Guinau et al. (2005) e Torres et al. (2015).

4 – CONSTRUÇÃO DO MAPA

A RMR é detentora de boa quantidade de mapas temáticos e imagens de radar e satélite gratuitas de média resolução. Entretanto, nenhuma imagem pesquisada nos últimos 10 anos apresenta cobertura de nuvens inferior a 50%, seja para satélites CBERS 2, 4 e 4A, Landsat, IRS (portal do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE) ou Sentinel 2 (portal da European Space Agency – ESA). Outro fator é a grande umidade do ambiente, que favorece o crescimento e o rápido adensamento da vegetação, recobrimdo, assim, as cicatrizes no terreno causadas por deslizamentos. Se, por um lado, as dimensões reduzidas da maioria dos deslizamentos, que são do tipo planar e com menos de 20 m de largura máxima no ponto mais baixo da encosta, facilitam tal recobrimento, por outro lado, dificultam o levantamento dessas cicatrizes por imagens de satélite com média resolução espacial, tais como as utilizadas no mapa ora apresentado. Ressalta-se que esses fatores são comuns a outros locais de clima tropical úmido, como observado em diversos países em desenvolvimento.

Mesmo com problemas devido à cobertura de nuvens e a mosaicos formados com imagens de satélites diferentes (Figura 2), foram utilizadas imagens do Google Earth (2021) para localizar as cicatrizes (metodologia comprovada por Constanzo et al., 2012). Embora não tenha sido possível obter todas as informações sobre a localização das cicatrizes de deslizamentos, foram identificados, nas imagens dos últimos cinco anos, 48 pontos de deslizamento. A partir de recorte e montagem de várias imagens óticas do satélite Sentinel, extraiu-se o tema “uso do solo”.

Esclarece-se que não foram utilizadas fotografias aéreas, pois as preexistentes são originadas de sobrevoos executados na década de 1980 e por não serem obtidas gratuitamente, fogem do objetivo do trabalho.

Para construção do Mapa Suscetibilidade a Deslizamentos da Região Metropolitana do Recife (PE), foram gerados dois mapas temáticos: pedológico e uso do solo. Para o primeiro, utilizou-se o mapa pedológico extraído de Araújo Filho *et al.* (2022) e, para o segundo, as imagens Sentinel,



Fig. 2 – Imagem gerada a partir de mosaico de imagens com diversas resoluções espaciais (Google Earth, 2021).

extraindo-se, com o uso da ferramenta dzetsaka do *software* QGIS 10.3, as classes de uso do solo (Figuras 3A e 3B), a partir de uma classificação supervisionada das bandas do visível RGB) e do NIR (infravermelho próximo).

A partir da correção e do ajuste das imagens ALOS AP_26445_FBS_FBS7010_RT1; AP_26197_FBS_FBS7020_RT1; AP_26868_FBS_FBS7020_RT1; AP_26868_FBS_FBS7030_RT1 (USGS, 2019), com resolução espacial de 12,5 m, extraíram-se os seguintes parâmetros: declividade, curvatura, relevo 3D, curvas de nível, sentido de mergulho das encostas e drenagem (riachos e rios principais), com ajustes posteriores por meio de imagens do Google Earth.

Para a geração do Mapa Suscetibilidade a Deslizamentos da Região Metropolitana do Recife (PE), extraíram-se informações dos mapas temáticos, que, posteriormente, foram transformados para o formato raster e superpostos em ambiente de Sistema de Informações Geográficas (SIG),

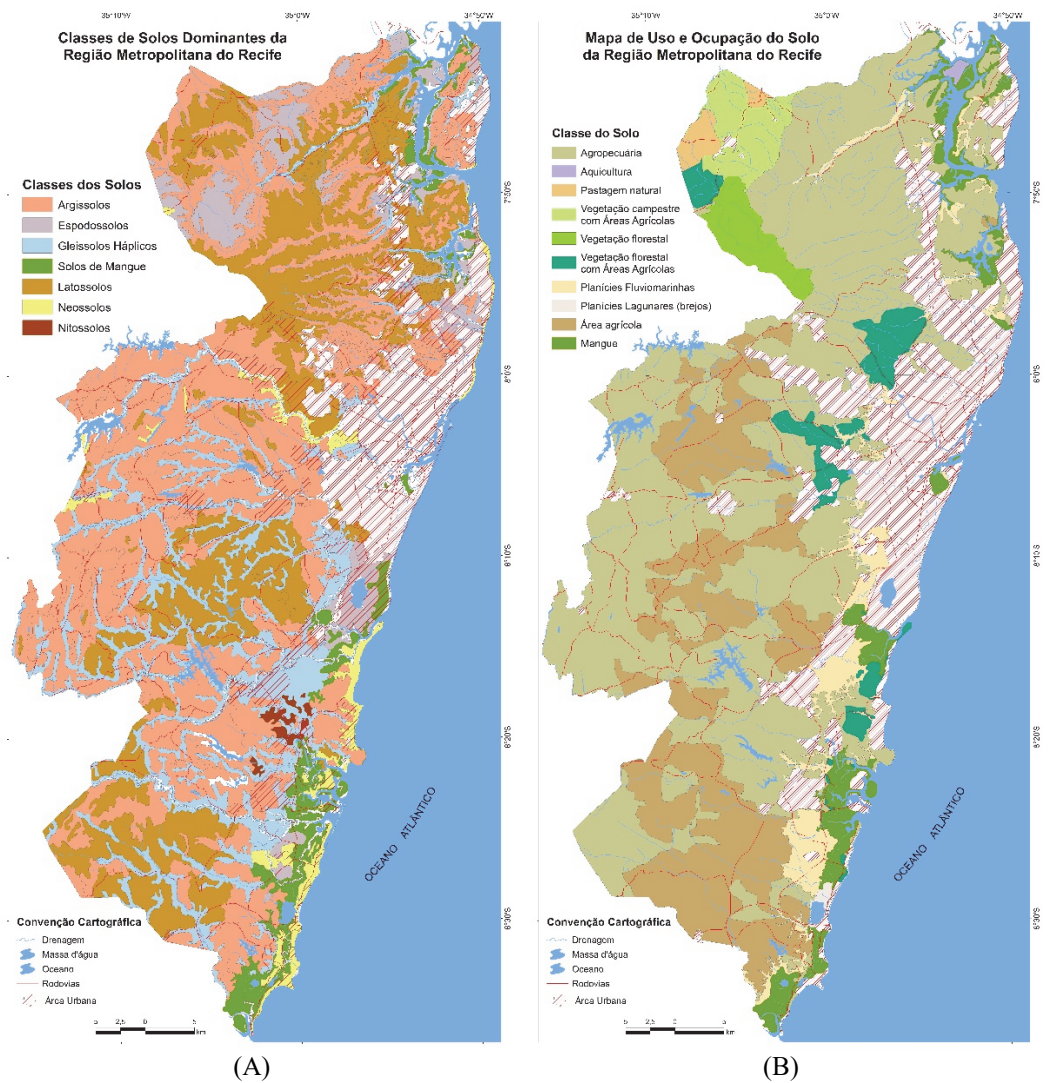


Fig. 3 – Mapas (A) pedológico (Adaptado de Araújo Filho *et al.*, 2022) e (B) de uso do solo da RMR (Elaborado pelos autores).

adotando-se pesos similares para todos os mapas no cálculo de locais mais suscetíveis a deslizamentos.

Essa igualdade de pesos para os temas é devida à dificuldade de se mensurar a importância isolada de cada um deles na ocorrência de deslizamentos. Dessa forma, a utilização de metodologias que tomem por base métodos estatísticos também é bastante prejudicada na fase de coleta de informações, inviabilizando uma identificação a partir do registro de cicatrizes em imagens óticas de graus de importância de cada fator nos processos de deslizamentos.

O conteúdo dos mapas pedológico e de uso do solo foi classificado tomando-se como base as características geotécnicas obtidas em visitas de campo e na bibliografia consultada, definindo-se um valor para cada fator representado no respectivo mapa temático. Ressalta-se a possibilidade de utilização dos valores definidos para cada fator analisado em outras áreas com características geológicas, geomorfológicas, pedológicas, uso do solo e climáticas similares às da RMR (Quadros 1 e 2).

No passo seguinte, foi realizada a soma das imagens (raster), que foram obtidas dos temas solo e uso e ocupação do solo com os demais produtos (imagens raster) provenientes da extração dos parâmetros de declividade, direção e orientação de encostas do MDT originário das imagens ALOS PALSAR, cujos critérios de classificação, quanto ao grau de influência na suscetibilidade a deslizamentos, foram caracterizados de acordo com o Quadro 3.

Quadro 1 – Características dos solos que influenciam no grau de suscetibilidade a deslizamentos (index) (Adaptado de Pfaltzgraff e Torres, 2020).

SOLOS					
Classe	Textura	Espessura (m)	Drenagem	Unidade de Relevô	Index**
Argissolo	Média a muito argilosa	0,5 até > 2,0	Imperfeita até Impermeável	Tabuleiro*, Tabuleiro Dissecado, Mar de Morros	4 ou 2
Latossolo	Média a muito argilosa	> 2,0	Bem drenado	Tabuleiro*, Tabuleiro Dissecado, Mar de Morros	3 ou 2
Gleissolo	Arenosa	0,4 a 1,5	Hidromórfico	Várzea	1
Espodossolo	Areia argilosa com trechos cimentados	≅ 1,0	Ruim a Hidromórfico	Baixada Litorânea	1
Neossolo	Variável	≅ 0,5	Bem drenado	Várzea	1
Nitossolo	Argilosa a muito argilosa	Variável	Regular a baixa	Mar de Morros, Depressão Pré-Litoral	1
Solos de Mangue	Argilosa a muito argilosa	Variável	Mal drenado a Hidromórfico	Baixada Litorânea	1
Afloramentos de Rocha	Rocha	Indeterminada	Variável	Morros Altos	1

Nota: * Referente à encosta dessa unidade geomorfológica. ** Index: caracterização da soma entre as características das variáveis do solo e relevo. (1- Muito baixa; 2 – Baixa; 3 – Média; 4 – Alta).

Quadro 2 – Características de uso do solo que influenciam no grau de suscetibilidade a deslizamentos (Pfaltzgraff, 2007).

USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	
Tema (Tipo de ocupação)	Índex
Praias	1
Mangues	1
Agricultura em áreas planas	1
Áreas urbanas planas	1
Solo sem cobertura em áreas planas	1
Florestas (nativas/secundárias)	2
Áreas urbanas em encostas	3
Agricultura em áreas declivosas	3
Solo sem cobertura em áreas com declividade > 6°	4

Quadro 3 – Parâmetros de declividade e orientação das encostas em relação ao ângulo de atingimento pelas chuvas (Pfaltzgraff, 2007).

DECLIVIDADE DAS ENCOSTAS			ORIENTAÇÃO DAS ENCOSTAS		
Valor (°)	Fator	Índex	Direção (°) (em relação ao N)	Direção Principal da Chuva no Período Úmido	Índex
0-3	Mangues	1	Plano	Normal	0
3-6	Limite de planície	1	0-45	Ortogonal	3
6-20	Limite de repouso das areias e limite de relevo ondulado	2	45-135	Perpendicular	4
20-35	Limite de início de deslizamentos pelo JTC1*	3	135-180	Ortogonal	3
35-82	(**)	4	180-360	Vertentes contrárias à chuva	1

Notas: * Joint Tematic Consultors 1; ** Com base na bibliografia consultada e na experiência de campo.

