

159 novembro
noviembre
november
2023

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 Solos argilosos compactados, muito sobreconsolidados e o comportamento estrutural de barragens de aterro
Influence of compacted highly over-consolidated clayey soils on structural behaviour of embankment dams
Emanuel Maranha das Neves
- 25 Modelo de previsão da deformação permanente de fundações de vias-férreas com recurso a uma rede neuronal artificial
Prediction model for permanent deformation of railway subgrade using an artificial neural network
Ana Ramos
António Gomes Correia
Rui Calçada
- 43 Sistema de monitorização e gestão de terraplenagens baseado em digital twin e simulação de um caso de estudo
Earthworks management, monitoring and optimization system based on digital twin and simulation of a case-study
Manuel Parente
Margarida Amândio
Vicente Moreira
António Gomes Correia
- 67 **NOTA TÉCNICA**
TECHNICAL NOTE

Nota sobre o cálculo de impulsos activos sísmicos
A note on determining seismic active earth pressures
Nuno Guerra

SOLOS ARGILOSOS COMPACTADOS, MUITO SOBRECONSOLIDADOS E O COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE ATERRO

Influence of compacted highly over-consolidated clayey soils on structural behaviour of embankment dams

Emanuel Maranha das Neves^a

^a Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal.

RESUMO – Descreve-se o estado limite (rotura) de solos argilosos compactados (remoldados), fortemente sobreconsolidados e confinados por uma baixa pressão efetiva. O estado limite nestes solos e nas condições referidas, caracteriza-se pela fratura por tração, logo muito diferente do dos solos sobreconsolidados (rotura segundo planos de deslizamento) e dos solos normal ou ligeiramente sobreconsolidados (rotura de acordo com os modelos elastoplásticos com endurecimento). Mostra-se como o primeiro enchimento da albufeira de barragens de aterro é gerador de sobreconsolidações significativas. Evidenciam-se as razões das roturas por ocorrência de fendas de tração e analisa-se toda a consequente perturbação no corpo da barragem, com reflexos na segurança estrutural. São discutidos dois importantes acidentes em barragens resultantes da ocorrência de estados limite caracterizados pela ocorrência de rotura por fratura. Finalmente são feitas algumas incursões nos domínios do dimensionamento plástico de estruturas geotécnicas, nomeadamente barragens de aterro.

ABSTRACT – The limit state (failure) of compacted (disturbed) clayey soils highly over consolidated and under very low effective stresses is characterized by the occurrence of traction fractures, is described. It is very different of the limit states of over-consolidated soils (failure along sliding planes) and normally consolidated or lightly overconsolidated soils (failure according the elastoplastic hardening models). It is shown how the first dam reservoir fill up can generate significant overconsolidation of the embankment soil. The reasons for failures due to the occurrence of cracks are dealt with and the consequent structural disturbances are analyzed. Two accidents due to failures involving deep soil cracks are presented. Lastly, some thoughts about the geotechnical plastic design domain are introduced.

Palavras Chave – Barragens de aterro; solos argilosos fortemente sobreconsolidados; segurança estrutural; dimensionamento plástico.

Keywords – Embankment dams; highly overconsolidated clayey soils; structural safety; plastic design.

1 – INTRODUÇÃO

Aborda-se em primeiro lugar o comportamento, sob reduzidas tensões efetivas, de solos argilosos compactados (logo, remoldados), com elevado grau de sobreconsolidação tema a que não tem sido dedicada muita atenção. A razão próxima destas considerações sobre o comportamento destes solos argilosos e nas condições apontadas, tem a ver, neste caso, com o papel dos núcleos na segurança das barragens de aterro zonadas, designadamente as de terra-enrocamento.

E-mail: emanuelmaranhadasneves@gmail.com

ORCID: orcid.org/0000-0001-5395-8560

Seguidamente é apresentado um mapa constituído por um gráfico liquidez equivalente (v_λ) versus obliquidade $\eta(q/p')$, o qual ajuda a descrever os comportamentos dos solos argilosos quando atingem um dos três tipos de estados limite considerados, isto é: (1) quando é atingida a superfície de estado de Roscoe (concentração de deformações plásticas distorcionais); (2) quando é atingida a superfície de estado de Hvorslev-Coulomb (planos de rotura por deslizamento); (3) quando é atingida a superfície de estado correspondente ao plano de resistência à tração nula (ocorrência de fendas de tração). É dedicada particular atenção aos conceitos em que se fundamenta o mapa apresentado, procurando tornar claras as razões porque é adotada esta representação em detrimento da mais vulgarmente usada baseada apenas nas tensões p' e q , normalizadas para p'_c .

Apenas com o objetivo duma informação complementar, são também tratadas as respostas desses solos nas suas trajetórias de estado para atingir qualquer daquelas três situações limite (estados de rotura).

Mostra-se de seguida que, nas barragens de aterro, pode ocorrer um aumento pronunciado do grau de sobreconsolidação dos solos do núcleo durante o primeiro enchimento da albufeira, aumentando assim a probabilidade do aparecimento de fendas de fratura. Salienta-se o importante papel desempenhado pela liquefação, desencadeada por elevados gradientes hidráulicos, nos mecanismos de rotura.

São apresentados importantes acidentes em duas barragens de aterro que conduziram a roturas das respetivas estruturas: o de uma barragem de aterro integrada nos diques de um depósito de abastecimento de água e o de uma barragem zonada, os quais confirmam os fundamentos práticos e teóricos tratados no presente artigo.

Com apoio do mapa apresentado inicialmente, são analisadas concretamente as dificuldades na modelação dos solos dum núcleo com as características indicadas anteriormente.

O artigo termina com reflexões sobre a segurança estrutural das barragens no caso de ser significativa a probabilidade de ocorrência de uma rotura no núcleo devido ao aparecimento de fendas de tração e finalmente discorre sobre a importante contribuição que o dimensionamento plástico pode proporcionar para a segurança destas obras.

Antes da descrição e análise do comportamento dos solos enunciado no título do artigo, chamar-se-á a atenção para os meios que para tal serão usados. Não pode deixar de sublinhar-se que todas estas matérias são tratadas com por base nos conceitos da teoria dos estados críticos, em detrimento da mecânica das tensões críticas (mecânica dos solos clássica).

Frequentemente, para evitar uma repetição enfadonha, é simplesmente usado o termo solo quando se está a referir a solos argilosos ou siltes argilosos sobrecompactados, já que são estes os materiais de que se analisa o comportamento mecânico e hidráulico. Procurou-se que nessa eventualidade a razão da simplificação seja evidente.

A definição de todos os símbolos e abreviaturas é apresentada no final.

2 – COMPORTAMENTO DE SOLOS ARGILOSOS COMPACTADOS, MUITO SOBRECONSOLIDADOS

Como breve nota introdutória deste capítulo saliente-se que a *MSEC* aborda os fenómenos estruturais de superfícies de deslizamento e de fraturas no solo e reconhece explicitamente que um solo é um agregado de partículas imbricadas e que desenvolvem atrito entre si e cujos regimes de comportamento dependem fundamentalmente da compacidade (ou do índice de vazios, ou do volume específico) e da pressão média efetiva.

Na introdução já foram mencionados os três tipos de comportamento que poderão ser exibidos nos estados limite pelos solos argilosos em questão. Seguidamente, após explicações sobre o mapa da Figura 1, mostra-se a sua utilização na caracterização desses três tipos de comportamento num estado limite (rotura), com particular ênfase no caso de ser atingida a superfície de estado correspondente ao plano de resistência à tração nula (ocorrência de fendas de tração).

2.1 – O espaço liquidez equivalente versus obliquidade para a descrição do comportamento do solo face à natureza do estado limite

Na Figura 1 pode ver-se o espaço normalizado liquidez equivalente (v_λ) *versus* obliquidade (η) que se pretende usar na descrição do comportamento mecânico e hidráulico de solos argilosos (incluindo as roturas rápidas), de um solo fortemente compactado.

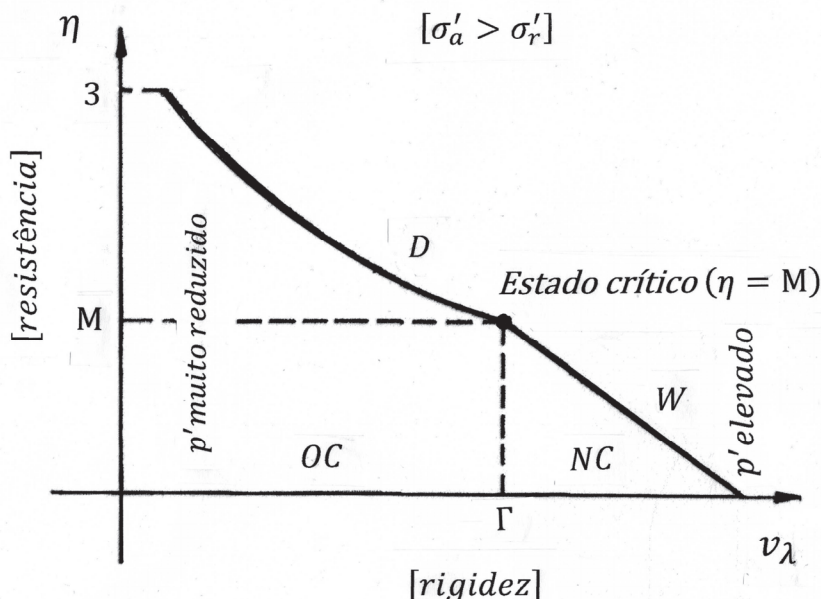


Fig. 1 – Mapa (v_λ, η) do comportamento dum solo remoldado, para uma situação de compressão (adaptado de Schofield, 1980).

Pretende-se evidenciar o efeito da sobreconsolidação elevada quando a pressão efetiva é muito reduzida, podendo nesse caso a obliquidade da tensão atingir valores muito elevados.

O gráfico aí apresentado é referido, neste contexto, como um mapa, que como tal é definido como representação não só sobre aquilo que é suposto ser conhecido, mas que também pode ajudar a procurar o que ainda se desconhece (Schofield, 2005).

A liquidez equivalente, v_λ , é uma medida da liquidez e da compacidade de um agregado de grãos dum solo submetido a um dado estado de tensão. Como esta definição não se caracteriza pela clareza, ser-lhe-á dedicada uma atenção particular. Quanto a η , é uma medida da obliquidade da tensão nesse mesmo conjunto de partículas.

Num solo submetido a um ensaio triaxial, a sua compacidade varia com a distorção e à medida que o ensaio progride, o seu estado segue uma trajetória no mapa da Figura 1. Esta trajetória do ensaio pressupõe o valor constante de p' usado no ensaio.

Por uma questão de simplicidade, a Figura 1 apresenta apenas, em relação à original de Schofield, a situação de rotura que, num ensaio triaxial, respeita a condição de a tensão axial (σ'_a) ser maior que a tensão radial (σ'_r). É pois omitida a situação em que $\sigma'_a < \sigma'_r$. A quantificação de η na rotura é tratada no Apêndice. Recorde-se que se trata de uma situação limite de particular interesse neste artigo, uma vez que se pode traduzir pelo surgimento de fraturas.

2.1.1 – A relação entre os limites de consistência e a pressão efetiva de confinamento com vista à caracterização do comportamento do solo nos estados limite

É interessante, ao iniciar este ponto, ter presente que, não obstante grandes diferenças entre os materiais e as propriedades químicas da água, as pastas de solos argilosos com o mesmo índice de liquidez (I_L) têm um comportamento mecânico qualitativamente semelhante.

E embora os conceitos de âmbito mecânico incorporados nos limites de consistência sejam frequentemente desvalorizados (provavelmente devido às técnicas de ensaio extremamente simples), um dos aspetos relevantes da *MSEC* foi a reabilitação desses tão úteis conceitos através de uma fundamentação teórica. Assim, ensaios como a determinação do limite de liquidez (w_L) e do limite de plasticidade (w_P), permitem quantificar a compressibilidade elastoplástica (λ) e a resistência ao corte não drenada (s_u) de solos argilosos não sensíveis (isto é, solos em que s_u *in situ* é praticamente igual ao s_u desse solo após ter sido remoldado). Estas relações quantitativas vieram confirmar as relações empíricas em uso.

As considerações que se seguem têm por objetivo evidenciar como os limites de consistência permitem avaliar o valor da compressibilidade elastoplástica, λ .

Um aspeto importante é ter presente que, nos ensaios para a determinação dos limites de consistência, o solo é sujeito a um remeximento contínuo, logo permanece no estado crítico (Schofield e Wroth, 1968). Podem preparar-se duas amostras *A* e *B* de modo a que as suas resistências, q_a e q_b respetivamente, satisfaçam a relação $q_a/q_b = 100$. Mas se os ensaios para determinação dos limites de consistência permitem medir essas resistências, outro tanto não sucede com a medição das pressões médias efetivas p'_a e p'_b instaladas no solo para os valores de q atrás referidos. Mas, de acordo com a *MSEC*, a equação que descreve o comportamento resistente no estado crítico

$$q = Mp' \quad (1)$$

permite ultrapassar as dificuldades na obtenção das tensões médias efetivas p' a partir do conhecimento das correspondentes resistências (ver Figura 2 a)). Outra equação fundamental da *MSEC* é a que descreve a compressibilidade elastoplástica no estado crítico:

$$v = \Gamma - \ln p' \quad (2)$$

a qual permite relacionar as tensões médias efetivas com o volume específico, tal como pode ver-se na Figura 2 b)).