A soma dos mapas temáticos definiu as seguintes classes de suscetibilidade a deslizamento: baixa, média e alta (Quadro 4; Figura 4). As classes foram individualizadas a partir da reclassificação dos valores obtidos na álgebra de mapas pelo método natural breaks, pois, de acordo com Othman et al. (2018), sua aplicação é mais favorável quando se deseja maximizar as diferenças entre as diversas classes. O número de classes definido foi de apenas três para que fosse possível sua comparação com o mapa produzido por Pfaltzgraff (2007).

Quadro 4 – Caracterização das classes de suscetibilidade a deslizamento* (Pfaltzgraff, 2007).

CARACTERÍSTICAS PREDOMINANTES DAS CLASSES DE SUSCETIBILIDADE	
Alta	Declividade a partir de 20 até mais de 35°; morros altos; encostas dissecadas compostas por litologias do Grupo Barreiras; argissolos; tálus e colúvios; solo sem cobertura; incidência predominante de chuva frontal à encosta; baixa cobertura vegetal.
Média	Declividade entre 6 e 20°; relevo ondulado; latossolos; incidência predominante de chuva oblíqua em relação à direção da encosta ou vertical; floresta natural; agricultura e uso urbano.
Baixa	Declividade de 3 a 6°; gleissolos e nitossolos; neossolos; uso urbano; agricultura e mata secundária; floresta nativa; solos de mangues e manguezais.

Nota: * Em todas as classes, ocorre a presença de áreas urbanas.

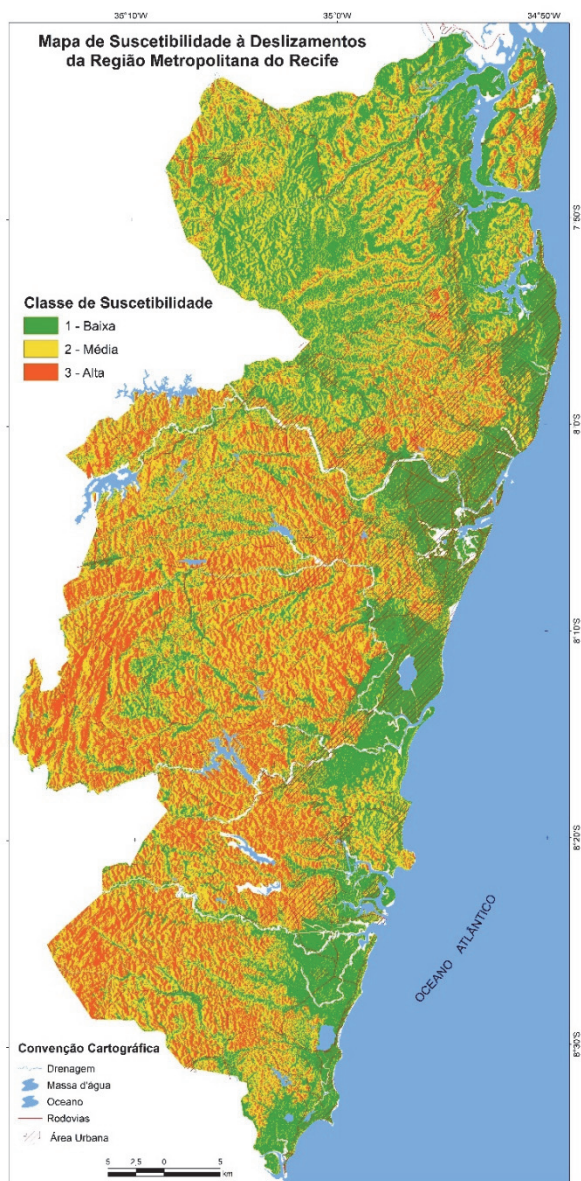


Fig. 4 – Mapa de suscetibilidade a deslizamentos da região metropolitana do Recife atualizado (elaborado pelos autores).

5 – DISCUSSÃO SOBRE A VALIDAÇÃO DO MAPA

A RMR sofre, há muito tempo, com o uso e a ocupação urbana inadequados de encostas, as quais, potencialmente, são áreas de risco, pois estão sujeitas a deslizamentos. Com o objetivo de se mitigar essa situação, os governos municipais, com apoio do estado de Pernambuco e do governo federal, têm promovido a realização do mapeamento dessas áreas. Nesse contexto, a partir de 2012, o SGB/CPRM passou a efetuar mapeamentos de setorização de áreas de riscos na região. Dessa forma, o conjunto de informações levantado por governos municipais e SGB/CPRM permite

comparar o mapa de suscetibilidade ora apresentado com a localização de ocorrência de eventos de deslizamentos na área urbana mapeada.

Os pontos de setorização ou de mapas de risco foram extraídos do portal do SGB/CPRM para cinco municípios: Recife, Olinda, Camaragibe, Jaboatão dos Guararapes e São Lourenço da Mata.

Observou-se que, em todos os pontos identificados com risco alto ou muito alto de deslizamentos, onde a ação antrópica intensifica os problemas de deslizamento, o grau apontado no mapa ora apresentado é de suscetibilidade alta, o que evidencia a correlação estreita entre o grau de suscetibilidade a deslizamentos e o grau de risco devido à ocupação urbana realizada de forma inadequada. É importante salientar que não se pretende confundir as informações obtidas no mapa de suscetibilidade com os dados dos órgãos públicos, que produziram mapas de risco apenas.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o Mapa Suscetibilidade a Deslizamentos da Região Metropolitana do Recife (PE), visa-se a atender as necessidades de locais com poucos recursos financeiros, com dados pouco precisos e de grande descontinuidade temporal, o que impede o reconhecimento de locais, número e datas de ocorrência de deslizamentos, e que por outro lado têm também dificuldades para dispor de boas imagens óticas de satélites (devido à extensa cobertura de nuvens), para além de carência de mão de obra especializada.

É claro que um volume maior de temas e uma quantidade mais extensa de dados sobre deslizamentos com séries temporais contínuas, aliados ao uso de métodos estatísticos mais refinados, possibilitariam a elaboração de um mapa em escala de maior detalhe e precisão. Entretanto, um mapa nesses moldes também exigiria uma equipe mais especializada em estatística, mais equipamentos, mais levantamentos de campo e a presença, nos órgãos públicos contratantes do trabalho, de equipes de especialistas treinados, o que é muito distante da infraestrutura dos municípios e países menos desenvolvidos.

Entretanto, é possível contornar esses obstáculos, utilizando-se apenas os mapas temáticos mais importantes e comuns de serem encontrados na maioria desses países, como os mapas pedológico e de uso do solo. Além disso, podem ser gerados, a partir de imagens de satélite e radar gratuitas, os mapas de relevo 3D, declividade, perfis de encostas, direção de encostas, drenagem e hipsometria.

No mapa constante em Pfaltzgraff (2007), o grau de suscetibilidade a deslizamentos da área foi definido em três classes: baixa: 41,45%; média: 42,53%; alta: 16,02%. Quando esses valores são reclassificados em cinco classes, obtém-se: muito baixa: 26,11%; baixa: 34,23%; média: 23,63%; alta: 10,90%; muito alta: 5,13%.

Já no mapa de suscetibilidade a deslizamentos ora apresentado, têm-se as seguintes classificações nas áreas estudadas para três classes: baixa: 36,70%; média 27,85% e alta: 35,45%. Quando reclassificado para cinco classes temos: muito baixa: 16,50%; baixa: 20,10%; média: 27,85%; alta: 24,15%; muito alta: 11,40%. Nesse mapa, observa-se que a área urbana se expandiu em aproximadamente 169 km² em 13 anos e que muitas correspondem à ocupação de áreas de suscetibilidade a deslizamentos muito alta e alta. Nesse contexto, objetiva-se indicar aquelas que necessitam receber estudo mais aprofundado sobre suscetibilidade a deslizamentos, auxiliando no planejamento de ocupação e uso do solo.

Com o presente trabalho mostrou-se que é possível elaborar um mapa de suscetibilidade a deslizamentos, utilizando-se dados de domínio público e softwares livres, como o QGIS, que torna o processo de construção de mapas viável em países, estados ou províncias localizados em faixa tropical chuvosa, com poucos recursos financeiros e técnicos, além de dificuldades na coleta de dados históricos de deslizamentos.

7 – REFERÊNCIAS

- Araújo Filho, J. C. de; Silva, C. B. da; Marques, F. A. (2022). SOLOS. in: Pfaltzgraff, P. A. dos S.; Torres, F. S. de M.; Costa, M. R. da. (org). *Caracterização do meio físico na pesquisa da geodiversidade da região metropolitana do Recife*. CPRM. p.109-121. Recife.
- Cascini, L. (2008). *Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scales*. Engineering Geology, 102, pp. 164-177. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.016>
- Costanzo, D.; Cappadonia, C.; Conoscenti, C.; Rotigliano, E. (2012). *Exporting a Google Earth™ aided earth-flow susceptibility model: A test in central Sicily*. Nat Hazards, 61 (1), pp. 103-114. <https://doi.org/10.1007/s11069-011-9870-0>
- Fell, R.; Corominas, J.; Bonnard, C.; Cascini, L.; Leroi, E.; Savage, W. Z. (2008). *Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning*. Engineering Geology, 102, (3-4), pp. 85-98. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.022>
- Ferreira, R. V.; Dantas, M. E. (2022). Relevo. in: Pfaltzgraff, P. A. dos S.; Torres, F. S. de M.; Costa, M. R. da. (org). *Caracterização do meio físico na pesquisa da geodiversidade da região metropolitana do Recife*. CPRM. pp. 63-72. Recife.
- Gois, L. A. de; Oliveira, N. M. G. A.; Manso, V. A. V. (2013). *Processos erosivos costeiros da praia de Boa Viagem*. Mercator, Fortaleza, 12 (27), pp. 111-133.
- Google Earth. (2021). Versão 7.3.2.5776. Disponível em: <https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>.
- Guinau, M.; Palla's, R.; Vilaplana, J. M. (2005). *A feasible methodology for landslide susceptibility assessment in developing countries: A case-study of NW Nicaragua after Hurricane Mitch*. Engineering Geology, 80, pp. 316-327. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.07.001>
- IBGE. [2022]. *Cidades e Estados*. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pe/recife.html>. Acesso em: 6.fev.2024.
- Javier, D. N.; Kumar, L. (2019). *Frequency ratio landslide susceptibility estimation in a tropical mountain region*. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, vol. XLII-3/W8.
- Lima Filho, M. F. (1998). *Análise estratigráfica e estrutural da bacia Pernambuco*. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 139 f.
- Mora, C. S.; Vahrson, W.-G. (1994). *Macrozonation methodology for landslide hazard determination*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, 31 (1), pp. 49-58. <https://doi.org/10.2113/gseegeosci.xxxi.1.49>
- Santos, A. da S.; Melo, C. R. de; Moreira, Almeida, F. M.; I. S. de; Araújo, L. M. N. de (2003). Hidrologia. in: Pfaltzgraff, P. A. dos S. (Coord.); Leal, O.; Souza Junior, L. C.; Lins, C. A. C.; Souza, F. J. C. de; Accioly, A. C. de A.; Santos, A. da S.; Melo, C. R. de; Moreira, F. M.; Almeida, I. S. de; Araújo, L. M. N. de; Rocha, D. E. G. A. da; Oliveira, R. G. de; Shinzato, E.; Amaral, C. de A.; Ferreira, R. V.; Miranda, J. L. F. de. *Sistema de informações geoambientais da região metropolitana do Recife*. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Recife, 119 p. SIGA Recife.
- Neumann, V. H. M. L. (1991). *Problemas geomorfológicos do litoral pernambucano*. XIV Simpósio de Geologia do Nordeste, Recife, pp. 363-366.