Mas sendo o objetivo correlacionar o índice de liquidez, I_L , e a tensão média efetiva, p' tal implica o conhecimento dos limites de consistência, expressos pelo teor em água. No fundo corresponde a uma simples substituição de v (volume específico) na ordenada da Figura 2 b) por w (teor em água).

Assim, conhecidos os teores em água de cada espécime *A* e *B*, (w_a e w_b), admitindo que a densidade das partículas sólidas, G_s , é sensivelmente igual a 2,7, como $e = G_s w$ e $e_a - e_b = v_a - v_b$, ter-se-á

$$v_a - v_b = G_s (w_a - w_b) \approx 2,7(w_a - w_b)$$

já que o solo está saturado e o teor em água está expresso em termos de uma relação ponderal e não em percentagem. Logo, torna-se evidente que a substituição de v por w na Figura 2 b) implica apenas uma mudança de escala na ordenada, a qual não afeta o tipo de relação (semi-log).

Mas, de acordo com a teoria dos estados críticos, tem-se que $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ e atendendo à Figura 2 b),

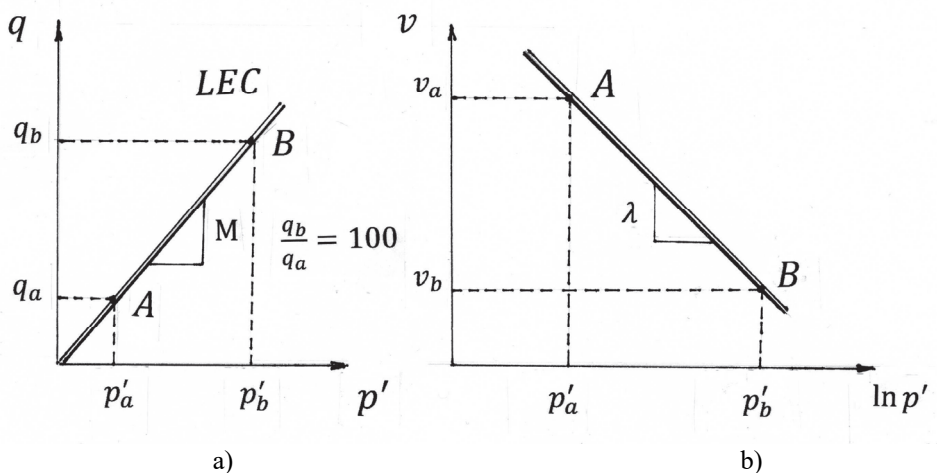


Fig. 2 – Os estados críticos e os limites de consistência: a) modelo dos estados críticos com vista ao estabelecimento de uma relação entre as resistências medidas nos limites de consistência e as pressões médias efetivas correspondentes; b) determinação da compressibilidade elastoplástica, λ , a partir do conhecimento de p'_a , v_a , p'_b e v_b (adaptado de Schofield e Wroth, 1968)

$$v_a + \Gamma - \lambda \ln p'_a = \Gamma = v_a + \lambda \ln p'_b$$

pelo que

$$2,7(w_a - w_b) \approx v_a - v_b = \lambda \ln \frac{p'_b}{p'_a} = \lambda \ln 100 = 4,6 \lambda$$

logo

$$\lambda \approx 0,6 (w_a - w_b) \quad (3)$$

Beneficiando da modelação da evolução conjunta da resistência e deformação dos solos, pode quantificar-se a deformabilidade do solo *NC* a partir dos limites de consistência, os quais, como o próprio nome indica, se inserem no domínio da resistência.

Se arbitrariamente se escolher o estado *A* como correspondendo ao limite de liquidez e o estado *B* ao limite de plasticidade, pode escrever-se, atendendo à equação (3), a equação seguinte:

$$\lambda \approx 0,6 I_p \quad (4)$$

Preparando outras amostras com valores intermédios de p'_c , podem representar-se pontos intermédios na linha $\overline{AB}$ no gráfico da Figura 3 (Schofield e Wroth, op. cit.). É o caso, por exemplo, da amostra *G*.

A figura mostra também, num sistema de eixos I_L versus $\ln p'$ que o valor da pressão crítica p'_c , é igual a 5 kPa para o limite de liquidez, w_L , e o valor de 500 kPa para o limite de plasticidade, w_P , logo uma razão de 100 (dois ciclos logarítmicos) (Skempton e Northey, 1953).

Atendendo à definição do índice de liquidez (I_L), pode determinar-se a posição da amostra *G* na gama dos valores de w situados entre *A* e *B*. Pode então acrescentar-se um segundo conjunto de

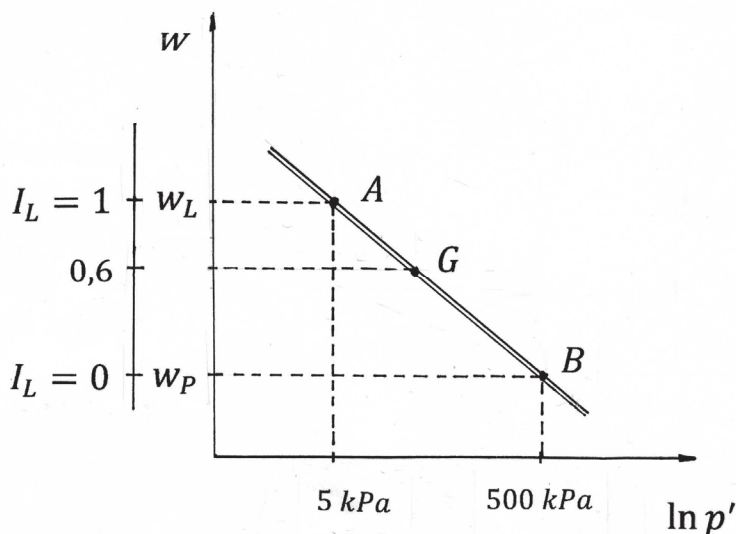


Fig. 3 – w e I_L versus $\ln p'$

números no eixo das ordenadas da Figura 3, fazendo $I_L = 0$ para B e $I_L = 1$ para A, sendo pois, para o caso particular da amostra G, $I_L = 0,6$.

2.1.2 – A liquidez equivalente na caracterização do comportamento do solo nos estados limite

Com vista à identificação da banda de comportamento que caracteriza os vários estados de solo que caem no espaço $(I_L, \log p')$, Schofield (1980) definiu a liquidez equivalente projetando estes estados na direção paralela à LEC na direção da ordenada $p' = 5 \text{ kPa}$.

De acordo com Schofield (op. cit.), pode assim mostrar-se que a liquidez equivalente, I_{L5} , também representada por v_λ , como pode ver-se na Figura 1, é obtida a partir de:

$$I_{L5} = I_L + 0,5 \log (p'/5) \quad (5)$$

pelo que a liquidez equivalente iguala a liquidez tal como determinada no solo *in situ*, mais um fator de correção devido ao estado de tensão (como, por exemplo, a correção da densidade relativa ou dos valores SPT na caracterização do estado do terreno sob a pressão devida à profundidade).

Na Figura 4 pode ver-se um mapa do comportamento de um solo remoldado, num plano com eixos $(\log p', I_L)$. Com base na MSEC, considera-se que a pressão no estado crítico do limite de plasticidade, p'_c , é 100 vezes maior que p'_c , no estado crítico do limite de liquidez. Assim a banda de rotura tem metade da largura do I_L e intersesta a linha $\log p' = 5 \text{ kPa}$ em $I_L = 0,5$.

A título de exemplo, para obter a liquidez equivalente ao estado A (Figura 4), cuja pressão efetiva é 30 kPa e o índice de liquidez, igual a 0,5, projeta-se, tal como se mostra na Figura 4, na ordenada $p' = 5 \text{ kPa}$. A correção para calcular a liquidez equivalente será

$$\frac{(\log p' - \log 5)}{(\log 500 - \log 5)} = \frac{\log (p'/5)}{\log 100} = \frac{1}{2} \log \left(\frac{p'}{5} \right)$$

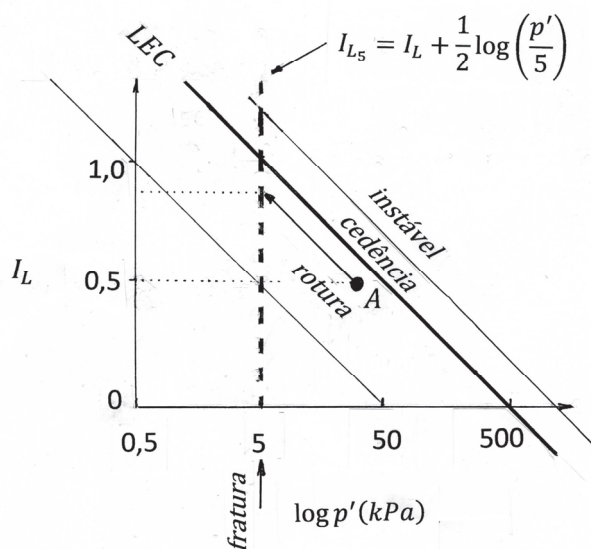


Fig. 4 – Variação da liquidez equivalente (I_{L_s}) com $\log p'$ (Schofield, 1980)

A liquidez equivalente ao estado A é I_{L_s} e é igual à atual liquidez in situ mais a correção devida ao estado de tensão, a qual é igual a $\frac{1}{2} \log \left(\frac{30}{5} \right) \approx 0,4$. Logo a liquidez equivalente I_{L_s} , será $0,5 + 0,4 = 0,9$.

Nesta escala, e como se pode ver na Figura 4, para valores de I_{L_s} superiores a 1,0 o material comporta-se como elastoplástico com endurecimento (modelo de cedência do solo *Cam Clay*, por exemplo). A banda correspondente é muito estreita, mais concretamente 0,16 da gama da liquidez.

Para valores da liquidez equivalente inferiores a 1,0, é expectável observar um comportamento na rotura do tipo Hvorslev-Coulomb (segundo planos de deslizamento) sendo a banda correspondente a 0,50 da gama da liquidez.

Já valores de I_{L_s} inferiores 0,50, indicam geralmente uma zona de rotura por ocorrência de fendas de tração.

A existência duma relação linear entre o I_L e o $\ln p'$, é uma consequência direta da teoria dos estados críticos (Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990; Maranha das Neves, 1975 e 2016, por exemplo).

Pode concluir-se que um solo argiloso remoldado, sobrecompactado, com uma baixa liquidez equivalente e sob uma reduzida tensão efetiva, pode romper (modo de rotura pouco estudado) para uma obliquidade da tensão muito elevada (justificação no Apêndice). O comportamento de um solo nestas condições não tem sido objeto da atenção que deveria merecer, o mesmo sucedendo quanto às repercussões práticas desse mesmo comportamento.

2.2 – Espaço de tensões normalizado em relação a p'_c para a descrição do comportamento do solo face à natureza do estado limite

Em alternativa à representação descrita em 2.1, pode recorrer-se à de um espaço de tensões normalizado ($p'/p'_c, q/p'_c$).

De acordo com Schofield (1980), os critérios de *tração nula* ou da *deformação limite por tração* são os mais frequentemente usados entre as teorias alternativas para quantificar a fratura por tração.

Foi neste contexto (espaço de tensões normalizado) que, no caso de argilas ou argilas siltosas, Schofield (op. cit.) sugeriu que a mudança de classe de rotura do tipo Hvorslev-Coulomb para uma classe de fratura devida a tração, ocorre aproximadamente para $p' = 0,1 p'_c$ (p'_c é o valor de p' no estado crítico).

Os conceitos acabados de expor permitem duas formas diferentes de analisar a rotura nos solos, particularmente em barragens. Mais concretamente quantificar os critérios que permitem separar as três classes de rotura. A primeira baseia-se nas propriedades físicas e nos índices de plasticidade e liquidez. A segunda recorre às características mecânicas obtidas de ensaios triaxiais e ensaios edométricos.

Dá-se no entanto preferência à primeira porque envolve, para além do espaço de tensões, as deformações volumétricas, o que amplia significativamente o potencial de informação do mapa da Figura 1 (repare-se que no eixo das abcissas do mapa está assinalado que este tem a ver com a rigidez).

2.3 – Descrição e interpretação do comportamento antes da rotura de solos argilosos compactados

Tratadas anteriormente as formas mais adequadas para descrever e interpretar o comportamento na rotura dos solos argilosos remoldados, passa-se de seguida a essa análise recorrendo ao mapa de Figura 1. Embora o desempenho dos solos antes da rotura não seja o foco do presente artigo, far-se-á de seguida uma breve referência a este assunto. Procurar-se-á referenciá-lo no mapa (v_λ, η), muito embora este se foque nos estados limite, mais precisamente, aqueles em que o trajeto de tensão vai terminar nos referidos estados (logo antes da rotura).

2.3.1 – Comportamento antes da rotura para os solos do lado húmido

Os solos *NC* ou ligeiramente *OC*, que, como se sabe, se localizam do lado húmido (wet) da linha dos estados críticos (*LEC*), mais concretamente entre esta linha e a de compressão normal (*LCN*), situam-se, no mapa (v_λ, η), entre $\eta = 0$ e $\eta = M$, trecho que aparece designado por *W*. O material do lado húmido, no seu trajeto para a *LEC* (para a rotura), mantém-se homogéneo e exibe dilatância negativa, o que significa que o seu comportamento deformacional plástico é contrátil, o que, como se verá mais á frente, indica uma resposta estável.

Um facto relevante é o de, no lado húmido, poder ser determinada a trajetória de estado até ao crítico (rotura). O que significa conhecer as deformações e tensões. Os deslocamentos na fronteira, obtidos a partir da integração dos efeitos na globalidade do agregado podem ser observados e medidos. Na eminência da rotura altera-se o caráter homogéneo do corpo, logo deixam de poder calcular-se deformações na rotura.

2.3.2 – Comportamento antes da rotura para os solos do lado seco

No mapa da Figura 1, a zona onde $\eta > M$ é a dos solos *OC*, que se localizam do lado seco (dry) da *LEC*. É o trecho onde se indica a designação *D*, à qual corresponde um comportamento que contrasta marcadamente com o dos solos do lado húmido.

O caráter homogéneo dos solos *NC* (do lado húmido) desaparece quando os solos *OC* (lado seco) atingem as resistências de pico, as quais podem reduzir-se para os valores correspondentes aos dos solos *NC*. Estes, por sua vez, podem, no caso de solos argilosos e em resultado de deformações adicionais, evoluir ainda para valores mais reduzidos (resistência residual).

Dá em diante o solo exibe dilatância positiva, a qual vai diminuir, na trajetória para o estado crítico, até atingir o valor zero na rotura. E, muito importante, nesta fase da cedência plástica do solo, o comportamento é instável. Tal como no caso da estabilidade, o fenómeno instabilidade será abordado mais á frente.

O modelo do plano de deslizamento não permite a previsão de todas as sucessivas formas de um espécime. Um corpo pode dividir-se em blocos que, separadamente, podem mover-se independentemente uns dos outros, ou aumentar de volume e dar origem a um escoamento (Schofield, 2005). As análises de situações de equilíbrio serão sempre referidas a um plano, que neste caso é a superfície de deslizamento associada às resistências de pico.

Note-se a distinção entre um corpo de solo ainda homogêneo na iminência de ser atingida a tensão de pico, e a descontinuidade (logo perda de homogeneidade) que subsequentemente se instala no corpo de solo com o surgimento dum plano com base no qual se instala a rotura por deslizamento. A superfície de deslizamento só especifica as componentes de tensão no plano de rotura.

2.4 – Descrição e interpretação do comportamento na rotura de solos argilosos compactados

Seguidamente são caracterizados os comportamentos nos estados limite representados nas zonas *W* e *D* do mapa da Figura 1.

2.4.1 – Comportamento na rotura para os solos em estados situados no lado húmido

Na zona dos elevados valores de v_λ (zona *W* do mapa), a obliquidade aumenta linearmente quando a liquidez equivalente diminui. Não se mantém uma variação contínua de η com v_λ devido às transições do comportamento limite (na rotura). Essa alteração verifica-se quando v_λ é menor que Γ . Para valores de v_λ superiores a Γ o material situa-se numa zona de comportamento dúctil (descrita pelo modelo *Cam Clay*, por exemplo).

2.4.2 – Comportamento na rotura para os solos em estados situados no lado seco

A partir de $v_\lambda < \Gamma$ atinge-se na zona *D* do mapa, Pode ver-se ainda que η é progressivamente mais elevado à medida que se atingem os valores mais baixos de v_λ . Chama-se a atenção para o que apresentado no último parágrafo de 2.3.2.

Recorrendo à Figura 4 (na qual, recorde-se, é admitido que o limite inferior da zona de rotura de Hvorslev-Coulomb se verifica para $p' = 0,1 p'_c$), os valores do índice de liquidez (I_L) compreendidos entre 0,5 e 1,0 indicam que o processo de rotura se concretiza segundo planos de deslizamento.

A mesma figura indica que para valores de $I_L < 0,5$ se dá a transição da rotura discreta (planos de deslizamento) para a rotura por fratura de solos rijos fissurados. O início da zona de tração nula está assinalado na figura. Saliente-se que a abordagem dos aspetos relacionados com estes estados limite são a principal razão da elaboração deste artigo.

Voltando ao mapa da figura 1 vê-se que pode então ser atingido o valor $\eta = 3$, numa situação de compressão ($\sigma_1 > \sigma_3$). Como já foi assinalado (e se expõe no Apêndice) num caso de extensão ($\sigma_1 < \sigma_3$), η pode atingir o valor de -1,5. Por uma questão de simplificação optou-se por não representar no mapa esta situação no mapa da Figura 1, omissão que não afeta os objetivos do presente artigo.

3 – SOBRECONSOLIDAÇÃO GERADA NOS SOLOS DO NÚCLEO DA BARRAGEM DEVIDO AO ENCHIMENTO DA ALBUFEIRA

Neste capítulo abordam-se alguns fenómenos que ocorrem concomitantemente com o enchimento da albufeira e que podem afetar significativamente as características mecânicas e hidráulicas do material do núcleo de barragens de enrocamento zonadas.

Considere-se, para a simular o efeito da subida da água na albufeira, um ensaio de corte em compressão triaxial num elemento de solo onde são impostas trajetórias de tensão tão próximas das reais quanto o ensaio permite e se medem as correspondentes deformações (ver Figura 5).

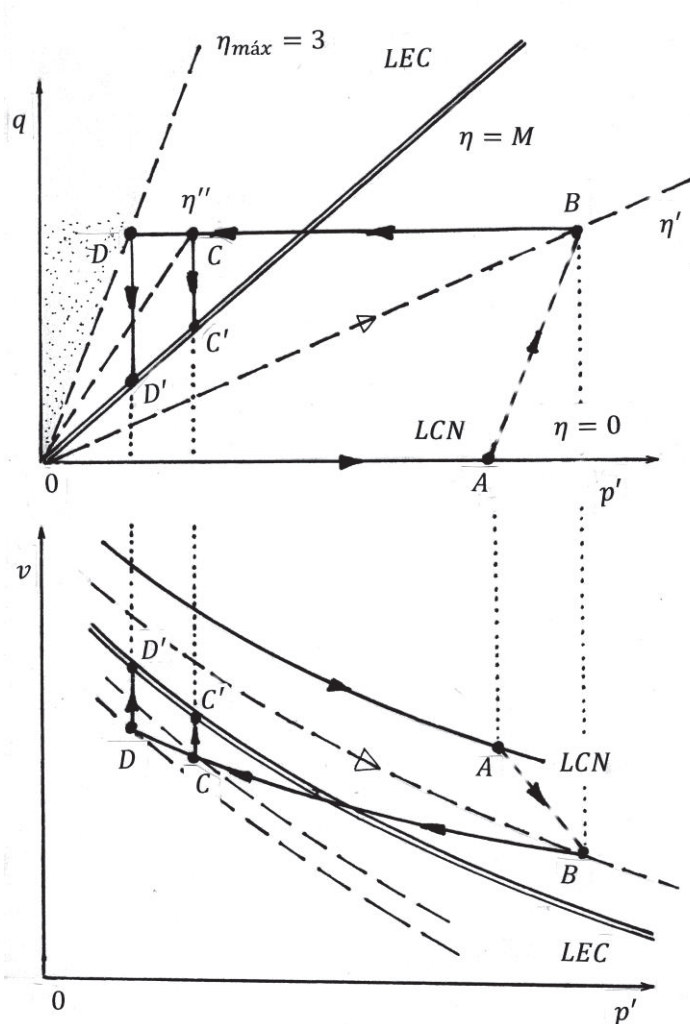


Fig. 5 – Trajetória de tensões num ensaio de compressão triaxial drenado (plano p', q) e das consequentes deformações volumétricas (plano p', v). Diminuição de p' devido ao aumento da pressão da água intersticial, a qual conduz o solo de um estado ligeiramente OC (ponto B) para estados fortemente OC (ponto C), isto é, a passagem de um comportamento contrátil para um comportamento dilatante.

No elemento de solo submetido ao ensaio são aplicadas as tensões correspondentes ao efeito da compactação da camada onde é suposto que o elemento considerado se insere. O seu estado caracteriza-se por um teor em água em torno do ótimo, ou ligeiramente superior, e um volume específico, resultante da energia de compactação a que foi submetido. Acresce o efeito da tensão devida ao aterro sobrejacente no final da construção. Desejavelmente, estas tensões devem conferir ao solo um estado ligeiramente OC , como se viu em 2.3.1. Portanto, um valor de v acima da LEC no plano (p', v) e um valor de η ($= q/p'$) inferior ao de M no plano (p', q) . Ou seja, um estado localizado no lado húmido. É o caso do ponto B , como se pode ver na Figura 5.

Consegue-se assim que o material exiba um comportamento contráctil, o que significa que a componente plástica das suas deformações volumétricas induzem na estrutura um comportamento estável.

Representando o ponto B o estado do elemento no final da construção, a trajetória $\overline{OB}$ indica a variação de estado no elemento durante a compactação e a construção. Nesta última fase, a tensão no elemento em causa vai aumentar (de forma proporcional) pelo que o estado de tensão, no fim da construção se mantém ligeiramente OC (ver ponto B na Figura 5).

Na realidade, no gráfico dessa figura está também assinalada uma trajetória de estado que é a que geralmente se usa quando se recorre ao ensaio triaxial. Assim, o trajeto $\overline{OB}$ já atrás referido, é laboratorialmente, substituído pelas suas fases $\overline{OA}$ (componente hidrostática) e $\overline{AB}$ (componente deviatórica e a componente hidrostática que lhe está associada).

O enchimento da albufera vai originar a saturação do solo da maior parte do núcleo. Mas para além dessa saturação, o enchimento da albufera vai determinar o aumento da pressão da água intersticial do solo, o que tem o efeito muito importante, como se verá de seguida, de poder conduzir o solo a um estado fortemente OC .

É desejável ter também presente, na descrição que se segue, o mapa da Figura 1.

A diminuição de p' devido ao aumento de u_w leva o solo de um estado ligeiramente OC ($\eta' < M$), para estados muito OC ($\eta'' \gg M$), o que induz a passagem de um comportamento contráctil para um comportamento dilatante.

Repare-se que nessa trajetória, ($\overline{BC}$), p' diminui, mantendo-se q , de um ponto de vista prático, constante. Nesta abordagem, ao manter-se a tensão total constante, está-se a desprezar o aumento dessa tensão total devido ao aumento do peso volumico por saturação do solo, aumento que pelo seu reduzido valor, não compromete de forma alguma, as conclusões a que se quer chegar.

No elemento de solo já referido, a tensão total nele instalada antes e depois do enchimento da albufera pode considerar-se constante, mas com o aumento da pressão da água intersticial, u_w , não só a tensão efetiva do elemento diminui, como, consequentemente, a sobreconsolidação do solo aumenta.

Durante o aumento da pressão na água, o valor de p' diminui, mas o valor de q em B mantém-se constante. A trajetória de tensão efetiva correspondente está representada na Figura 5, por $\overline{BC}$. Dependendo do valor de u_w e da cota do elemento, o solo pode atingir um estado fortemente sobreconsolidado (ponto I na figura, por exemplo).

Em resumo: o solo está OC e saturado e, compreensivelmente, tanto mais OC quanto maior a profundidade do elemento de solo. A Figura 5 também evidencia que, para a mesma profundidade do elemento de solo em questão, quanto maior é o valor de η (caso do estado representado como exemplo pelo ponto D nos planos (p', q) e (p', v)) maior é o aumento de v e a diminuição de q , necessários para levar o solo à rotura, isto é, ao estado crítico (trajetória $\overline{DD'}$ nos dois planos apresentados).

Como se mostrou no Apêndice, o valor máximo de η é 3 no caso do ensaio triaxial descrito graficamente na Figura 5, isto é, em que $\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$. Toda a zona situada entre $\eta_{máx}$ e o eixo q (assinalada nessa figura) é inacessível aos materiais que não exibem resistência à tração (ver igualmente o mapa na Figura 1).

Descritas todas as anteriores condições, o capítulo seguinte trata das suas repercussões no comportamento dos solos em causa.

4 – O COMPORTAMENTO DE SOLO ARGILOSOS, FORTEMENTE OC , DO NÚCLEO DE UMA BARRAGEM DE ATERRO ZONADA

Neste capítulo abordam-se as consequências em termos mecânicos e hidráulicos do anteriormente exposto no que tem a ver com a resposta de solos argilosos com elevada OC e sujeitos a uma pressão efetiva reduzida. Após algumas considerações introdutórias de pendor teórico sobre

os materiais em causa, segue-se uma análise do comportamento de solos argilosos *OC*, no caso de uma barragem de aterro zonada, recorrendo ao mapa da Figura 1, no qual se representa o estado do solo em termos dos dois parâmetros, v_λ e, η já anteriormente definidos.

4.1 – Algumas considerações sobre as dificuldades na modelação da resposta dos solos argilosos fortemente OC

Antes de mais deve salientar-se que os solos fortemente *OC*, no que respeita ao estudo do seu comportamento do ponto de vista das deformações, está muito longe de ter sido estudado como os solos *NC* ou submetidos a graus de *OC* não suscetíveis de ser considerados elevados. O que se compreende, pois, como foi amplamente frisado anteriormente, não são aplicáveis aos primeiros, fortemente *OC*, as equações constitutivas usadas nos segundos (*NC* ou ligeiramente *OC*).

De facto, no caso dos solos *NC* ou ligeiramente *OC*, a ocorrência de localizações (*shear bands*), não obstante as muitas dificuldades que o tema levanta, tem sido amplamente estudada. Saliente-se que na avaliação das localizações é legitimamente assumido que o solo é uniforme, já que o surgimento das localizações corresponde a um escoamento distorcional plástico. Mas uma vez instaladas as situações críticas no que diz respeito à obliquidade das tensões, tal legitimidade é deveras duvidosa (Gudehus, 2011).