- Othman, A. A.; Al-Jaff, A. U.; Al-Manmi, D. A.; Al-Maamar, A. F. (2018). *Landslide susceptibility mapping using remote sensing and GIS application: A case study in Qala Diza and surrounding area, Kurdistan region, NE Iraq*. Iraqi Bulletin of Geology and Mining, 14 (1), pp. 65-90.
- Pfaltzgraff, P. A. dos S. (2007). *Mapa de suscetibilidade a deslizamentos na região metropolitana do Recife*. Tese (Doutorado em Geociências) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 151 p.
- Pfaltzgraff, P. A. dos S.; Torres, F. S. de M.; Valença, R. F.; Dias, G. P.; Dantas, M. E.; Costa, M. R. da; Borba, A. L. S. (2018). *Geodiversidade da região metropolitana de Recife: Mapa*. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Recife, escala 1:100.000.
- Pfaltzgraff, P. A. dos S.; Torres, F. S. de M. (2020). *Geodiversidade da região metropolitana de Recife: Nota explicativa*. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Recife, 139 p.
- Quesada Román, A.; Feoli-Boraschi, S. (2018). *Comparación de la metodología Mora-Vahrson y el método morfométrico para determinar áreas susceptibles a deslizamientos en la microcuenca del río Macho, Costa Rica*. Revista Geográfica de América Central, 2 (61), pp. 17-45. <https://doi.org/10.15359/rgac.61-2.1>
- Segura, G.; Badilla, E.; Obando, L. (2011). *Susceptibilidad al deslizamiento en el Corredor Siquirres-Turrialba*. Revista Geológica de América Central, 45, pp. 101-121. <https://doi.org/10.15517/rgac.v0i45.1908>
- Torres, F. S. de M.; Coutinho, R. Q.; Duarte, C. C.; Meneses, J. B. de; Fonsêca, D. N.; Pfaltzgraff, P. A. dos S. (2015). *Carta de suscetibilidade a movimentos de massa e erosão do município de Ipojuca-PE*. Geotecnia, 135, pp. 67-88. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2015.135.04>
- USGS (2019). *GloVis*. Disponível em: <https://glovis.usgs.gov/>.
- Van Westen, C. J. (2016). *National scale landslide susceptibility assessment for Saint Vincent*. Caribbean Handbook on Risk Information Management.
- Van Westen, C. J.; Van Asch, T. W. J.; Soeters, R. (2006). *Landslide hazard and risk zonation; why is it still so difficult?* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, International Association for Engineering Geology and the Environment, 65 (2), pp. 167-184. <https://doi.org/10.1007/s10064-005-0023-0>

COMPORTAMENTO NÃO SATURADO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM CINZAS VOLANTES RESULTANTES DA QUEIMA DE CARVÃO

Unsaturated behaviour of soils stabilized with fly ash from coal combustion

Nuno Araújo^a, Nuno Cristelo^b, António Topa Gomes^c, Tiago Miranda^a

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

^b Departamento de Engenharias, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal.

^c Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal

RESUMO – A influência da sucção no comportamento de solos estabilizados quimicamente não foi ainda consistentemente quantificada, situação também motivada pelas dificuldades no procedimento experimental para caracterizar a resposta não saturada. Este artigo apresenta curvas de retenção obtidas para um solo estabilizado com cimento Portland ou com cimento alcalino. Apresentam-se também ensaios triaxiais, para as mesmas condições de cura, até aos 90 dias. Desconhecem-se tentativas anteriores de caracterizar curvas de retenção para solo-cimento alcalino; os resultados obtidos mostram que a estrutura de poros está formada aos 28 dias, antes do desenvolvimento da matriz de gel responsável pelo aumento da resistência. A curva de retenção alterou após estabilização, com formas diferentes para cada ligante – Portland gerou valor de entrada de ar mais elevado e uma faixa de sucção mais estreita. As diferenças entre curvas de cada ligante sugerem uma metodologia para avaliar a qualidade da estabilização por cimento alcalino.

ABSTRACT – The influence of suction on the mechanical behavior of chemically stabilized soils has not yet been consistently quantified, a situation also motivated by difficulties in the experimental procedure to characterize the unsaturated response. This paper presents retention curves obtained for a soil stabilized with Portland cement or an alkaline cement. Triaxial tests are also presented, for the same curing conditions, up to 90 days. Previous attempts to characterize retention curves for soil - (alkaline) cement are unknown; the results obtained showed that the pore structure is formed at 28 days, before the development of the gel matrix responsible for the increase in strength. The retention curve changed after stabilization, with different shapes for each binder – Portland generated a higher air entry value and a narrower suction range. The differences between curves for each binder suggest a methodology to evaluate the quality of stabilization by alkaline cement.

Palavras Chave – Estabilização de solos, solos não saturados, ativação alcalina.

Keywords – Soil stabilisation, unsaturated soils, alkaline activation.

E-mails: nuno@civil.uminho.pt (N. Araújo), ncristel@utad.pt (N. Cristelo), atgomes@fe.up.pt (A. Gomes), tmiranda@civil.uminho.pt (T. Miranda)

ORCID: orcid.org/0000-0002-0586-0873 (N. Araújo), orcid.org/0000-0002-3600-1094 (N. Cristelo), orcid.org/0000-0002-5149-8748 (A. Gomes), orcid.org/0000-0003-4054-6860 (T. Miranda)

1 – INTRODUÇÃO

O melhoramento de solos através da adição de agentes químicos é normalmente aplicado com o objetivo de melhorar o seu desempenho mecânico e físico. Os ligantes mais comuns são a cal e o cimento Portland (CP), que reagem com as partículas do solo, ou simplesmente formam uma estrutura de cimento nos interstícios, respetivamente. Até recentemente, tratava-se de um processo relativamente simples e eficaz, com muitas décadas de experiência acumulada. No entanto, as preocupações crescentes, e cada vez mais intensas, com o ambiente, vieram alterar a passividade relativamente à dependência do cimento Portland, promovendo a procura por ligantes mais ecológicos. A ativação alcalina é um forte exemplo desta nova família de alternativas ao CP, ao permitir a introdução de resíduos industriais na fabricação de ligantes alternativos, representando assim uma dupla vantagem: a mitigação da necessidade de CP e a redução do volume de resíduos que são normalmente depositados em aterro. (Cristelo et al., 2013; Rios et al., 2013; Silva et al., 2013; Rios et al., 2016, 2018; Rodrigues et al., 2016; Corrêa-Silva et al., 2019).

A ativação alcalina (AA) utiliza frequentemente cinzas volantes (FA), resultantes da combustão de carvão em centrais termelétricas, como precursor principal. Isto porque as FA não só possuem elevados teores de silício e alumínio, ambos essenciais à formação de uma estrutura cimentícia, mas também porque foram já submetidas a altas temperaturas, durante a combustão do carvão, o que retirou a maior parte da sua água de constituição e, consequentemente, aumentou significativamente o seu grau de amorfização. Esta é uma propriedade essencial do precursor, pois quanto mais cristalino for o material original, menos disponível estará para responder às reações de ativação. (Fernández-Jiménez et al., 2006).

Do ponto de vista do desempenho mecânico, os primeiros estudos sobre o uso de cimentos alcalinos como agente de estabilização de solos demonstraram aumentos claros e significativos na resistência à compressão (Cristelo et al., 2011; Rios et al., 2016; Corrêa-Silva et al., 2019) e resistência à tração (Pourakbar et al., 2017), bem como aumentos na rigidez (Manuel, 2013; Silva, 2016), relativamente aos solos originais. A eficácia da técnica depende também das propriedades intrínsecas do solo, mas especialmente da qualidade do precursor (taxa de inqueimados, composição química original, grau de amorfização), do tipo de ativador (concentração de álcalis, teor de sílica amorfa) e da relação ativador/precursor (incluindo o teor total de água e a relação álcali/precursor) (Cristelo et al., 2012, 2013; Silva, 2016).

Também importante, ao projetar a estabilização de um solo com este tipo de cimentos, é que a sua velocidade de ganho de resistência pode ser inferior à que é normalmente observada com o CP. O cimento Portland atinge aumentos muito significativos de resistência após apenas 28 dias de cura (85 a 95% da sua resistência à compressão final), enquanto os cimentos alcalinos à base de precursores com baixo teor de cálcio, como a FA utilizada no presente estudo, continuam a apresentar ganhos significativos de resistência mesmo após 90 dias (Cristelo et al., 2011, 2013). O solo utilizado neste trabalho foi já submetido a estudos anteriores que focaram principalmente na estabilização com cimento e cal, mas também com cimentos alcalinos à base de FA, visando aumentar sua resistência à compressão uniaxial (UCS) (Silva, 2016; Corrêa-Silva et al., 2019). Em suma, estes trabalhos revelaram que os ligantes convencionais atingiram valores mais elevados de UCS aos 28 dias de cura, enquanto os cimentos alcalinos foram capazes de produzir resistências à compressão mais elevadas após períodos de cura mais longos, até 90 dias. A eficácia do ligante alternativo proposto, principalmente após 90 dias, foi reforçada pela maior rigidez apresentada, relativamente ao solo estabilizado com CP. O presente artigo amplia o trabalho anterior de caracterização mecânica, apresentando ensaios triaxiais no solo estabilizado, com posterior medição da sucção.

A sucção total (ψ) é o parâmetro mais relevante no controle do comportamento de solos não saturados, pois pode alterar significativamente a resposta mecânica, nomeadamente a resistência e rigidez (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lu e Likos, 2004; Han e Vanapalli, 2016), mas pode também influenciar decisivamente o fluxo de ar, água e calor, variáveis muito relevantes no que diz respeito

às questões ambientais (Fredlund e Rahardjo, 1993; Gens, 2010). A sucção total corresponde à soma da sucção osmótica e da sucção matricial. A primeira refere-se ao movimento de sais através da água livre existente nos vazios do solo, movimento esse causado por concentrações de sais diferenciais, que podem produzir movimentos de água. A segunda refere-se à diferença entre a pressão atmosférica e a pressão da água nos vazios do solo (ASTM D5298, 2016), correspondente à energia necessária para remover uma molécula de água da estrutura do solo (Ridley e Burland, 1993). Na engenharia geotécnica, a sucção total corresponde muitas vezes apenas à sucção matricial, ou seja, a sucção osmótica não é considerada (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lu e Likos, 2004), uma vez que a água livre é considerada neutra. Para caracterizar completamente o comportamento hidromecânico de solos não saturados, é importante avaliar a sucção matricial, que é influenciada pelas condições ambientais e pode levar a alterações no volume do solo, na resistência ao corte e na permeabilidade (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lu e Likos, 2004; Fredlund e Gitirana Jr., 2005; Gens, 2010).