Na zona de menores valores de η , a ação de q dá origem a planos de deslizamento impermeáveis (no sentido em que a pressão na água numa superfície de deslizamento, não se transmite às superfícies vizinhas de deslizamento paralelas entre si).

4.2 – Análise do comportamento de solos argilosos sobreconsolidados numa barragem zonada recorrendo ao mapa do capítulo 2

Neste ponto recorre-se à Figura 6 a) para melhor se compreender o comportamento hidráulico (e mecânico) do aterro do núcleo da barragem. Esta figura contém também uma reprodução simplificada da figura 1, para facilitar a explicação (Figura 6 b).

4.2.1 – Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona *W*

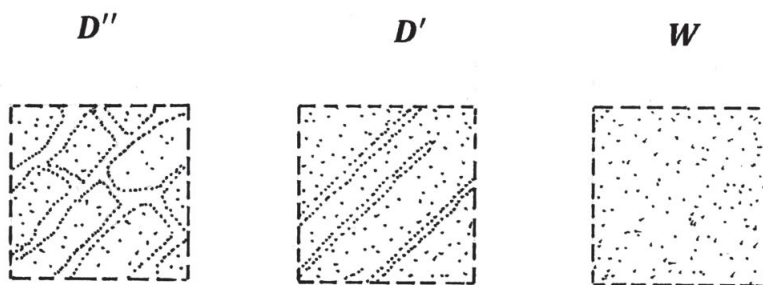
Os estados, identificados no mapa por *W*, satisfazem as condições $v_\lambda \geq \Gamma$ e $\eta \leq M$. Neste caso o material comporta-se como uma pasta de solo, mantêm-se homogêneo e não se deteta concentração de escoamentos na zona percolada (Figura 6 a).

4.2.2 – Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona

Já nos estados em que $v_\lambda < \Gamma$ e $\eta > M$, referenciados no mapa da Figura 6 b) por *D'*, o solo rompe com deformações localizadas em planos em que o material de enchimento das fendas amolece transformando-se numa pasta no estado crítico. Se o aterro de uma barragem se deforma como um todo com base num mecanismo de planos de deslizamento e sem interconexão entre zonas de deformação plástica (superfícies de deslizamento), não ocorrem escoamentos concentrados e a permeabilidade global desse aterro não é alterada (Figura 6 a)).

Na Figura 6 pode ver-se na região *D*, aparecem designadas duas zonas diferentes. Uma, *D'*, que se caracteriza de seguida e que se estende praticamente a toda a região *D*. E outra, assinalada como *D''*, já na zona dos valores muito elevados de η , indicando que se está a entrar no estado limite correspondente à rotura por tração e onde cessa o uso do mapa e que se irá tratar em 4.2.3.

Um aspeto fundamental do comportamento no estado limite da zona η , é a coexistência, nos planos de deslizamento, de duas componentes da resistência: uma devida ao atrito do solo no estado crítico e outra, a resistência de pico, resultante do imbricamento das partículas (interlocking). Enquanto, de modo benéfico, o atrito no estado crítico dissipa a energia geradora de danos, a



D'' - Escoamento concentrado em fendas entre blocos de solo
 Fraturação hidráulica, erosão tubular
 Grande aumento da permeabilidade global relativamente a **W**

D' - Superfícies de deslizamento que não intercomunicam
 Escoamento não concentrado
 Permeabilidade global igual á registada em **W**

W - Escoamento não concentrado
 Solo homogêneo

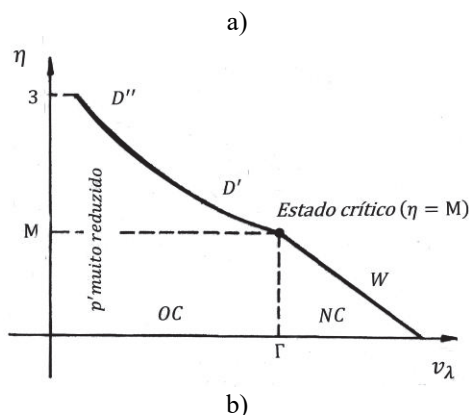


Fig. 6 – Repercussões do estado limite no escoamento hidráulico no solo de um núcleo de uma barragem de aterro zonada; a) progressiva perda de homogeneidade do material e sua transição para um comportamento mecânico instável e seus reflexos no escoamento hidráulico; b) mapa simplificado da figura 1 para auxiliar a interpretação do referido em a).

componente de pico, devida ao imbricamento, não dissipa qualquer energia. Tal significa que um corpo neste estado não tem a segurança necessária (não é estável) se depende da componente da resistência de pico devida ao imbricamento. Tem-se assim que, num agregado imbricado, uma diminuição da resistência para valores inferiores à de pico, vai originar uma rotura progressiva num plano que não existia antes de a destabilização ter ocorrido.

Para cada um dos lados de uma superfície de deslizamento ocorrem portanto blocos rígidos deslocados uns em relação aos outros.

A Figura 6 a) apresenta esquemas gráficos que põem em evidência a diferença entre a respostas de um solo com um dado grau de compactação, que dá origem a um solo resistente, dúctil e estável (zona **W**) e a de outro solo, com um elevado grau compactação que dá origem a um solo denso e rígido que rompe segundo planos de deslizamento (zona **D'**).

Como está esquematizado nesta mesma figura, na zona D' dos estados limite, a ação de q dá origem a planos de deslizamento impermeáveis (no sentido em que a pressão na água numa superfície de deslizamento, não se transmite às superfícies de deslizamento (paralelas) vizinhas.

Assinale-se ainda que nos mecanismos de rotura frágil, as ações de valor elevado impõem energia cinética à massa do solo de tal modo que os seus deslocamentos, após a rotura, tornam-se imprevisíveis.

4.2.3 – Comportamento mecânico e hidráulico para os solos na zona D''

Nos estados com $\eta \gg M$ e $v_\lambda \ll \Gamma$, logo fortemente OC e indicados no mapa na zona D'' , o solo com elevado peso volúmico, baixa liquidez e submetido a uma reduzida tensão efetiva, pode atingir uma rigidez muito elevada. Sob a ação de q , a obliquidade pode atingir valores da ordem de 3 podendo originar-se diferentes tipos de comportamento hidromecânico.

Entra-se no domínio dos estados limite caracterizados pela ocorrência de fratura, de que resulta a formação de fendas as quais delimitam blocos rígidos e passíveis de ser deslocados.

Os estados do solo na superfície de uma fenda dão origem ao desenvolvimento de fissuras instáveis e à progressão da abertura dessas fendas. Se ocorrer um significativo aumento da tensão deviatória, de origem externa ou interna, numa situação de baixa pressão de confinamento, pode conduzir à combinação desta tensão com a instalada na superfície da fenda e originar um significativo aumento do volume específico. Quando esta situação é atingida, as aberturas no interior do corpo do solo podem dar origem uma grande difusão de fendas ou a tubos ou canais locais.

O transporte de água e ar intersticiais torna-se caótico devido às fendas, podendo conduzir a uma deterioração da fábrica do solo e à erosão interna (Gudehus, 2011).

Se puderem instalar-se elevados gradientes hidráulicos, tais blocos de solo fluidificados poderão dar origem a escoamentos catastróficos do tipo debris flow. Pode assistir-se à ocorrência de fraturação hidráulica e erosão por entubamento.

A todas estas situações é praticamente impossível a aplicação de modelos matemáticos. No fundo, trata-se de mecanismos, cujas propriedades mecânicas envolvidas não podem ser estudadas só com base nos ensaios triaxiais. Precisamente por se tratar de mecanismos, a única forma de os modelar é recorrer a ensaios em centrifugadora.

Pode pois concluir-se que o comportamento mecânico e hidráulico de um solo saturado, compactado, muito OC e sob pressões efetivas de reduzido valor, é muitíssimo diferente do exibido por um solo for NC ou ligeiramente NC (basta ver a Figura 6).

5 – OS ACIDENTES EM BALDWIN HILLS E NA BARRAGEM DE TETON

Dada a matéria que se tem vindo a expor, é interessante abordar dois acidentes muito conhecidos e detalhadamente documentados e estudados durante largos períodos de tempo após a sua ocorrência. Trata-se de obras que permitem exemplificar dois casos de uso de aterros construídos com elevada rigidez e que sofreram roturas catastróficas: a barragem-reservatório de Baldwin Hills e a barragem de aterro de Teton. Não sendo estas obras exatamente o protótipo da barragem zonada com núcleo central, permitem no entanto, como se verá, tirar conclusões aplicáveis também aos casos das barragens de aterro com núcleo central.

5.1 – Barragem do Reservatório de Baldwin Hills, em Los Angeles

Em 1951 terminou a construção do reservatório de Baldwin Hills, iniciativa da Los Angeles Division of Water and Power, o qual se destinava ao abastecimento de água à zona S e SW da cidade de Los Angeles. Como pode ver-se na Figura 7, localizava-se no topo das zonas mais elevadas da região e era confinado em três lados por diques de solos silto-argilosos compactados e no quarto



Fig. 7 – Vista geral do Reservatório de Baldwin Hills após rotura na zona da barragem, bem como da zona habitacional inundada a jusante.



Fig. 8– Reservatório de Baldwin Hills. Vista da brecha resultante da rotura na zona da barragem.

lado, pela barragem de aterro de Baldwin Hills, construída com o mesmo tipo de solos e com uma altura de 75 m e um desenvolvimento de 215 m.

Em 14 de Dezembro de 1963, a barragem rompeu, libertando $11 \times 10^6 \text{ m}^3$ de água em 1,5 horas, inundando a zona habitacional a jusante. Daí resultaram 5 vítimas e a destruição de 277 casas. Não fora a bem sucedida ação de emergência e o número de vítimas poderia ter atingido valores muitíssimo mais elevados.

Nos aterros foram usados siltes finos não plásticos e recorreu-se a uma compactação pesada. De realçar a existência de um notável sistema de drenagem sob o reservatório com vista à deteção atempada de fugas de água (sistema a que se ficou a dever a eficácia da ação de emergência). Por curiosidade, refira-se que o técnico residente da obra era R. Proctor, personalidade da Geotecnia que dispensa apresentação.

As razões que desencadearam a rotura ficaram a dever-se a assentamentos da fundação, tendo a averiguação do porquê desses deslocamentos sido recorrentemente realizada durante todo o restante tempo do passado século. Mas para o tema que se tem vindo a desenvolver neste artigo, o que interessa é analisar são as consequências dos referidos assentamentos.

De facto, de acordo com a energia de compactação usada, resultou um solo resistente e de elevada rigidez, o qual, de acordo com o mapa da Figura 1, sendo baixas as tensões efetivas (o acidente ocorreu após o primeiro enchimento), poderia exibir uma elevada obliquidade das tensões no plano de rotura. Mais concretamente, os estados limite do material começariam a manifestar-se na zona de maiores valores de η e corresponderiam à situação designada por D'' na Figura 6 b).

Deve chamar-se a atenção para o facto de que, quando p' se aproxima de zero, o mapa deve ser abandonado (Schofield, 2005). Os grãos no agregado têm de estar ligados entre si por alguma tensão ainda que de reduzido valor (por exemplo devida à sucção).

Os aterros desta estrutura geotécnica para armazenamento de água haviam sido construídos submetendo os solos a compactação pesada, pelo que teriam atingido valores muito altos de η , isto é, elevada resistência, e baixos valores da liquidez equivalente (v_λ), ou seja, elevada rigidez. Com o enchimento do reservatório a diminuir significativamente as tensões efetivas, estavam criadas as condições para que se instalassem estados limite caracterizados pela ocorrência de fendas de tração. A rotura ficou assim a dever-se ao aparecimento dessas fendas, de fraturas hidráulicas, ao escoamento concentrado entre blocos de solo fluidificados e erosão tubular (zona D'' na Figura 6), dando origem a uma permeabilidade secundária.

A rotura levou à formação duma larga brecha no corpo da barragem construída com solo muito rijo, rigidez essa corroborada pela permanência de uma parede de grande altura e com uma inclinação próxima da vertical, como pode ver-se na Figura 8.

5.2 – Barragem de Teton, Estado de Idaho, USA

A barragem de Teton, que pode ver-se na Figura 9, foi iniciada em 1972 e inaugurada em 1976. Destinava-se à irrigação e controlo de cheias, tinha 93 m de altura, 940 m de desenvolvimento e uma capacidade de armazenamento de $355 \times 10^6 \text{ m}^3$. Rompeu em 5 de Junho de 1976 (ver Figura 10).

Salvaguardadas as dimensões, tal como no caso de Baldwin Hills, a rotura, como pode ver-se na Figura 10, levou à formação duma larga brecha no solo muito rijo da barragem, podendo ver-se a permanência de uma parede de grande altura e com uma inclinação próxima da vertical.

Considera-se que a rotura da barragem de Teton pertence a uma classe especial de roturas rápidas devidas à ocorrência de solos tão compactados que podem atingir um estado limite de fratura, assunto tratado nos capítulos anteriores.

No tipo de rotura, já anteriormente descrito, podem pois formar-se fraturas, tubos e canais. Estão criadas as condições para a ocorrência de fratura hidráulica, de erosão tubular, de migração de vazios, de liquefação dum conjunto de blocos, o que só é possível de acontecer na presença de elevados gradientes hidráulicos, situação plausível dado tratar-se de uma barragem. A análise das roturas de Baldwin Hills e Teton dão suporte a esta conjectura.



Fig. 9– Vista geral da barragem de Teton no fim do primeiro enchimento (Maio de 1976)



Fig. 10 – Rotura da barragem de Teton em 5 de Junho de 1976

Acrescente-se ainda que quando as barragens de aterro são tão compactadas que a maior parte do corpo de solo opera para valores $v_\lambda < F$, as fendas nessas zonas podem não auto cicatrizar se o primeiro enchimento da albufeira for demasiado rápido (Schofield, 2001). Foi o caso da barragem

de Teton, onde o primeiro enchimento se iniciou logo que terminou a construção (Outubro de 1975), e se processou entre Novembro de 1975 e Maio de 1976 (7 meses!).

A explicação, com base na teoria dos estados críticos, duma rotura súbita (que ocorre sem sinais de aviso) é a rápida transmissão da pressão da água intersticial através das fendas e canais formados. Os acidentes das barragens de Baldwin Hills e Teton tiveram uma importante contribuição de fendas e canais.

6 – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE PLÁSTICA NO PROJETO DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS

Inicia-se este capítulo com algumas considerações sobre o dimensionamento plástico aplicáveis às estruturas em geral (Heyman, 1996), particularizando depois para as estruturas geotécnicas.

Os métodos de dimensionamento plástico implicam o conhecimento da resistência das estruturas e baseiam-se na hipótese de que os materiais utilizados têm adequadas propriedades de ductilidade e podem tolerar uma certa deformação permanente.

Estes materiais permitem uma redistribuição interna de forças estruturais, e se as ações forem aumentadas lentamente, os seus valores de colapso são previsíveis. As pequenas imperfeições de fabrico e de construção de estruturas hiperestáticas, que, admitido um comportamento elástico, de modo tão vincado alteram a distribuição das forças internas, não afetam a capacidade resistente limite (Heyman, op.cit.).

Como é sabido, a mecânica dos solos e a plasticidade sempre estiveram marcadamente ligadas. Mas na mecânica dos solos moderna, que incorpora a teoria dos estados críticos, esta ligação torna-se ainda mais evidente. Não foi por acaso que a denominação dimensionamento plástico, oriunda da engenharia estrutural, foi adotada no projeto geotécnico. O projeto plástico enfatiza as vantagens da ductilidade em qualquer estrutura (Schofield, 2001).

O dimensionamento de estruturas geotécnicas deve ter por base a teoria da plasticidade e o recurso a métodos aproximados fundamentados nos teoremas dos limites inferior e superior. Como qualquer outra estrutura, não pode responder de forma desproporcionada a um pequeno incremento da ação. Ou correr o risco de uma rotura progressiva se não está apta a dissipar a energia necessária por intermédio dos mecanismos de rotura potenciais. Os conceitos da *MSEC* podem constituir um guia para a satisfação dos princípios do projeto plástico geotécnico.

Os aspetos mais relevantes são a natureza do escoamento plástico que os solos *NC* ou ligeiramente *OC* exibem antes da rotura. Tendo um comportamento contrátil, as deformações volumétricas plásticas associadas evitam a rotura progressiva. Tal significa um comportamento estrutural estável. Mas se exibir um elevado grau de *OC* e for submetido a uma reduzida pressão efetiva, o solo exibe um comportamento frágil e instável (descrito em 4). Uma análise plástica baseada num estado crítico evidenciará os benefícios da ductilidade de uma estrutura geotécnica (Schofield, 2001).

Os engenheiros devem projetar os materiais estruturais para exibirem, tanto quanto possível, um estado resistente e dúctil. Daí a importância, para assegurar esses objetivos, da escolha dos solos a usar num aterro e do controlo da sua compactação (evitando a sobrecompactação).

As barragens de aterro não constituem exceção. Em termos gerais e no que diz respeito à segurança estrutural, devem exibir tendencialmente um comportamento dúctil (alguma deformação, mas serem estruturalmente estáveis) e não um comportamento frágil (reduzida deformação mas com tendência para a instabilidade).

Nas décadas 1960-1980 teve lugar um longo debate, sobretudo relacionado com segurança das barragens de aterro zonadas, no qual eram confrontados dois pontos de vista: seria preferível usar uma compactação pesada e um teor em água de compactação inferior ao ótimo (o que, denota como primeira preocupação, a resistência da estrutura), ou usar antes uma compactação leve e um teor em água de compactação igual ou ligeiramente superior ao ótimo (favorecendo deste modo a ductilidade da estrutura sem comprometer a sua resistência). Desse debate resultou que esta última

recomendação foi considerada preferível (Maranha das Neves, 1987). Era assim reconhecida a importância do papel da rigidez na segurança destas estruturas, em detrimento duma relevância quase hegemónica da resistência.

Esta decisão foi admitida em resultado de informações baseada sobretudo na experiência e nos elementos colhidos e divulgados com base na observação destas estruturas. Mas posteriormente foi sendo confirmada com a introdução progressiva dos modelos elásticos não lineares, elásticos perfeitamente plásticos e elastoplásticos com endurecimento. O papel da rigidez nestas estruturas foi plenamente reconhecido (Maranhadas Neves, 1991 e Naylor et al., 1997, por exemplo).

Finalmente, estudos posteriores mostram que a rotura de solos argilosos compactados pode, reunidas certas circunstâncias (plausíveis), ser gerada por fratura. É o tema deste artigo. Este comportamento, não dominado por qualquer modelo matemático mas suscetível de recurso a modelação física de escala reduzida (utilização da centrífugadora), pode desencadear processos indesejáveis do ponto de vista da segurança. São razões pelas quais estas situações devem ser evitadas adotando medidas que assegurem que os seus efeitos não ocorrem ou são controlados.

Recorde-se, a este respeito, o conceito exposto na Rankine Lecture proferida por Mello (1977), e que apelidou de alteração de universo estatístico. Sucintamente, trata-se de usar todos os meios para evitar ter de lidar com situações condicionadas por estatísticas e probabilidades de valores extremos. Sem que tal, do modo algum, signifique que o engenheiro dificilmente ultrapassaria essa dificuldade, a realidade mostra que uma estrutura pode ser concebida para excluir um dado fenómeno: o arco de uma ponte é suficiente para excluir trações e a pré-tensão aplicada ao betão visa atingir o mesmo objetivo. Num exemplo geotécnico, pode referir-se, no caso das barragens de aterro zonadas, o criterioso uso de filtros críticos, órgãos suscetíveis de controlar o surgimento de processos indesejáveis associados ao comportamento, após enchimento, de núcleos fortemente OC sujeitos a um muito reduzido estado de tensão efetiva.

7 – CONCLUSÕES

Como é sabido, no caso de terrenos constituídos de solos *in situ*, os quais são realmente rochas brandas caracterizadas por agregado estrutural (fábrica e ligação entre grãos), podem ocorrer escoamentos de blocos (tipo debris flow), fenómeno que à primeira vista não é associável às estruturas de aterro.

É verdade que solos submetidos a uma compactação pesada rompem segundo superfícies de deslizamento de acordo com modelos muito conhecidos e usados. Mas no caso de se empregarem solos argilo-siltosos remoldados fortemente OC, estes podem romper exibindo fendas de tração, separando-se em blocos de solo rígido. Sucede ainda que os solos assim colocados podem ainda ver elevar o seu grau de OC em resultado do primeiro enchimento.

Nesta situação, se esses solos forem submetidos a elevados gradientes hidráulicos, pode haver liquefação e essa massa de blocos escoará dando origem a uma rotura catastrófica.

A ocorrência destes fenómenos tão singulares não tem sido objeto da atenção de que são merecedores, nem como a sua ocorrência e respetivas consequências ser podem ser minimizadas.

Este artigo debruça-se sobre as razões deste comportamento e quais os reflexos na segurança estrutural. Recomenda-se o uso do dimensionamento plástico no qual se preconiza, no que respeita à segurança, que as estruturas devem exibir tendencialmente um comportamento dúctil (alguma deformação, mas serem estruturalmente estáveis) e não um comportamento frágil (reduzida deformação mas com tendência para a instabilidade). O uso dos conceitos da teoria dos estados críticos evidencia os benefícios da ductilidade de uma estrutura geotécnica. Qualquer engenheiro deve procurar que o material estrutural atinja um estado tanto quanto possível resistente e dúctil (Schofield, 2005).

APÊNDICE

Considere-se um estado generalizado de tensão efetiva expresso em função das tensões principais, com

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

e

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2}{2}}$$

Admitindo um estado de tensão simples, isto é, em que se verifica a condição,

$$\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3 = 0$$

ocorrem dois planos onde são nulas as tensões principais, obtendo-se as expressões seguintes para p' e q ,

$$p' = \sigma'_1/3 \quad \text{e} \quad q = \sigma'_1$$

pelo que

$$q/p' = \eta = 3$$

Neste caso, a fratura dá origem a uma separação de elementos orientados segundo a direção da tensão σ'_1 (*split cracks*).

Já admitindo um estado tensão dupla, em que se verifica a condição,

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 > \sigma'_3 = 0$$

logo, ocorre um plano onde é nula a tensão principal, obter-se-ão as expressões seguintes para p' e q ,

$$p' = 2 \sigma'_3 / 3 \quad \text{e} \quad q = \sigma'_1$$

vem

$$q/p' = \eta = 1,5$$

Neste caso, a fratura dá origem a uma separação de elementos orientados normalmente em relação à direção da tensão σ'_1 (*spalling cracks*).

Tem-se assim que

$$1,5 < \eta < 3$$

A expressão anterior indica a gama de valores de η , e os valores para os quais se anulam uma ou duas das componentes das tensões principais efetivas σ'_1, σ'_2 e σ'_3 .

Nessa zona de η , podem ter-se elementos de solo submetidos a uma dada tensão efetiva, mas em que é nula a tensão numa ou duas das faces dum elemento, o que dá origem ao aparecimento de pequenas fendas de tração.

Nomenclatura

Abreviaturas

LEC – lugar geométrico dos estados críticos

LCN – linha de compressão normal

MSEC – Mecânica dos Solos dos Estados Críticos

Símbolos

c' – coesão verdadeira de Hvorslev

e – índice de vazios

G_s – densidade das partículas sólidas

I_L – índice de liquidez

I_{L5} – liquidez equivalente

I_p – índice de plasticidade

p' – pressão média efetiva

p'_c – pressão média efetiva no estado crítico

q – tensão deviatórica

s_u – resistência ao corte não drenada

u_w – pressão da água intersticial

v – volume específico do agregado

v_λ – liquidez equivalente

w – teor em água

w_L – limite de liquidez

w_p – limite de plasticidade

Γ – volume específico no estado crítico para $p' = 1kPa$

η – obliquidade

λ – gradiente da linha de compressão

M – coeficiente de atrito generalizado

σ – tensão total normal a um plano

σ' – tensão efetiva

σ'_1, σ'_2 e σ'_3 – tensões principais efetivas

σ'_a – tensão principal axial

σ'_r – tensão principal radial

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Gudehus, G (2011). *Physical Soil Mechanics*, Advances in Geophysical and Environment and Mathematics, Springer-Verlag, Heidelberg.

Heyman, J. (1996). *Elements of the theory of structures*, Cambridge University Press.

- Maranha das Neves, E. (1975). *Os estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido-plásticos*, Mecânica dos Solos – Equilíbrio Limite e Estados Críticos, Parte II, Curso110-2, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maranha das Neves, E. (1987). *Barragens de aterro. Experiência portuguesa*, Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Anais, 3, LNEC, Lisboa, pp. 63-98.
- Maranha das Neves, E. (1991). *Static behaviour of earth-rockfill dams*, Advances in Rockfill Structures, ed. E. Maranhã das Neves, NATO ASI Series, 200, pp. 375-447.
https://doi.org/10.1007/978-94-011-3206-0_14
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos solos dos estados críticos. Solos saturados e não saturados*, IST Press, Lisboa.
- Mello, V.F.B. de (1977). *Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams*, Seventeenth Rankine Lecture, Géotechnique 27 (3), pp. 279-355.
<https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.281>
- Naylor, D., Maranhã J. R., Maranhã das Neves, E., Veiga Pinto, A. (1997). *A back-analysis of Beliche Dam*, Géotechnique, 47 (2), pp. 221-233. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.2.221>
- Schofield, A. (1980). *Cambridge geotechnical centrifuge operations*, Twentieth Rankine Lecture, Géotechnique, 30 (3), pp. 227-268. <https://doi.org/10.1680/geot.1977.27.3.281>
- Schofield, A. (2001). *Re-appraisal of Terzaghi's soil mechanics*, Special Lecture, 15th ICSMGE, Istanbul, pp. 2437-2480.
https://www.issmge.org/uploads/publications/1/30/2001_04_0003.pdf
- Schofield, A. (2005). *Disturbed soil properties and geotechnical design*, Thomas Telford, Publishing, London. <https://doi.org/10.1680/dspagd.29828>
- Schofield, A. N.; Wroth, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill Book Comp., London.
- Skempton, A. W.; Northey, R. D. (1953), *The sensitivity of clays*, Géotechnique, 3 (1), pp. 30-53.
<http://dx.doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.30>
- Wood, D M. (1990), *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press.