O presente trabalho centrou-se na caracterização geomecânica de uma argila arenosa magra, estabilizada com cimento alcalino à base de cinzas volantes ativadas com hidróxido e silicato de sódio, através da determinação da sua curva de retenção e de ensaios triaxiais não drenados. Esta solução constitui uma alternativa mais sustentável, em princípio, do que o cimento Portland comum, que foi também utilizado neste trabalho, de modo a criar um ponto de comparação.

2 – METODOLOGIA

2.1 – Materiais

O solo utilizado neste trabalho foi recolhido perto da cidade do Porto. Foram já desenvolvidos vários estudos sobre a caracterização deste solo (Corrêa-Silva et al., 2019), tendo sido classificado como CL - argila arenosa magra, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM, 2006), e como pertencente ao grupo A-4, materiais silte-argilosos, de acordo com o sistema de classificação AASHTO (ASTM, 2015). As principais propriedades geotécnicas são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Propriedades geotécnicas do solo (Corrêa-Silva et al., 2019).

Areia (%)	39.3
Finos (%)	60.7
Limite liquidez (%)	28
Limite plasticidade (%)	19
Densidade	2.54

As cinzas volantes foram fornecidas pela empresa PEGOP, responsável pela central termoelétrica portuguesa ‘Central do Pego’. Com base na respetiva composição química, foi classificada como pertencente à classe F (ASTM C618, 2012). Foi também utilizado um cimento Portland do tipo CEM II / B-L 32,5N.

Todas as misturas de solo com AAC ou CP foram ensaiadas aos 28 e 90 dias de cura. A combinação AAC-solo (AAC-S) foi preparada com 80% (em peso) de solo e 20% de FA, com uma relação ativador-FA de 0,96. O ativador utilizado consistiu numa combinação de hidróxido de sódio (SH) e silicato de sódio (SS), com uma relação em peso (SS/SH) de 0,5. O SH foi fornecido em pellets, com densidade específica de 2,13 a 20°C (99% em peso), que foi então dissolvido em água deionizada até a concentração de 10 mol. O SS apresentava um peso unitário de 1,464 g/cm3, uma relação SiO2/Na2O em peso de 2,0 (razão molar em óxidos de 2,063) e uma concentração de Na2O

na solução de 13,0%. A combinação OPC-solo (OPC-S) foi preparada com 95% em peso de solo e 5% em peso de CP.

O Quadro 2 apresenta as propriedades de compactação dos materiais estudados, nomeadamente o peso volúmico seco máximo e o teor ótimo em água, determinados através de ensaios Proctor – BS 1377-4 (1990). O ensaio Proctor na combinação AAC-S foi desenvolvido com água, em vez de ativador, para evitar complicações inevitáveis associadas ao rápido endurecimento da pasta, após mistura, que poderiam influenciar o resultado.

Quadro 2 – Parâmetros de compactação dos materiais estabilizados, de acordo com ensaios de Proctor.

Material	Peso volúmico seco máximo (g/cm ³)	Teor ótimo em água (%)
Solo	17,76	14,4
OPC-S	17,85	14,5
AAC-S	17,66	13,0

A caracterização laboratorial incluiu a medição da sucção do solo e ensaios triaxiais consolidados não drenados, tanto para o solo natural como para ambas as combinações solo-estabilizante, após 28 e 90 dias de cura. A variação nos níveis de sucção matricial do solo, que é função do grau de saturação, tem influência direta na sua resistência ao corte e capacidade de carga, bem como na sua rigidez (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lu e Likos, 2004; Han e Vanapalli, 2016). A sucção matricial foi determinada pelo método do papel filtro, seguindo os procedimentos recomendados pela norma ASTM D5298 (2016). Para cada grupo foram fabricados nove provetes cilíndricos, com 52 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O procedimento de ensaio consistiu em medir a água absorvida pelo provete utilizando um molde lateralmente impermeável, para evitar quaisquer trocas de humidade com a atmosfera. Após a cura, os provetes foram secos em estufa, a 110°C, por 24 horas, seguindo-se a aplicação de dois papéis de filtro circulares concêntricos (com 30 mm e 50 mm de diâmetro) na base do provete (Figura 1), e um papel de filtro na parte superior, com 40 mm de diâmetro.



Fig. 1 – Aplicação de dois papéis de filtro concêntricos, com diâmetros de 30 mm (a) e 50 mm (b).

O papel de filtro localizado no topo superior foi então humedecido, o que promoveu a distribuição da humidade de forma uniforme por toda a parte superior do provete. Um volume diferente de água foi adicionado a cada um dos 9 provetes, para produzir 9 teores em água também diferentes. Após humedecimento, um disco plástico foi colocado sobre o papel de filtro, de 40 mm

de diâmetro, para garantir o contato permanente entre este e o solo. Por fim, o provete foi armazenado durante 7 dias. As massas húmidas do provete e cada um dos três papéis de filtro foi então determinada, procedimento que foi repetido após secagem por 48 horas a 110°C. São apresentados os resultados obtidos com os papéis de 30, 40 e 50 mm. Para a mistura AAC-S foram produzidos dois conjuntos de provetes, sendo um conjunto medido após 28 dias de cura e outro aos 90 dias de cura. Já para a mistura OPC-S foram fabricados quatro conjuntos de provetes, sendo três conjuntos medidos após 28 dias de cura e o restante aos 90 dias de cura.

Os valores de sucção matricial em cada amostra foram calculados usando a Eq. (1), proposta pela norma ASTM D5298 (2016), enquanto a Eq. 2, proposta por Van Genuchten (1980), foi adotada para ajustar uma curva teórica aos dados experimentais obtidos para a variação do teor volumétrico de água (θ_w) em função do valor da sucção (Ψ):

$$\log \Psi = 5.327 - \omega \cdot 7.79 \quad (1)$$

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + a \cdot \Psi^b)^c} \quad (2)$$

Nestas duas equações, ω representa o teor de água do papel de filtro, θ_s o teor volumétrico em água no estado saturado, θ_r o teor volumétrico de água residual, sendo a , b e c parâmetros de ajuste. Após a obtenção destes parâmetros é possível prever o teor volumétrico de água e, portanto, o teor de água, para qualquer valor de sucção, e vice-versa (Fredlund e Xing, 1994; Topa Gomes et al., 2011).

Os ensaios triaxiais consolidados não drenados foram realizados em provetes com dimensões nominais de 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura, seguindo genericamente o conteúdo da norma BS 1377-8 (1990). O procedimento de ensaio incluiu uma fase de saturação, por aumento monotónico (ao longo de 24 horas) da tensão de confinamento (e da respetiva contrapressão), até aos 1000 kPa (com uma diferença constante de 10 kPa entre as duas pressões), resultando em valores do parâmetro B de Skempton sempre superiores a 0,97. Posteriormente, foi aplicada uma tensão de consolidação, nos valores de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, para o solo original, de 10 kPa, 450 kPa e 700 kPa para os provetes OPC-S curadas durante 28 dias, de 10 kPa, 150 kPa e 700 kPa para os mesmos provetes curados durante 90 dias e, finalmente, de 10 kPa, 150 kPa e 700 kPa para os provetes AAC-S com 28 dias e 150 kPa, 450 kPa e 700 kPa para os mesmos provetes com 90 dias. A etapa final de corte foi realizada sob uma taxa de deformação constante de 0,2% por hora.

3 – RESULTADOS

3.1 – Curvas de retenção

A evolução da sucção matricial (ψ) em função do teor volumétrico de água (ou seja, a curva de retenção) é apresentada na Figura 2, para o solo original (a) e para o solo estabilizado com AAC (b) ou OPC (c). Os resultados mostram um aumento de sucção com a diminuição do teor de água para todos os materiais, o que é consequência da pressão líquida negativa entre as áreas saturadas e as zonas de humidade residual (não saturadas) do solo. É na zona de transição que se desenvolvem estas forças de sucção, responsáveis por alterar o comportamento mecânico do material. A faixa de valores de sucção no solo original é claramente menor que aquela obtida para os materiais estabilizados, principalmente quando comparado com o material AAC-S. Além disso, o valor de entrada de ar apresentado pelo solo não-estabilizado (aproximadamente 700 kPa, obtido a partir do primeiro ponto de medição representado na curva da Figura 2a), é anormalmente elevado, demonstrando que o mesmo é quase insensível a sucções até este valor.

A cimentação artificial provocou um aumento na capacidade de retenção de água do solo, evitando uma rápida diminuição entre o estado saturado e o estado residual insaturado. O teor

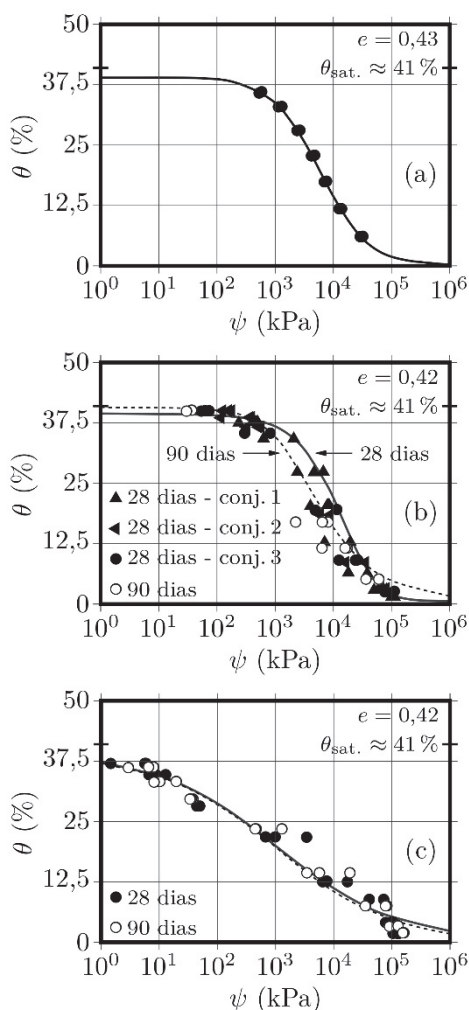


Fig. 2 – Resultados experimentais e curvas de retenção solo-água teóricas (propostas por van Genuchten) para o solo original (a), e para os materiais estabilizados OPC-S (b) e AAC-S (c) (Nota 1: os valores obtidos com cada um dos 3 papéis de filtro utilizados são apresentados; Nota 2: foram obtidos 3 conjuntos de resultados para os 28 dias de cura do material OPC-S; Nota 3: o valor teórico do teor em água para o solo original, estimado em 41%, foi utilizado para ajustar as curvas apresentadas)

volumétrico de água de saturação (θ_s) obtido para o solo original foi de 39,4%, ligeiramente inferior ao valor teórico (41%), enquanto o teor volumétrico de água residual (θ_r), correspondente ao ponto a partir do qual nenhuma água é extraída do solo, foi 0%.

Já o material OPC-S apresentou valores de saturação volumétrica de água semelhantes aos do solo original, quer após 28 dias ($\theta_s = 39,4\%$) ou 90 dias de cura ($\theta_s = 40,1\%$). Os valores de teor volumétrico de água residual, após 28 e 90 dias de cura, foram também de aproximadamente 0%. Resultados muito semelhantes foram obtidos com o material AAC-S, com valores de teor de água de saturação iguais a $\theta_s = 39,4\%$, após 28 dias ou 90 dias de cura; e valores de teor de água residual também iguais a $\theta_r = 0\%$, após ambos os períodos de cura.