MODELO DE PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE FUNDAÇÕES DE VIAS-FÉRREAS COM RECURSO A UMA REDE NEURONAL ARTIFICIAL

Prediction model for permanent deformation of railway subgrade using an artificial neural network

Ana Ramos^a, António Gomes Correia^b, Rui Calçada^a

^a Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

^b ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal

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

RESUMO – A previsão da deformação permanente na fundação e respetiva fiabilidade é uma das principais preocupações dos gestores das Infraestruturas Ferroviárias, pois pode influenciar os custos de manutenção da via em serviço. Este artigo propõe uma nova metodologia relativa à previsão da deformação permanente com base num estudo paramétrico realizado usando uma abordagem híbrida e que inclui o desempenho a curto e longo prazo. O estudo realizado permitiu a construção de uma base de dados robusta que foi utilizada neste estudo para prever a deformação permanente. A base de dados alimenta um modelo da rede neuronal, cujo desempenho foi avaliado com base em diferentes métricas: MAE, MSE, RMSE, desvio padrão e coeficiente de regressão. O modelo foi testado e validado com base em resultados experimentais. Os resultados obtidos mostram que o modelo desenvolvido é rápido e eficiente para prever com precisão a deformação permanente induzida pela passagem dos comboios. O modelo tem o potencial para ser implementado num sistema computacional de apoio de decisão para manutenção e gestão de linhas ferroviárias.

ABSTRACT – The prediction of the permanent deformation in the subgrade and its reliability is one of the main concerns of the Railway Infrastructure Managers, as it can influence the reduction of the maintenance costs of the track in service. This study proposes a novel methodology for predicting permanent deformation based on a parametric study performed using a hybrid approach that includes the short and long term performance. The conducted study allowed the construction of a robust database used in this study to forecast the permanent deformation. The database feeds the neural network model, whose performance was evaluated using different metrics: MAE, MSE, RMSE, standard deviation, and regression coefficient. The model was tested and validated based on experimental results. The obtained results demonstrate that the developed model is rapid and efficient in accurately predicting the permanent deformation induced by the passage of trains. The model has the potential to be implemented in a computational decision support system for railway track maintenance and management.

Palavras Chave – Redes neuronais, Deformação permanente, Modelos preditivos, Via férrea.

Keywords – Neural network, Permanent deformation, Predictive models, Railway.

E-mails: aramos@fe.up.pt (A. Ramos), agc@civil.uminho.pt (A. Correia), ruiabc@fe.up.pt (R. Calçada)

ORCID: orcid.org/0000-0002-8381-0126 (A. Ramos), orcid.org/0000-0002-0103-2579 (A. Correia), orcid.org/0000-0002-2375-7685 (R. Calçada)

1 – INTRODUÇÃO

A previsão da deformação permanente tem sido, nos últimos anos, um tópico importante no âmbito da engenharia ferroviária. A degradação da via ao longo dos anos, especialmente na fundação e fundação, é uma real preocupação dos Gestores das Infraestruturas Ferroviárias, devido ao aumento das operações de manutenção e os custos associados (Nielsen e Li, 2018). A procura de novas técnicas de modelação numérica conduz a uma melhor compreensão do desempenho a curto e longo prazo dos sistemas, permitindo explorar o impacto de medidas adequadas para aumentar a confiabilidade das estruturas ferroviárias (Sadri et al., 2018).

A fundação desempenha um papel importante no comportamento da via. Normalmente, esta camada é composta por geomateriais e apresenta dois tipos de deformação quando submetida a cargas cíclicas: as deformações resilientes e permanentes. Esta última tem uma importância crucial no desempenho de longo prazo da subestrutura (Ling et al., 2017, Ramos et al., 2020, Gomes Correia e Ramos, 2022) que pode impactar o comportamento global do sistema.

Este trabalho propõe uma metodologia que permite prever a deformação permanente de uma estrutura ferroviária, considerando fatores importantes, como o tipo de estrutura ferroviária, o comprimento de onda do perfil de irregularidades, a velocidade do comboio (incluindo a sua aproximação à velocidade crítica), as propriedades mecânicas da fundação (módulo resiliente, ângulo de atrito e coesão) e também a posição da análise na direção longitudinal da via (no caso de irregularidades, a resposta da via pode ser dependente da posição escolhida para a análise). Este trabalho é inovador pois reúne a influência de fatores importantes no desempenho das vias, o tipo de estrutura e a inclusão de uma nova metodologia na previsão da deformação permanente usando o algoritmo da rede neuronal, o que permite reduzir abruptamente o tempo de cálculo. A análise e a base de dados são suportados pelos resultados obtidos numericamente usando uma abordagem híbrida constituída pela ferramenta 2.5D FEM-PML e a implementação numérica de um modelo empírico selecionado de deformação permanente (Ramos et al., 2021a). A abordagem 2.5D FEM-PML permite obter as tensões nos elementos finitos, que são usadas como principais *inputs* para prever a deformação permanente.

Existem diversos estudos sobre a previsão do módulo resiliente usado técnicas de *machine learning* (Hanandeh et al., 2020, Pahno et al., 2021, Indraratna et al., 2023), mas há muito poucos estudos sobre a introdução destas metodologias na previsão da deformação permanente. A metodologia apresentada neste artigo é o próximo passo na previsão do desempenho a longo prazo das vias ferroviárias.

2 – AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA VIA-FÉRREA A CURTO E LONGO PRAZO: MODELAÇÃO NUMÉRICA

A modelação numérica de avaliação do desempenho de uma estrutura ferroviária pode ser dividida com base no comportamento a curto-prazo e o comportamento a longo-prazo.

Nesta análise, o desempenho a curto-prazo dos sistemas ferroviários foi analisado através da abordagem 2.5D FEM-PML. Esta ferramenta numérica apresenta diversas vantagens, uma vez que combina o reduzido esforço computacional com o carácter tridimensional do problema (Yang e Hung, 2001, Sheng et al., 2006, Alves Costa et al., 2010). No entanto, esta abordagem implica duas condições fundamentais: a secção transversal do sistema deve ser invariante na direção longitudinal e a resposta da estrutura deve estar no domínio linear elástico.

A modelação do sistema veículo-via e a sua interação é realizada a partir de modelos subestruturados: o veículo e via são modelados separadamente, mas as restrições de compatibilidade e equilíbrio são impostas e respeitadas entre eles. Mais detalhes sobre esta metodologia podem ser encontrados em Alves Costa et al. (2010). Em relação às fronteiras, para evitar reflexões espúrias, são adicionadas camadas externas: *Perfectly Matched Layers* (PML's). Este método considera implementação de uma camada externa ao domínio de interesse, permitindo a absorção da energia

das ondas que atingem as fronteiras artificiais. Esta metodologia é descrita com maior detalhe no trabalho desenvolvido por Lopes et al. (2014).

Na abordagem 2.5D FEM-PML, o sistema veículo-via (modelado a partir de uma formulação *multibody*, onde apenas o movimento vertical foi simulado) estão acoplados seguindo uma formulação de conformidade A compatibilidade em termos de deslocamentos entre o veículo e a via é definida pela ligação entre ambos os sistemas, e o contacto roda-carril é simulado através de uma rigidez hertziana linearizada. Mais detalhes sobre esta metodologia podem ser encontrados em Alves Costa et al. (2012).

Por outro lado, o comportamento a longo prazo é caracterizado pela acumulação de deformação permanente ao longo dos ciclos de carga que são aplicados na via. Desta forma, a carga cíclica induz a acumulação da deformação permanente, que é muito pequena durante cada ciclo de carga. No entanto, pode levar ao colapso final da estrutura devido à acumulação de milhões de ciclos (Ramos et al., 2020). Na verdade, existem vários métodos para prever a deformação permanente: modelos elastoplásticos, teoria de *shakedown* e modelos empíricos de deformação permanente. Estes últimos são baseados em ensaios laboratoriais, como ensaios triaxiais, cíclicos ou os ensaios de cilindro oco. A partir destes ensaios laboratoriais, os modelos empíricos são desenvolvidos para tentar reproduzir os resultados experimentais considerando os níveis de tensão aplicados e as propriedades físicas do material ensaiado.

O modelo empírico de deformação permanente selecionado neste trabalho para prever o desempenho a longo prazo é baseado no trabalho desenvolvido por Chen et al. (2014) e inclui a influência combinada do estado de tensão inicial (p_{ini} e q_{ini}), o número de ciclos de carga (N), os níveis de tensão induzidos na fundação durante a passagem do comboio (p_{am} e q_{am}) e também a influência do critério de cedência através da inclusão dos parâmetros s e m diretamente relacionados com a coesão e ângulo de atrito, respetivamente.

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^{p0} [1 - e^{-BN}] \left(\frac{\sqrt{p_{am}^2 + q_{am}^2}}{p_a} \right)^a \cdot \frac{1}{m \left(1 + \frac{p_{ini}}{p_{am}} \right) + \frac{s}{p_{am}} - \frac{(q_{ini} + q_{am})}{p_{am}}} \quad (1)$$

Onde os parâmetros ε_1^{p0} , B e a correspondem às constantes do material do modelo, e m e s são definidos pelo critério de cedência: $q=s+m.p$.

3 – MODELO PREDITIVO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE USANDO O ALGORITMO DAS REDES NEURONAIS: APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

3.1 – Desenvolvimento da base de dados com base no modelo de elementos finitos

De forma a prever a deformação permanente, foi desenvolvido um modelo com base no algoritmo das redes neurais e considerando uma base de dados robusta.

A base de dados utilizada para implementar a nova metodologia proposta é baseada num estudo paramétrico desenvolvido para avaliar a influência de alguns fatores importantes no desempenho da fundação considerando diferentes sistemas ferroviários. Assim, foram modeladas três estruturas: via balastrada, via em laje (sistema *Rheda*) e via em laje otimizada composta apenas por uma laje de betão (as camadas de suporte foram eliminadas). O modelo numérico de cada estrutura está representado na Figura 1. A via balastrada é constituída pelos carris, palmilhas, travessas, balastro, sub-balastro e fundação. A via em laje (sistema *Rheda*) é composta pelos carris, palmilhas, laje de betão, camada HBL (*hydraulically bonded layer*) e a camada FPL (*frost protection layer*). A via em laje otimizada é semelhante ao sistema *Rheda* exceto no que diz respeito às camadas HBL e FPL, que não são consideradas neste sistema. Os resultados foram analisados no elemento 1 de cada estrutura devido à sua proximidade ao plano de simetria. Esta escolha simplifica a análise dos resultados das tensões. As propriedades dos elementos e detalhes sobre a modelação são descritos

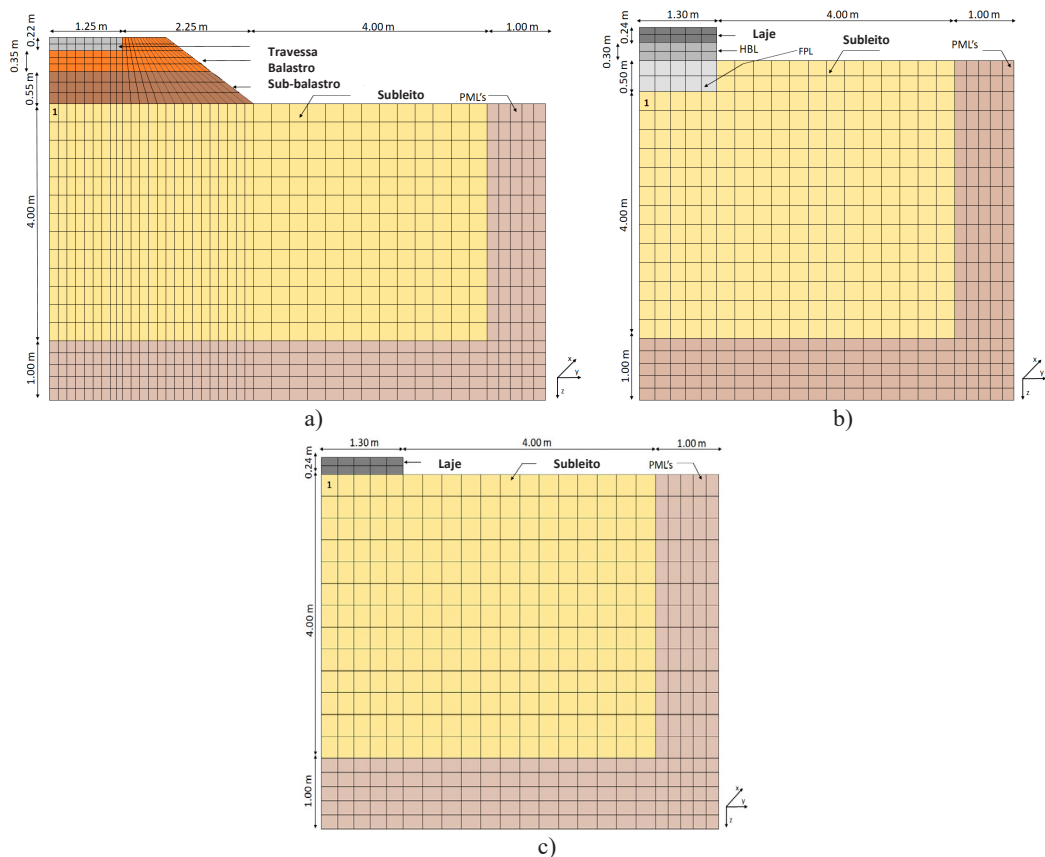


Fig. 1 - Modelos numéricos: a) via balastrada; b) via em laje (sistema Rheda); c) via em laje otimizada apenas com laje de betão (Ramos et al., 2018).

com maior detalhe em Ramos et al. (2021a). É importante referir que foi adotado um estado de tensão isotrópico para ser consistente com os parâmetros de modelação obtidos na literatura relativos aos ensaios triaxiais cíclicos. Tal como representado na Figura 1, o modelo considera as condições de simetria para reduzir o tempo de cálculo.

O veículo adotado neste estudo corresponde ao comboio *Alfa Pendular*. Este comboio é constituído por 6 carruagens e apresenta um plano de simetria. A carga média por eixo é próxima de 135 kN e o comboio foi modelado considerando apenas a massa das rodas.