O fato do valor de θ_r de 0% obtido para o solo original ter sido mantido constante após a estabilização (independentemente do ligante utilizado), indica que a estrutura porosa do material manteve a sua capacidade de remover toda a água sob o efeito de altas sucções. Um θ_r tão baixo no material estabilizado poderia indicar que alguma sucção osmótica se teria desenvolvido durante o processo de cura, mas o solo original seguiu a mesma tendência.

Outro aspeto relevante é o valor de entrada de ar obtido para cada material. Enquanto o solo natural registou aproximadamente 700 kPa, o solo estabilizado registou valores substancialmente mais reduzidos, de aproximadamente 80 kPa (OPC-S) e 5 kPa (AAC-S). As razões para esta diferença significativa requerem estudos adicionais. Contudo, considerando que o valor da entrada de ar depende principalmente da distribuição do tamanho dos poros (Fredlund e Rahardjo, 1993) ficou claro que a cimentação artificial das partículas do solo teve consequências significativas na referida distribuição de volumes de poros. No entanto, os diferentes valores de entrada de ar apresentados por cada ligante (o valor obtido no material AAC-S é inferior a 10% do valor obtido no OPC-S) e a forma significativamente diferente da curva respetiva de cada material estabilizado, sugere que cada ligante influenciou a distribuição do tamanho das partículas e, sobretudo, a distribuição de tamanhos, de uma forma muito específica e distinta.

É sabido que uma gama mais ampla de volumes de poro produz uma variação mais suave da sucção com o teor em água, enquanto uma distribuição uniforme de tamanhos é normalmente responsável por variações mais abruptas na sucção. Com base na superior variação da sucção no material AAC-S, pode supor-se que este ligante produziu uma maior variação no tamanho dos poros, seja devido à sua própria composição (nem todas as partículas de cinza volante são 'atacadas' durante a reação química que produz o gel de ligação e, portanto, permanecem como parte do esqueleto sólido), seja devido à interação entre o ligante e as partículas do solo.

O material OPC-S apresentou uma transição, entre a fases saturada e não saturada, cujo desenvolvimento está algures entre aquele apresentado pelo solo original e o apresentado pelo material AAC-S. Ou seja, os resultados para este material não indicam uma variação muito acentuada entre os 28 e 90 dias de cura, quer em termos do teor volumétrico de água de saturação ($\theta_s = 39,4\%$ e $40,1\%$, após 28 e 90 dias de cura, respetivamente) quer em termos do teor de água volumétrica residual ($\theta_r = 0,4\%$ e $0,5\%$, após 28 e 90 dias de cura, respetivamente). Constata-se portanto que a estabilização com cimento Portland produziu uma fábrica diferente, relativamente à do solo original e, inclusive, relativamente à do solo estabilizado com AAC. Independentemente da distribuição mais homogênea do gel C-H-S, o processo químico resultante da hidratação do cimento Portland aparenta ser menos interativo com a superfície das partículas do solo, resultando numa distribuição de volume de poros mais homogênea do que aquela apresentada pelo material tratado com cimento alcalino.

Por outro lado, o material AAC-S apresentou uma transição claramente mais suave, entre as fases saturada e insaturada, do que o solo original e, inclusive, mais suave do que a transição apresentada pelo material OPC-S, ao mesmo tempo que apresentou uma gama mais extensa de valores de sucção. Este comportamento está relacionado com a formação de uma nova estrutura interna do material (fábrica), formada sobretudo pela influência do gel de aluminossilicatos resultante da ativação das partículas de cinza volante, que produziu uma matriz mais compacta que inclui também as partículas que não reagiram durante o processo de ativação (Fernández-Jiménez et al., 2005). A formação do referido gel levou à segmentação dos poros, produzindo uma estrutura semelhante à de uma rocha natural, em termos moleculares (Cristelo et al., 2011). Não foram detetadas diferenças significativas na evolução da sucção deste material em função do período de cura, o que foi corroborado quer pelos valores (semelhantes) do teor em água volumétrica saturada ($\theta_s = 39,4\%$, após 28 ou 90 dias de cura), quer pelos valores de teor de água volumétrica residual ($\theta_r = 0\%$). Dada a evolução do gel de aluminossilicato ao longo do tempo (Fernández-Jiménez et al., 2005), era esperada alguma influência do tempo de cura na sucção matricial. No entanto, os resultados sugerem que, com base na complexidade do processo de formação do gel (dissolução,

condensação, precipitação, cristalização), a matriz global do gel já está formada aos 28 dias, e apenas a última fase (isto é, a cristalização) está ainda por concluir.

Os resultados sugerem igualmente que esta potencial cristalização do gel não teve qualquer influência na estrutura dos poros do material, não tendo sido por isso responsável por qualquer sucção do tipo osmótico. Sendo assim, pode dizer-se que o sistema solo-ligante não sofreu alterações posteriores às verificadas no estágio inicial de desenvolvimento do gel. Esta ideia é corroborada pelos ensaios triaxiais (apresentados em seguida), em que o material AAC-S apresentou de facto um desempenho superior aos 90 dias, em relação aos 28 dias de cura, devido precisamente ao endurecimento (cristalização) do gel ligante.

3.2 – Ensaios triaxiais

A evolução do comportamento do solo original e do solo estabilizado, obtida através de ensaios de consolidação isotrópica e de ensaios triaxiais consolidados não drenados (CU), é apresentada nas Figuras 3 a 6. A Figura 3a apresenta o solo original sob compressão isotrópica, ou seja, traduz a variação do índice de vazios (Δe) em função da tensão média efetiva (p'). Fica claro que a variação no Δe é maior que a apresentada pelos materiais estabilizados quimicamente, para uma mesma tensão efetiva média aplicada, reforçando a ideia de que a estabilização diminui a deformabilidade do material original.

A Figura 3b apresenta a curva tensão-deformação, ou seja, a tensão de desvio (q) em função da deformação axial (ϵ_a), onde é possível observar que amostras com maior tensão de consolidação apresentam maior rigidez. Nenhum pico de tensão foi observado para este material não tratado, que seguiu uma trajetória tensão-deformação pós-rotura de endurecimento, permitindo assim algum

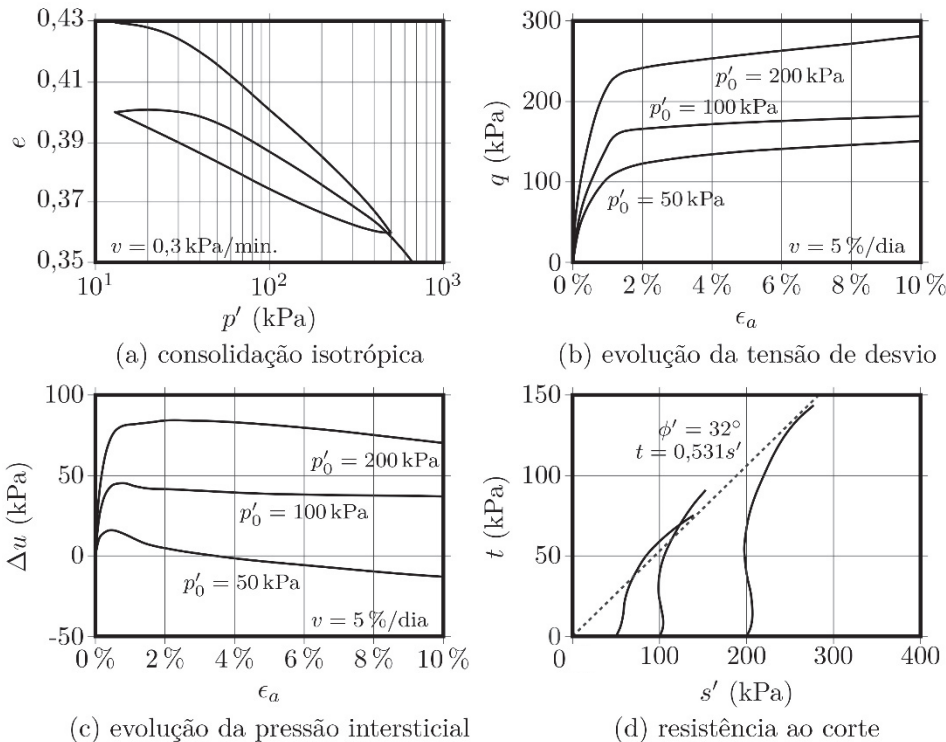


Fig. 3 – Ensaios de consolidação isotrópica e ensaios triaxiais CIU sobre o solo original (sem cimentação artificial)

aumento de carga após a plastificação, uma indicação clara não só da sua ductilidade original mas também da sua elevada capacidade de deformação (Elliott e Brown, 1985). A variação da pressão neutra (Δu) é também apresentada, na Figura 3c, mostrando um rápido aumento no início do ensaio, aumento esse que estabiliza após plastificação. Por fim, a Figura 3d apresenta a trajetória de tensões nas coordenadas s - t , a partir do qual foi estimado um o ângulo de atrito efetivo de $\phi' = 32^\circ$.

Os resultados dos ensaios triaxiais no material AAC-S são apresentados nas Figuras 4 e 5, para provetes curados durante 28 e 90 dias de cura, respetivamente. A resposta durante o ensaio de compressão isotrópica apresenta uma clara influência do período de cura, pois há uma menor variação do índice de vazios para os provetes com 90 dias, que apresentaram maior rigidez. Tal comportamento era expectável, pois este tipo de estabilização química é fortemente influenciado pela tempo decorrido desde o início das reações químicas, sendo que o intervalo de 28 dias não é normalmente suficiente para permitir a cristalização dos produtos de reação que constituem a matriz cimentícia (Cristelo et al., 2015). Portanto, é possível a existência de partículas não abrangidas pelo aumento de rigidez provocado pelo gel cimentício, provocando uma heterogeneidade (em termos de rigidez) ao longo da massa de solo estabilizado (Rodríguez et al., 2013).

Relativamente à evolução da tensão deviatória com a deformação axial, existe um claro valor de pico, ao contrário do que foi observado para o solo natural, em que se verificou um endurecimento pós-plastificação. Após atingir este pico, verifica-se uma diminuição, para ambos os períodos de cura, da tensão deviatória (amolecimento), exceto no caso do provete em que foi aplicada uma tensão de consolidação de apenas 10 kPa (proвете esse que, além disso, curou ‘apenas’ durante 28 dias). A existência de um pico na resposta destes solos estabilizados artificialmente com cinzas volantes ativadas é consistente com a tendência descrita por outros autores para este tipo de estabilização

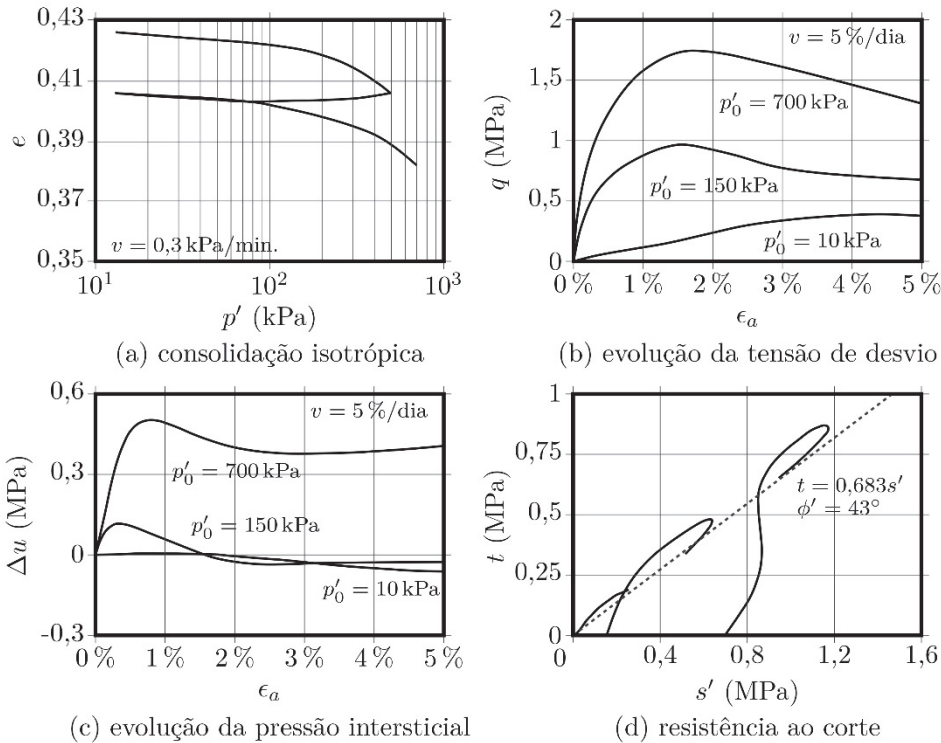


Fig. 4 – Ensaio de consolidação isotrópica e ensaios triaxiais CIU em provetes de AAC-S com 28 dias de cura.

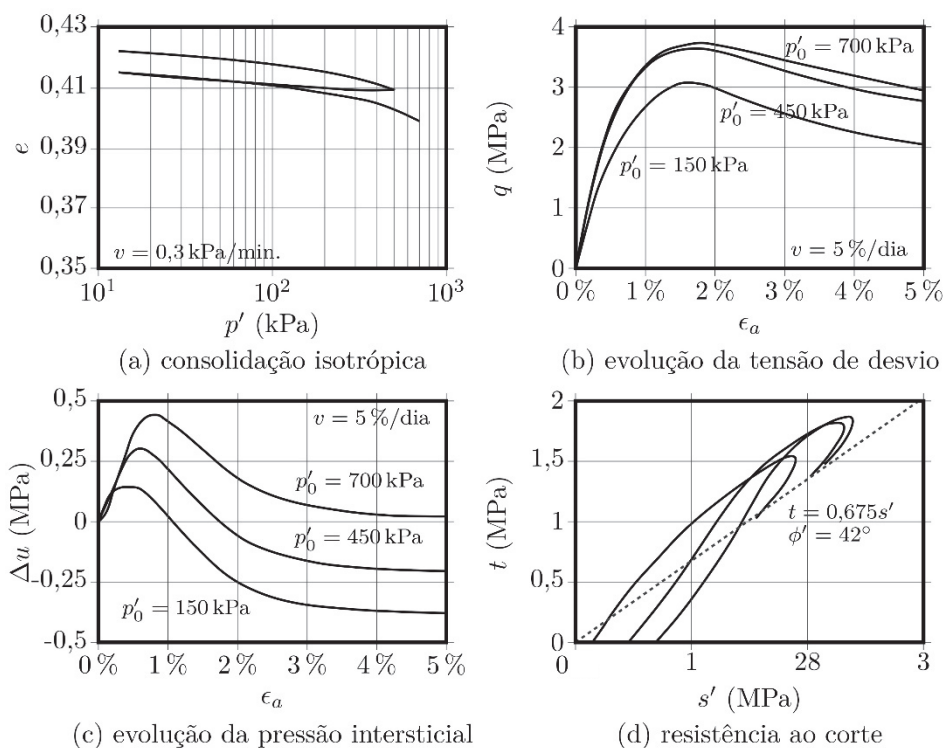


Fig. 5 – Ensaaios triaxiais CIU em provetes de AAC-S com 90 dias de cura.

química (Rios et al., 2013; 2016; Silva, 2016). O material estabilizado AAC-S apresentou maior resistência e rigidez após o período de cura de 90 dias e, consequentemente, menor deformação em comparação com os provetes curados durante 28 dias. A estabilização química tende a apresentar uma forte dependência da evolução das reações químicas, verificando-se uma melhoria das propriedades mecânicas que, com este tipo de ligante, pode estender-se até pelo menos 1 ano após o início da cura (Cristelo et al, 2011).

Conclusões semelhantes podem ser retiradas relativamente à evolução da pressão neutra, com os materiais curados durante 90 dias a apresentar uma menor Δu , em comparação com as amostras curadas por 28 dias, em resultado do desenvolvimento da matriz cimentícia produzida pelas reações químicas. Curiosamente, a variação da pressão neutra é maior nos materiais AAC-S do que no solo natural, o que é consequência do menor volume de vazios no primeiro, em comparação com o mais elevado volume de vazios do solo natural, dada a ausência de gel cimentício. As envolventes obtidas para ambos os períodos de cura são também apresentadas, revelando valores de ângulo de atrito de $\phi' = 43^\circ$, aos 28 dias, e $\phi' = 42^\circ$, aos 90 dias. Por fim, a Figura 6 compara o estado geral dos provetes antes e depois de serem submetidos ao respetivo ensaio CIU.

As Figuras 7 e 8 apresentam os resultados obtidos nos materiais estabilizados com OPC-S, aos 28 e 90 dias de cura, respetivamente. Em relação ao ensaio de compressão isotrópica, é interessante observar que a variação do volume, medida pela variação do índice de vazios, é significativamente menor do que a variação apresentada pelos materiais AAC-S. Além disso, o aumento de resistência registado aos 28 dias foi significativamente superior ao obtido com os materiais à base de cimento alcalino. Isto não é surpreendente, dado que o cimento Portland apresenta normalmente uma taxa de aumento de resistência superior à dos cimentos alcalinos à base de cinzas volantes (i.e. com baixo teor em cálcio) (Cristelo et al., 2011; 2013). A influência do período de cura no cimento Portland, após 28 dias, é menos relevante. Ao contrário, os cimentos alcalinos desenvolvem uma parcela muito

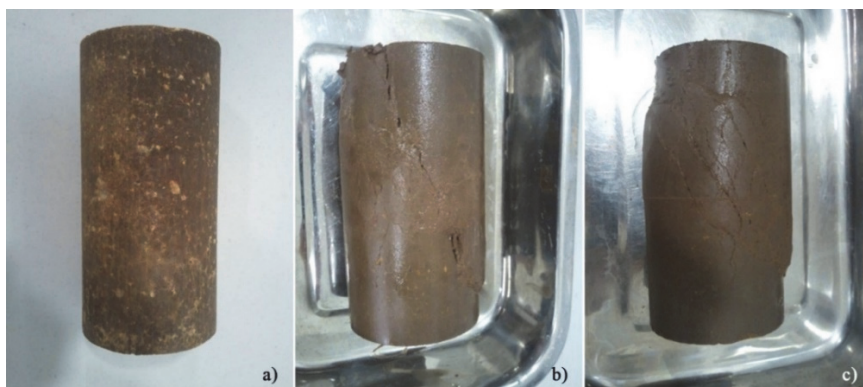


Fig. 6 – Aspeto geral dos provetes AAC-S: a) antes do ensaio, com 90 dias de cura; b) após ensaio, com 90 dias de cura e consolidados com 450 kPa; c) após ensaio, com 90 dias de cura e consolidados com 700 kPa.

significativa da sua resistência num período normalmente muito superior aos primeiros 28 dias, e que pode estender-se durante vários meses. Consequentemente, é compreensível que a variação do índice de vazios no material OPC-S, entre os 28 e 90 dias, tenha sido muito pequena, principalmente quando comparada com a variação apresentada pelo material AAC-S, para o mesmo intervalo de cura.

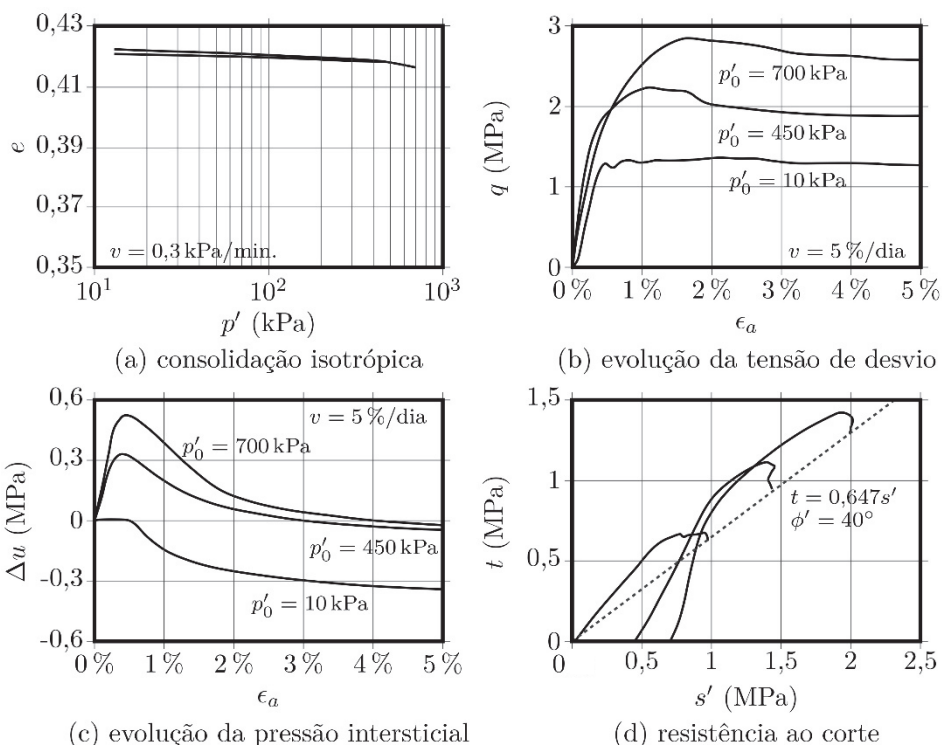


Fig. 7 – Ensaio de consolidação isotrópica e ensaios triaxiais CIU em provetes de OPC-S com 28 dias de cura.