Para considerar o mecanismo dinâmico, foi gerado artificialmente um perfil de irregularidades considerando um total de 120 frequências. A amplitude do perfil foi definida usando a função de densidade espectral de potência (*PSD*) definida pela Administração Federal de Ferrovia (*FRA*). Esta metodologia é descrita em detalhe no trabalho desenvolvido por Ramos et al. (2021a).

Neste estudo paramétrico foram analisados vários fatores que são designados nesta nova abordagem de variáveis de entrada do modelo. Acrescenta-se ainda que, para todas essas variáveis, foi adotado um intervalo de valores (os valores não foram gerados aleatoriamente, o que significa que foram cuidadosamente selecionados para representar as condições reais observadas) com um valor mínimo e máximo, conforme descrito seguidamente. Desta forma, em primeiro lugar, o tipo de estrutura foi introduzido como uma das variáveis de entrada e inclui as vias balastradas, vias em laje e vias em laje otimizadas. Uma metodologia similar foi aplicada considerando as seguintes variáveis apresentadas no Quadro 1 (Ramos et al., 2021a).

Quadro 1 – Identificação das principais variáveis.

Influência do comprimento de onda do perfil de irregularidades	1< λ <3 (foram adotados os valores recomendados do intervalo D1)	3< λ <25 (designado como D1 em EN13848-5 (2008))	25< λ <70 (designado como D2 em EN13848-5 (2008))	1< λ <70		
Influência da velocidade do comboio	v=80 km/h	v=144 km/h	v=200 km/h	v=300 km/h	v=360 km/h	v=500 km/h
Influência das propriedades mecânicas da fundação	M _r = 90 MPa	M _r =120 MPa	M _r =205 MPa	M _r =280 MPa		
	$\phi=28^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ e 40° ; c=0 kPa, 5 kPa e 10 kPa	$\phi=28^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ e 40° ; c=0 kPa, 5 kPa e 10 kPa	$\phi=28^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ e 40° ; c=0 kPa, 5 kPa e 10 kPa	$\phi=28^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ e 40° ; c=0 kPa, 5 kPa e 10 kPa		
Influência da variabilidade espacial do perfil de irregularidades	x=0 m	x=-85.65 m	x=-60.60 m	x=-49.60 m	x=41.4 m	

Com base nos resultados obtidos para cada situação descrita anteriormente no Quadro 1, foram determinadas e incluídas na base de dados as tensões máximas médias e de desvio (q e p , respetivamente). Mais ainda, o número de ciclos de carga e as constantes do modelo relativo ao tipo de material (ε_1^p , B e a) também foram adicionadas à base de dados, uma vez que a deformação permanente depende bastante desses parâmetros.

Desta forma, a base de dados é baseada numa metodologia já implementada que considera a formulação 2.5D FEM-PML com a implementação numérica de um modelo empírico de deformação permanente, combinado o comportamento a curto e longo prazo. De forma sucinta, para prever a deformação permanente, é importante obter as tensões nos elementos finitos selecionados. Estas tensões são determinadas através da formulação 2.5D FEM-PML que permite considerar os mecanismos estáticos e dinâmicos. A partir do valor das tensões em todas as direções, são determinadas as tensões principais, bem como as tensões médias e de desvio, que são entradas principais do modelo empírico de deformação permanente. A partir dessas tensões, é possível prever a deformação permanente. Nesta fase, o critério de cedência, bem como os parâmetros de resistência, como a coesão e ângulo de atrito, também apresentam um papel relevante e, por isso, são também incluídos como variáveis de entrada.

Para cada análise (observação), o modelo 2.5D e o modelo empírico de deformação permanente são executados. Os valores de cada variável são registados, bem como a deformação permanente induzida, que é automaticamente adicionada à base de dados definida no software *MATLAB*. O valor da deformação permanente é apresentado sob a forma de percentagem. O número total de observações é de 186 000. Mais detalhes sobre a construção da base de dados e as variáveis incluídas são fornecidos posteriormente na Secção 3. A base de dados foi posteriormente importada para o software *R* de forma a construir o modelo com base no algoritmo de redes neuronais.

Desta forma, a base de dados é caracterizada por 17 variáveis independentes e a variável alvo que corresponde à deformação permanente. Duas variáveis são classificadas como variáveis categóricas: “tipo de estrutura” e “intervalo de comprimento de onda”. Como este é um problema de regressão, essas variáveis categóricas necessitam de um pré-processamento pois não podem

entrar diretamente no modelo. Assim, as variáveis originais foram recodificadas a partir de um processo designado de "codificação de variáveis dummy". Portanto, a variável “tipo de estrutura” continha três níveis diferentes (via balastrada, via em laje e via em laje otimizada) e a variável “intervalo de comprimento de onda” continha quatro níveis diferentes: $1 < \lambda < 3$, $3 < \lambda < 25$, $25 < \lambda < 70$ e $1 < \lambda < 70$. Logo, a variável “tipo de estrutura” foi recodificada num conjunto de variáveis dummy (cada uma com dois níveis): “via balastrada” e “via em laje otimizada”. Uma vez que os resultados associados à via balastrada são semelhantes à via em laje ao nível da fundação, o nível “via em laje” não foi codificado. Nesse caso, foi selecionada a variável mais diferenciadora. A mesma metodologia foi aplicada à variável categórica “intervalo de comprimento de onda”. Neste caso, foram criadas 3 variáveis dummy: $1 < \lambda < 3$, $3 < \lambda < 25$ e $25 < \lambda < 70$. A variável $1 < \lambda < 70$ não foi codificada arbitrariamente.

A lista final das variáveis consideradas neste estudo está descrita no Quadro 2. O software R foi utilizado para realizar a previsão da deformação permanente.

Quadro 2 – Lista final das variáveis incluídas.

Código	Nome	Abreviatura
x1	vias balastradas	v. bal
x2	vias em laje otimizadas	V laj. Op.
x3	$1 < \lambda < 3$	$1 < \lambda < 3$
x4	$3 < \lambda < 25$	$3 < \lambda < 25$
x5	$25 < \lambda < 70$	$25 < \lambda < 70$
x6	posição	P
x7	Módulo Resiliente da fundação	M_r
x8	coesão da fundação	c
x9	ângulo de atrito da fundação	ϕ
x10	velocidade do comboio	V
x11	tensão de desvio máxima	q_{max}
x12	tensão média máxima	p_{max}
x13	número de ciclos de carga	N
x14	constante do material: ε_1^{p0}	ε_1^{p0}
x15	constante do material: B	B
x16	constante do material: a	a
x17	deformação permanente	ε_1^p

Uma vez que a base de dados foi preenchida automaticamente e de forma controlada de acordo com as variáveis selecionadas, não existem valores em falta ou observações sem dados. O número total de observações é de 186 000 e o conjunto de dados foi dividido em treino e teste.

Relativamente ao desempenho e à precisão do modelo desenvolvido, esses aspetos são altamente afetados pelas características da base de dados, distribuição das variáveis, escalas dos dados e a correlação entre as variáveis de entrada e de saída. Neste sentido, a caracterização dos dados (análises uni variadas e multivariadas) é muito importante e deve ser realizada na etapa de pré-processamento antes do desenvolvimento/treino do modelo. Neste caso, os resultados da análise multivariada indicaram uma relação linear entre dois atributos. Para o conjunto de dados em análise, o correlograma apresentou correlações lineares muito baixas entre as variáveis com algumas exceções como “Módulo Resiliente” e o “ângulo de atrito”, o que é compreensível. Isto significa que uma destas variáveis deve ser excluída do modelo para prever a deformação permanente. Assim, a variável “ângulo de atrito” foi eliminada.

3.2 – Redes neuronais: algoritmo

As técnicas de redes neuronais são uma ferramenta poderosa para resolver problemas com diferentes características pois apresentam poucas limitações e são capazes de estabelecer relações complexas lineares e não lineares entre variáveis dependentes e independentes num pequeno intervalo do tempo (Rezaei-Tarahomi et al., 2017, Ghorbani et al., 2021, Tinoco et al., 2019). No campo da engenharia, é possível encontrar várias aplicações deste tipo de análise, como o estudo das propriedades físicas e mecânicas de colunas de jet grouting (Tinoco et al., 2014, Tinoco et al., 2018).

O algoritmo das redes neuronais em particular é flexível e pode ser aplicado a problemas de classificação ou regressão. A rede neuronal é constituída pelas camadas de entrada, camadas ocultas e camadas de saída. As camadas ocultas (*hidden layers*) utilizam o algoritmo de retropropagação para otimizar os pesos das variáveis de entrada e melhorar a precisão das previsões. As unidades de entrada e saída são designadas de neurónios, que estão interconectados. Cada conexão/ligação possui um peso associado.

Para aplicar este algoritmo é recomendada a normalização dos dados para melhorar a velocidade de construção do modelo. Mais ainda, a normalização permite diminuir a probabilidade de o modelo ficar preso em mínimos locais, facilitando também interpretação dos resultados. No entanto, é importante mencionar que a escala deve ser realizada após a divisão dos dados em treino e teste.

Outro fator relevante da rede neuronal é a seleção do número de neurónios a serem incluídos nas camadas de entrada e ocultas. De facto, não existe uma regra específica para escolher o número correto de neurónios. De forma a encontrar o número otimizado, devem ser realizados vários testes de forma a seleccionar a opção que conduz a um melhor modelo preditivo. Ainda assim, existem algumas recomendações. É recomendado, por exemplo, que o número de neurónios esteja entre o tamanho da camada de entrada e o tamanho da camada de saída, sendo geralmente 2/3 do tamanho de entrada. Quando a rede neuronal é treinada, o próprio modelo realiza um gradiente descendente para encontrar coeficientes que se ajustem aos dados de forma a encontrar os pesos ótimos para o modelo.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 – Desenvolvimento do modelo e avaliação

Neste primeiro estudo, todas as variáveis foram incluídas (exceto o “ângulo de atrito, devido à alta correlação com o “Módulo Resiliente”, uma vez que no estudo paramétrico o Módulo resiliente foi definido com base na relação entre esta variável, a velocidades das ondas s , v_s , e os valores típicos de N_{SPT} (Sykora, 1987); o ângulo de atrito foi definido com base na expressão $\phi' = [15.4(N_1)_{60}]^{0.5} + 20^\circ$, que é também dependente do N_{SPT}). Os principais parâmetros que influenciam o modelo foram otimizados para obter um melhor desempenho. Por exemplo, o número das camadas ocultas, neurónios e também o tipo de função de transferência foram cuidadosamente selecionados.

Nos problemas de redes neuronais, a base de dados é dividida em treino, validação e teste. A partir do treino, o modelo tem oportunidade de ver e aprender com os dados. A validação é usada para avaliar o modelo. Desta forma, os dados são usados para ajustar os hiper-parâmetros do modelo. Na fase de teste, o modelo é avaliado, e esta fase é apenas iniciada quando o modelo está completamente treinado.

De forma obter uma melhor precisão das previsões, em primeiro lugar, o conjunto de dados foi dividido em treino e teste. Seguidamente, o conjunto de teste foi mantido separadamente e uma percentagem aleatória de X% do conjunto de treino é escolhida para ser o conjunto de treino real e o restante (100-X%) para ser o conjunto de validação, onde X% é um número fixo. Assim, o modelo é treinado e validado iterativamente nesses diferentes conjuntos. Uma forma de aplicar esta

metodologia é usar a validação cruzada (*cross-validation*). Esta metodologia foi implementada neste estudo, onde o conjunto de treino foi usado para gerar várias divisões dos conjuntos de treino e validação. Esta metodologia evita o problema de *overfitting*. Neste trabalho em específico, foi selecionada a validação cruzada com *k-fold* (*k-fold cross-validation*). Esta abordagem divide o conjunto de dados em *k* subconjuntos diferentes. Assim, *k-1* subconjuntos são usados para treinar e o modelo e o subconjunto restante é usado como conjunto de validação. Os dados são divididos aleatoriamente. Neste caso, foi adotado um valor de *k* igual a 10.

A precisão das previsões foi realizada a partir dos valores obtidos em termos de coeficiente de regressão (*R*), desvio padrão e os erros *MAE*, *MSE* e *RMSE*.

A Rede Neuronal é um algoritmo bastante complexo e muitas vezes designado como algoritmo de “caixa preta”. O algoritmo é sensível ao número de execução das análises e treino. Com base nisto, o modelo foi testado várias vezes pois trata-se da melhor forma de encontrar os parâmetros que melhor se ajustam ao modelo. Mais ainda, o número de camadas ocultas também foi testado. Os dados foram normalizados previamente. O modelo da rede neuronal considerando a presente base de dados está representada na Figura 2. Analisando a Figura 2, é possível identificar 15 variáveis de entrada e uma variável de saída que corresponde à deformação permanente induzida pela passagem do comboio (variável *x17*). Os principais parâmetros que afetam o desenvolvimento do modelo são o número de camadas ocultas, número de neurónios e o tipo de função de transferência. Neste caso, foram consideradas duas camadas ocultas com 10 e 2 neurónios, respetivamente.