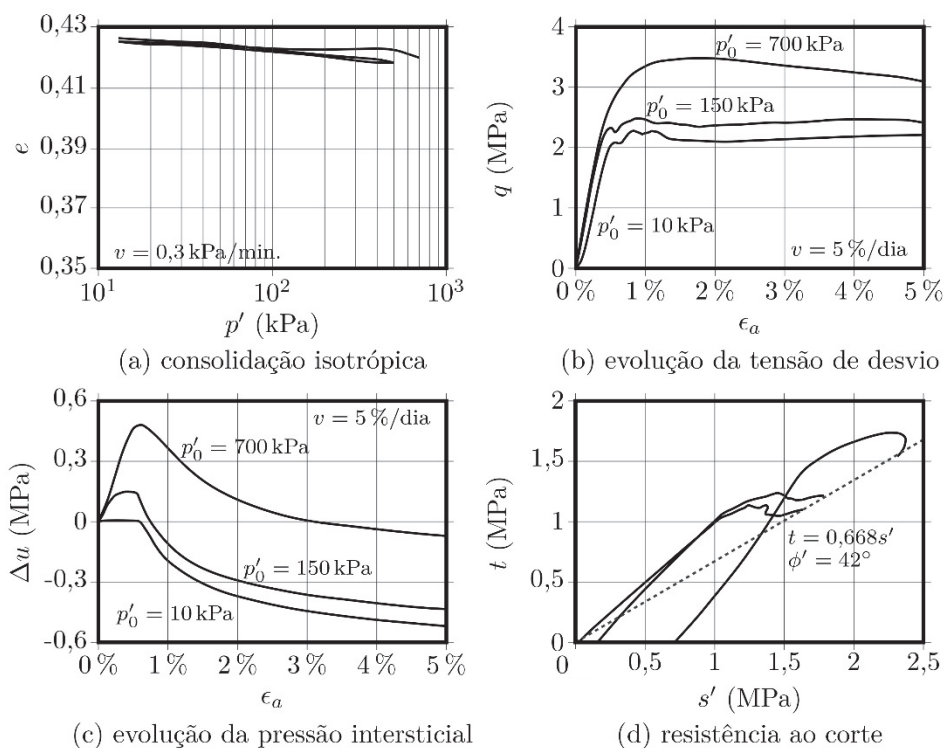


Fig. 8 – Ensaaios triaxiais CIU em provetes de OPC-S com 90 dias de cura.

Uma comparação entre as curvas tensão-deformação dos 3 materiais, aos 28 dias, mostra uma tensão de plastificação superior no material OPC-S, nomeadamente em relação à obtida para o AAC-S. Porém, como foi já mencionado, as reações de hidratação responsáveis pelos aumentos de resistência do cimento Portland desenvolvem-se principalmente durante os primeiros 28 dias, atingindo 80 a 90% de sua resistência à compressão máxima durante esse período. Pelo contrário, nos primeiros 90 dias os cimentos alcalinos baseados em cinzas volantes classe F atingem apenas 40% a 60% da resistência expectável ao fim de 1 ano (Cristelo et al., 2011; 2013).

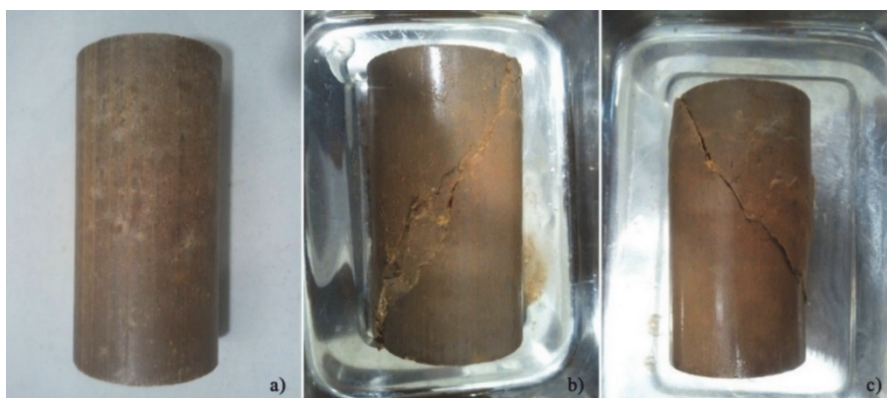


Fig. 9 – Aspeto geral dos provetes OPC-S: a) antes do ensaio, com 90 dias de cura; b) após ensaio, com 90 dias de cura e consolidados com 150 kPa; c) após ensaio, com 90 dias de cura e consolidados com 700 kPa.

A definição das envolventes de rotura no material estabilizado com CP permitiu estabelecer um ângulo de atrito efetivo de 40°, aos 28 dias. Aos 90 dias, o ângulo de atrito efetivo foi de 42°. Isto significa que a variação da componente friccional foi residual, independentemente das condições de drenagem.

A Figura 9 apresenta o aspeto de diferentes provetes de OPC-S, antes do ensaio e já ensaiados (todos com cura de 90 dias). O plano de corte é muito nítido, independentemente da tensão de consolidação, indicando um comportamento expectável em materiais artificialmente cimentados.

4 – DISCUSSÃO

Tanto quanto sabemos, esta foi a primeira vez que foram traçadas curvas de retenção de água de um solo estabilizado com cimentos alcalinos, à base de cinzas volantes. Uma vantagem muito interessante permitida por estas curvas foi o conhecimento da estrutura dos poros destes materiais, quer AAC-S quer OPC-S, apresentando o AAC-S uma curva mais larga e 'mais suave', indicando uma variação mais gradual da estrutura de vazios, em comparação com o OPC-S. Além disso, as mudanças nas curvas entre o solo original e o estabilizado sugerem que o gel ligante de alguma forma preencheu (parcialmente) os vazios do solo original, criando uma rede de poros distinta.

Os valores do grau de saturação não foram afetados por nenhum dos ligantes utilizados, nem tão-pouco pelos períodos de cura superiores a 28 dias. Contudo, o desenvolvimento das curvas de retenção é significativamente diferente, especialmente entre os ligantes AAC-S e OPC-S, mas também entre o solo natural e o estabilizado. Estas diferenças centram-se no tipo de desenvolvimento apresentado pelas respetivas curvas, especialmente entre os dois tipos de estabilização, com o cimento Portland a produzir uma transição mais abrupta, contrariamente ao cimento alcalino, que gerou uma transição marcadamente mais suave. Estas diferentes curvas de retenção traduzem diferentes fábricas nos dois materiais, que certamente influenciaram os resultados dos ensaios triaxiais.

Após 28 dias de cura, o material OPC-S apresentou tensões deviatórias de pico superiores às do material AAC-S, mas o oposto foi observado após 90 dias. Tal diferença não está relacionada com a sucção existente nos provetes durante a etapa de corte, já que todos os provetes passaram para uma saturação prévia, mas provavelmente com a distribuição mais heterogênea do volume de poros do AAC-S, que produziu uma estrutura mais compacta e densa, que poderia ser corresponsável pelos valores de resistência apresentados por este material. Isto é consistente com os resultados obtidos após 28 dias, quando o gel ainda está num estágio inicial de desenvolvimento, devendo, portanto, apresentar um pico deviatório significativamente menor; ou após 90 dias, quando apresentou níveis de resistência superiores aos do material OPC-S.

O outro fator que contribuiu para a maior tensão de desvio apresentada pelo AAC-S, após 90 dias, foi a qualidade do seu gel ligante, que, a essa altura, já estaria mais desenvolvido e numa fase mais avançada do processo de cristalização (Cristelo et al., 2011). A maior tensão deviatória do OPC-S aos 28 dias de cura está relacionada com a superior velocidade de ganho de resistência inicial deste ligante, que é significativamente superior à do ligante AAC-S. Pelo contrário, os cimentos alcalinos à base de cinzas volantes levam vários meses para se desenvolverem completamente. A quantificação da contribuição relativa destes dois fatores necessitará de mais estudos.

A semelhança das curvas AAC-S aos 28 e 90 dias de cura também é esclarecedora em termos da formação do seu gel ligante. Estes resultados indicam que a estrutura do gel (ou seja, a sua distribuição dentro do volume dos poros) é formada numa idade precoce (não mais de 28 dias) e, a partir daí, o desenvolvimento do gel (corroborado pelo aumento da resistência clara entre 28 e 90 dias) é principalmente devido à sua cristalização. A semelhança entre ambas as curvas de retenção do material OPC-S também indica que a estrutura do gel estava já instalada aos 28 dias. Porém, neste caso, a estrutura do gel não só se formou após 28 dias, como a sua evolução também já estaria praticamente terminada nessa altura.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos ao longo deste trabalho experimental mostraram que este tipo de ligante é uma alternativa válida aos ligantes à base de cimento Portland, normalmente utilizados na estabilização de solos. As curvas de retenção do solo original e do solo estabilizado apresentaram diferenças consistentes, permitindo uma interpretação mais profunda da estrutura do volume de poros de cada solução:

- Os valores iniciais de entrada de ar são substancialmente diferentes para o solo e respectivas soluções de estabilização, apesar de teores em água de saturação semelhantes. O elevado valor de entrada de ar do solo natural indica que ele permanece saturado até valores de sucção muito superiores aos observados para o OPC-S ou AAC-S.
- A estrutura solo-gel já está formada após 28 dias, resultando em curvas semelhantes para ambos os períodos de cura. Isto é particularmente surpreendente no caso do gel de cimento alcalino, conhecido por ter um período de desenvolvimento superior a 28 dias.
- As maiores tensões desviatórias apresentadas pelo AAC-S após 90 dias, em comparação com os valores do OPC-S para o mesmo período, não estão relacionadas com a evolução da estrutura do volume de poros, mas sim com o desenvolvimento e cristalização do gel.
- A sucção matricial é claramente influenciada pelo tipo de estabilização química, no que diz respeito à forma das curvas de retenção e respectivos valores de entrada de ar, sugerindo que os resultados obtidos abrem a possibilidade de utilização da curva de retenção para avaliar a eficácia do processo de estabilização, quando à base de cimentos alcalinos.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM C 618 - 12 (2012). *Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete*. Annual Book of ASTM Standards 2012, vol. 04.02, pp 1-5.
- ASTM D 2487 - 06 (2006). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Annual Book of ASTM Standards 2006, vol. 04.08, pp 1-12.
- ASTM D 3282 - 15 (2015). *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*. Annual Book of ASTM Standards 2015, vol. 04.08, pp 1-6.
- ASTM D 5298 - 16 (2016). *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. Annual Book of ASTM Standards 2012, vol. 04.08, pp 1-6.
- BS 1377-4 (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 4: Compaction-Related Tests*. British Standards Institution, London, 4 p.
- BS 1377-8 (1990). *Methods of test for soils for civil engineering purposes, Part 8: Shear strength tests (effective stress)*. British Standards Institution, London, 8 p.
- Corrêa-Silva, M.; Araújo, N.; Cristelo, N.; Miranda, T.; Topa Gomes, A.; Coelho, J. (2019). *Improvement of a clayey soil with alkali activated low-calcium fly ash for transport infrastructures applications*. Road Materials and Pavement Design, 20(8), pp. 1912–1926. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1473286>
- Cristelo, N.; Glendinning, S.; Pinto, A. T. (2011). *Deep soft soil improvement by alkaline activation*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement, 164(2), pp. 73–82. <https://doi.org/10.1680/grim.900032>

- Cristelo, N.; Glendinning, S.; Miranda, T.; Oliveira, D.; Silva, R. (2012). *Soil stabilisation using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction*. Construction and Building Materials, 36(11), pp. 727–735. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.037>
- Cristelo, N.; Glendinning, S.; Fernandes, L.; Pinto, A.T. (2013). *Effects of alkaline-activated fly ash and Portland cement on soft soil stabilisation*. Acta Geotechnica, 8(4), pp. 395–405. <https://doi.org/10.1007/s11440-012-0200-9>
- Cristelo, N.; Miranda, T.; Oliveira, D.; Rosa, I.; Soares, E.; Coelho, J.; Fernandes, L. (2015). *Assessing the production of jet mix columns using alkali activated waste based on mechanical and financial performance and CO₂(eq) emissions*. Journal of Cleaner Production, 102, pp. 447–460. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.04.102>
- Elliott, G. M.; Brown, E. T. (1985). *Yield of a soft, high porosity rock*. Géotechnique, 35(4), pp. 413–423. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.4.413>
- Fernández-Jiménez, A.; Palomo, A.; Criado, M. (2005) *Microstructure development of alkali-activated fly ash cement: a descriptive model*. Cement and Concrete Research, 35(6), pp. 1204–1209. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.08.021>
- Fernández-Jimenez, A.; Torre, A.G. de la; Palomo, A.; López-Olmo, G.; Alonso, M.M.; Aranda, M.A.G. (2006). *Quantitative determination of phases in the alkali activation of fly ash. Part I. Potential ash reactivity*. Fuel, 85(5–6), pp. 625–634. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2005.08.014>
- Fredlund, D. G.; Gitirana Jr.; G. (2005). *Unsaturated Soil Mechanics as a Series of Partial Differential Equations*. in Proceedings of International Conference on Problematic Soils. Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus, pp. 25–27.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172759>.
- Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 31(4), pp. 521–532. <https://doi.org/10.1139/t94-061>
- Gens, A. (2010). *Soil–environment interactions in geotechnical engineering*. Géotechnique, 60(1), pp. 3–74. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.9.P.109>
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Science Society of America Journal, 44(5), p. 892. <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
- Han, Z.; Vanapalli, S. K. (2016). *Stiffness and shear strength of unsaturated soils in relation to soil-water characteristic curve*. Géotechnique, 66(8), pp. 627–647. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.104>
- Lu, N.; Likos, W. J. (2004) *Unsaturated Soil Mechanics*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Manuel, E. (2013) *Melhoria do solo residual granítico com recurso à activação alcalina de cinzas volantes*. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro Escola de Ciências e Tecnologia .
- Pourakbar, S.; Asadi, A.; Huat, B. B. K.; Cristelo, N.; Fasihnikoutalab, M. H. (2017). *Application of Alkali-Activated Agro-Waste Reinforced with Wollastonite Fibers in Soil Stabilization*, Journal of Materials in Civil Engineering, 29(2), p. 04016206. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001735](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001735)
- Ridley, A. M.; Burland, J. B. (1993). *A new instrument for the measurement of soil moisture suction*. Géotechnique, 43(2), pp. 321–324. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.2.321>

- Rios, S.; Viana da Fonseca, A.; Baudet, B. A. (2013). *On the shearing behaviour of an artificially cemented soil*. Acta Geotechnica, 9(2), pp. 215–226.
<http://dx.doi.org/10.1007/s11440-013-0242-7>
- Rios, S.; Cristelo, N.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C. (2016). *Structural performance of alkali-activated soil ash versus soil cement*. Journal of Materials in Civil Engineering, 28(2): 04015125. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001398](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001398)
- Rios, S.; Cristelo, N.; Miranda, T.; Araújo, N.; Oliveira, J.; Lucas, E. (2018). *Increasing the reaction kinetics of alkali-activated fly ash binders for stabilisation of a silty sand pavement sub-base*. Road Materials and Pavement Design, 19(1), pp. 201–222.
<http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2016.1251959>
- Rodrigues, C.; Rodrigues, P.; Cruz, N.; Rios, S.; Viana da Fonseca, A. (2016). *Estabilização de solos com geopolímeros para camadas de leito de estradas*. in 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia.
- Rodríguez, E. D.; Bernal, S.; Provis, J.; Paya, J.; Monzo, J.; Borrachero, M. (2013). *Effect of nanosilica-based activators on the performance of an alkali-activated fly ash binder*. Cement and Concrete Composites, 35(1), pp. 1–11.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.08.025>
- Silva, M. C. A. da (2016). *Melhoramento de um solo argiloso com recurso à ativação alcalina de resíduos para aplicação em infraestruturas de transporte*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho.
- Silva, R. A.; Oliveira, D.; Miranda, T.; Cristelo, N.; Escobar, M.; Soares, E. (2013) *Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal*. Construction and Building Materials, 47, pp. 181–191. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.047>
- Topa Gomes, A.; Viana da Fonseca, A.; Silva Cardoso, A. (2011) *Soil water characteristic curve for a granite residual soil: Experimental and numerical results*, in Defect and Diffusion Forum, 312, pp. 1172–1177. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/DDF.312-315.1172>



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

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

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

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

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

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



/maccaferri /maccaferriatriz



@Maccaferri_LBR



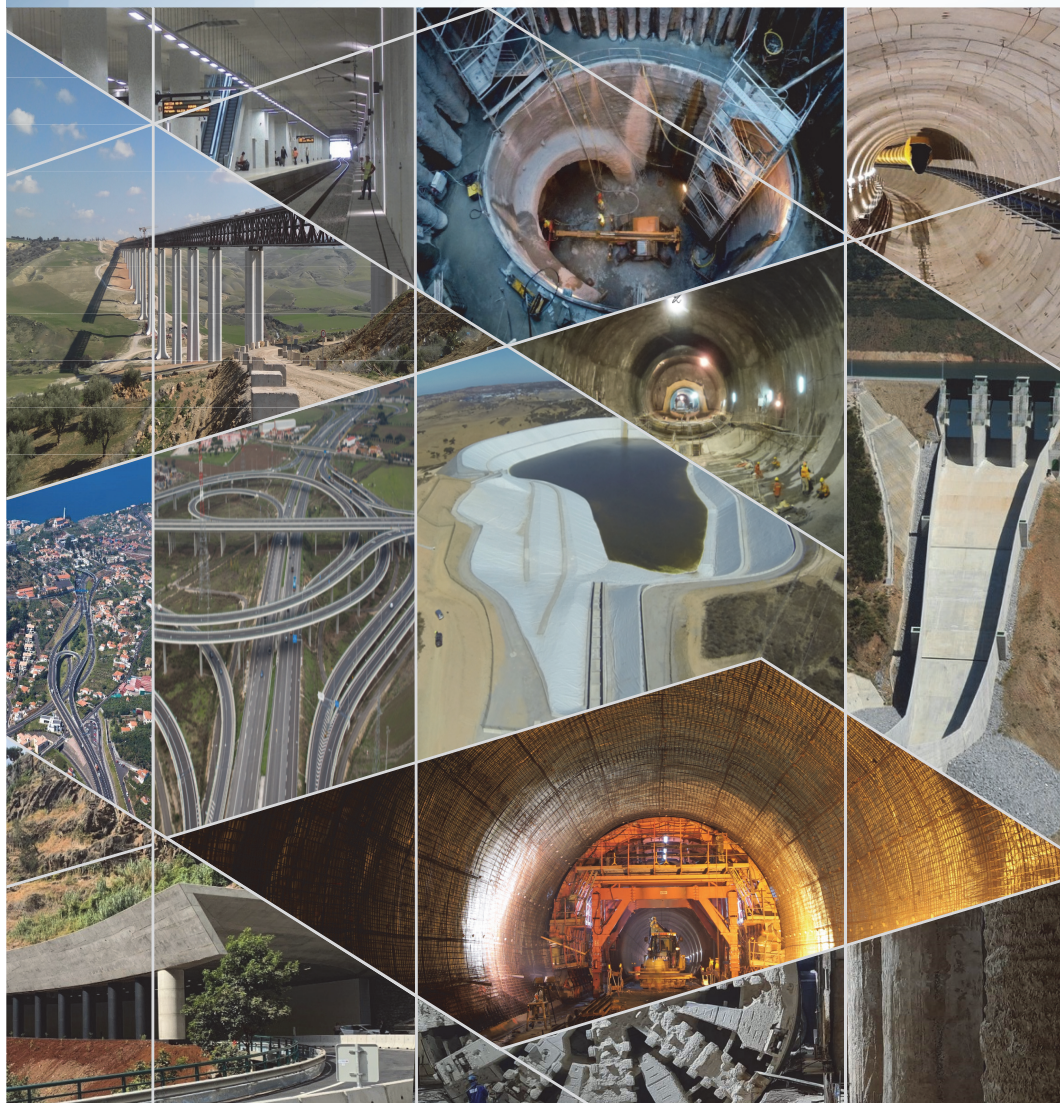
/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

MACCAFERRI

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas

Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte

Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



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



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

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

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com

LICENCE NO. 24 - RIB



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

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



Petrópolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento Superficial |
Shallow landslides

Corridas detriticas |
Debris flow

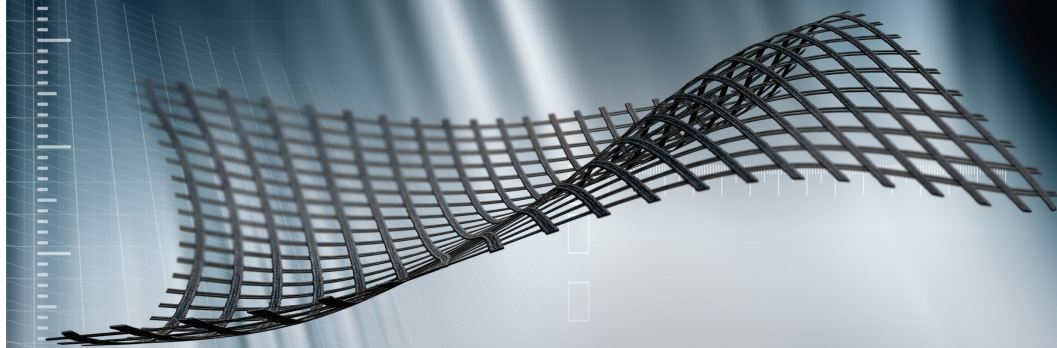
Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobrugg.com





Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

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

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

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



Encontre a HUESKER Brasil
nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br



LEIA-ME!

www.linktr.ee/hueskerbrasil

The Best Solution!

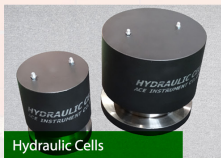
Tecnilab Portugal, S.A. will provide you with answers to your Geotechnical engineering needs.

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

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

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

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Sales company



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

Manufacturer



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

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



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



Saiba mais em: belgogeotech.com.br

BELGO
GeoTech

Belgo Bekaert Arames

ArcelorMittal

BEKAERT
better together



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

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

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



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

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br

comercial@dfmais.eng.br





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

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

Email: info@jetsj.com

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



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

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

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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

APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

As Instruções para os Autores e o “Template” para formatação de originais podem ser obtidos de <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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

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

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

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

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

Las Instrucciones para los Autores y el “Template” para formatear originales pueden ser obtenidos en <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia>.

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

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

- 3 Argilas Miocénicas de Lisboa: características físicas e parâmetros de compressibilidade**
Lisbon Miocene formation: physical properties and compressibility
Mafalda Lopes Laranjo, Manuel Matos Fernandes
- 25 Construção de mapas de suscetibilidade a deslizamentos com uso de dados de acesso livre: Região Metropolitana do Recife (PE)**
Construction of maps of susceptibility to landslides with use of open access data: Metropolitan Region of Recife (PE)
Pedro Augusto dos Santos Pfaltzgraff, Fernanda Soares de Miranda Torres
- 37 Comportamento não saturado de solos estabilizados com cinzas volantes resultantes da queima de carvão**
Unsaturated behaviour of soils stabilized with fly ash from coal combustion
Nuno Araújo, Nuno Cristelo, António Topa Gomes, Tiago Miranda