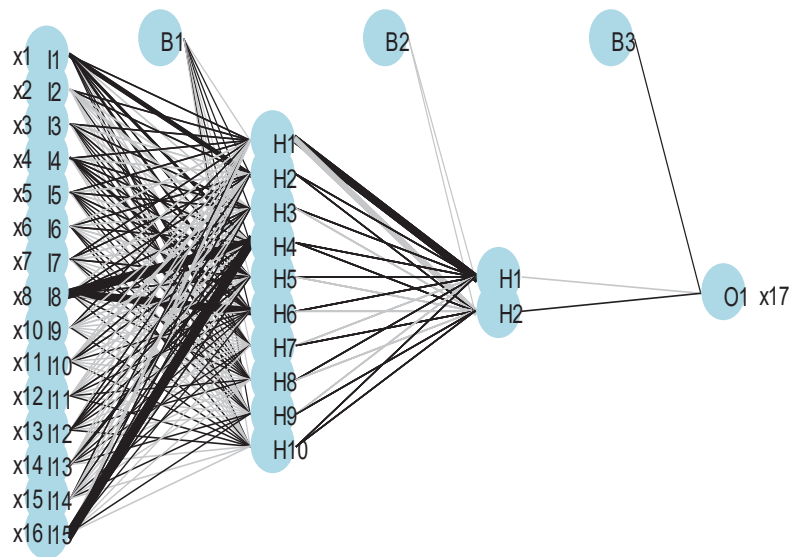


Fig. 2. Modelo desenvolvido utilizando o algoritmo da rede neuronal.

Os resultados das métricas são apresentados no Quadro 3. Ao conjunto de métricas estabelecido ainda foram adicionados os valores máximos e mínimos previstos e observados. O gráfico de dispersão obtido está representado na Figura 3 e ilustra a relação entre os valores previstos e observados relativos à deformação permanente (em percentagem). Os pontos estão distribuídos junto à linha diagonal, o que indica um bom ajuste entre os valores previstos e observados. Mais ainda, a proximidade dos pontos em relação à diagonal confirma a precisão e eficácia do modelo desenvolvido usando o algoritmo das redes neuronais. É possível ainda evidenciar a proximidade entre os valores máximos e mínimos previstos e observados.

Os resultados mostram que os valores reduzidos do desvio padrão, RMSE, MAE e MSE indicam que as previsões do modelo estão consistentemente próximas dos valores reais, com erros mínimos. O coeficiente R próximo de 0.99 sugere uma forte correlação entre os valores previstos e observados. Desta forma, é possível afirmar que o modelo desenvolvido é capaz de prever com precisão a deformação permanente induzida pela passagem do comboio.

Quadro 3 – Avaliação do modelo da rede neuronal: resultados das métricas para o modelo desenvolvido.

Métricas	Resultados
R – Coeficiente de regressão	0.999
Desvio padrão	0.570
RMSE	0.0043
MAE	0.0027
MSE	1.826e-05
Valor máximo previsto	0.00148
Valor mínimo previsto	2.4525
Valor mínimo observado	0.00222
Valor máximo observado	2.4594

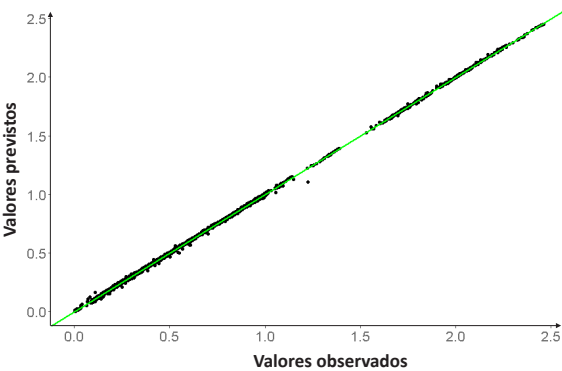


Fig. 3 – Gráfico de dispersão: valores previstos versus valores observados das deformação permanentes, em percentagem.

4.2 – Avaliação da importância das variáveis e correspondência com o conhecimento empírico

De forma a compreender melhor o modelo e a sua estrutura, foi realizada uma nova análise, neste caso de sensibilidade, para entender quais são as variáveis que têm mais impacto ou influência no modelo desenvolvido e qual o nível de correspondência com o conhecimento empírico.

De facto, os pesos que ligam as variáveis numa rede neuronal são semelhantes ou parcialmente análogos aos coeficientes de parâmetros de um modelo de regressão tipo ou padrão e podem ser usados para descrever as relações entre as variáveis. Isto significa que os pesos comandam a influência relativa das informações processadas na rede, de modo que as variáveis de entrada que não são relevantes na sua correlação com a variável de saída ou de resposta são suprimidas pelos pesos. Por outro lado, verifica-se o efeito oposto quando os pesos atribuídos às variáveis explicativas ou importantes têm uma forte relação com a variável de resposta.

A determinação da importância relativa das variáveis explicativas numa rede neuronal supervisionada é baseada no trabalho desenvolvido por Garson (1991). Desta forma, a importância de uma variável explicativa específica relativamente à variável de resposta pode ser determinada

identificando todas as conexões ponderadas entre os nós de interesse. Ou seja, são identificados todos os pesos que ligam o nó de entrada específico que passa pela camada oculta até à variável de resposta específica. Este processo é repetido para todas as outras variáveis explicativas até que se encontre uma lista de todos os pesos que são específicos para cada variável de entrada. Um único valor é obtido para cada variável explicativa que descreve a relação com a variável de resposta do modelo. No entanto, este algoritmo só funciona para redes neurais com uma camada oculta e uma variável de resposta. No modelo desenvolvido, foram adotadas 2 camadas ocultas. Assim, de forma a ultrapassar este problema, foi adotado o método desenvolvido por Olden et al. (2004). Este método é semelhante ao de Garson pois são utilizados os pesos de ligação entre as camadas da rede neuronal para determinar a importância das variáveis. No entanto, Olden et al. (2004) descrevem um algoritmo de pesos de ligação que supera consistentemente o algoritmo de Garson na representação da verdadeira importância das variáveis em conjuntos de dados simulados. Desta forma, o método de “Olden” calcula a importância das variáveis como o “produto dos” “pelos de ligação” brutos de entrada-oculta e oculta-saída entre cada neurónio de entrada e saída e soma o produto em todos os neurónios ocultos. Uma das vantagens desta abordagem diz respeito às contribuições relativas de cada peso de ligação, que são mantidas em termos de magnitude e sinal, com comparação com o algoritmo de Garson, que considera apenas a magnitude absoluta. Assim, considerando o modelo desenvolvido neste estudo e apresentado nos capítulos anteriores, foram obtidas as variáveis explicativas. O resultado é apresentado na Figura 4.

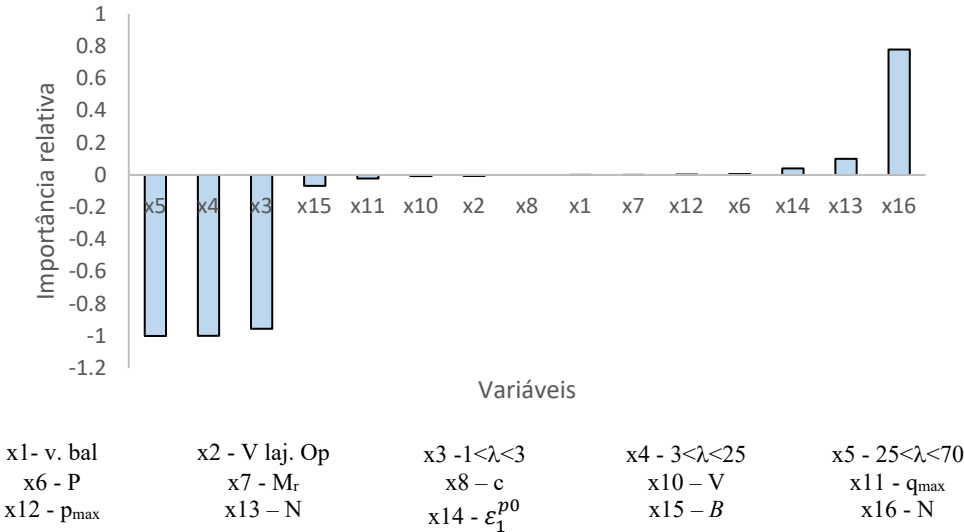


Fig. 4 – Variáveis explicativas do modelo: importância relativa das variáveis.

Os resultados obtidos mostram que as variáveis “x3 -1<λ<3”, “x4 - 3<λ<25”, “x5 -25<λ<70”, “x15 - ε₁^p” e “x11 – tensão de desvio máxima” apresentam as relações negativas mais fortes com a variável de resposta. Por outro lado, as variáveis “x13 - B”, “x14 - α” e “x16 – N (número de ciclos de carga)”, apresentam as relações positivas mais fortes com a variável de resposta. Acrescenta-se ainda que as variáveis que têm uma importância relativa próxima de zero (como a “x1 – via balastrada” ou “x7- Módulo Resiliente da fundação”), não têm uma importância significativa ou influência na deformação permanente. Assim, é possível afirmar que, de acordo com esses resultados, esses valores indicam importância relativa próxima de zero, o que significa que estas variáveis têm efeito marginal/residual na deformação permanente.

Apesar da importância dos resultados obtidos anteriormente relativos às variáveis explicativas, é importante comparar com o conhecimento empírico acerca do desenvolvimento da deformação permanente descrito na bibliografia. Assim, os resultados numéricos e os resultados obtidos em ensaios triaxiais cíclicos sugerem que as constantes do modelo empírico, assim como, o número de ciclos de carga também possa ter uma influência significativa na deformação permanente. Os resultados numéricos mostram ainda que a velocidade do comboio também é uma variável importante pois tem uma influência preponderante na amplificação das tensões e respetivos deslocamentos/deformações permanentes. Provavelmente até mais que o comprimento de onda das irregularidades. Isto significa que é necessário refinar o modelo. Neste seguimento, foi realizada uma análise adicional em que foram apenas selecionadas as variáveis explicativas: "x3", "x4", "x5", "x10", "x11", "x13", "x14", "x15" e "x16". A partir deste modelo, foi determinado o erro RMSE, bem como a importância das variáveis. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 5. Relativamente ao RMSE, foi obtido um valor bastante mais elevado quando comparado com o modelo com todas as variáveis incluídas: 0.25 versus 0.0043. Isto significa que o modelo precisa de todas variáveis incluídas para determinar, com precisão, a deformação permanente, mesmo as variáveis que apresentem, aparentemente, um efeito residual. Quanto à análise da importância das variáveis, os resultados mostram que este modelo é extremamente dependente da tensão de desvio máxima (x11)

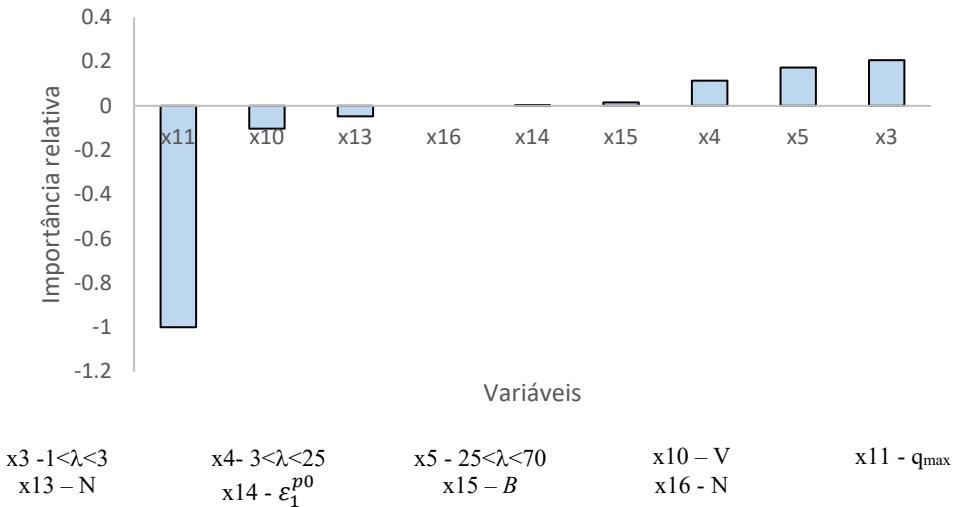


Fig. 5 - Variáveis explicativas do modelo: importância relativa das variáveis considerando um modelo simplificado.

Adicionalmente, foi realizada uma nova análise para avaliar o impacto das variáveis x3, x4 e x5 (relacionadas com a influência do comprimento de onda das irregularidades) na previsão da deformação permanente. Estas variáveis foram removidas da base de dados. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 6. Neste caso, o erro RMSE é igual a 0.0073, que é muito próximo do valor obtido inicialmente considerando todas as variáveis incluídas (RMSE=0.0043). Estes resultados estão refletidos no gráfico de dispersão apresentado na Figura 6 a). É importante referir que os existe alguma dispersão e consequente afastamento de alguns pontos da diagonal $y=x$ no intervalo $0.0 < x < 0.5$. Estes pontos (menos de 6) correspondem a uma situação muito particular do problema e mostram que o modelo não tem capacidade para capturar e reproduzir corretamente os resultados quando o número de ciclos de carga é igual a 1 ($x_{16}=1$), a estrutura é uma via em laje otimizada ($x_2=1$) e o módulo resiliente é igual a 120 MPa ($x_7=120$). Relativamente à análise da

importância das variáveis, o modelo indica que é extremamente dependente do número de ciclos de carga (x16), tensão de desvio máxima (x11), seguido pelas constantes do material (x13, x14 e x15) e pela velocidade do comboio (x10). O módulo resiliente (x7) e o tipo de estrutura (via em laje otimizada) também são consideradas variáveis importantes. Assim, este modelo e as conclusões obtidas estão alinhadas com o conhecimento adquirido do ponto de vista numérico e empírico apresentado na bibliografia em termos de variáveis explicativas, apesar do aumento muito residual do RMSE.

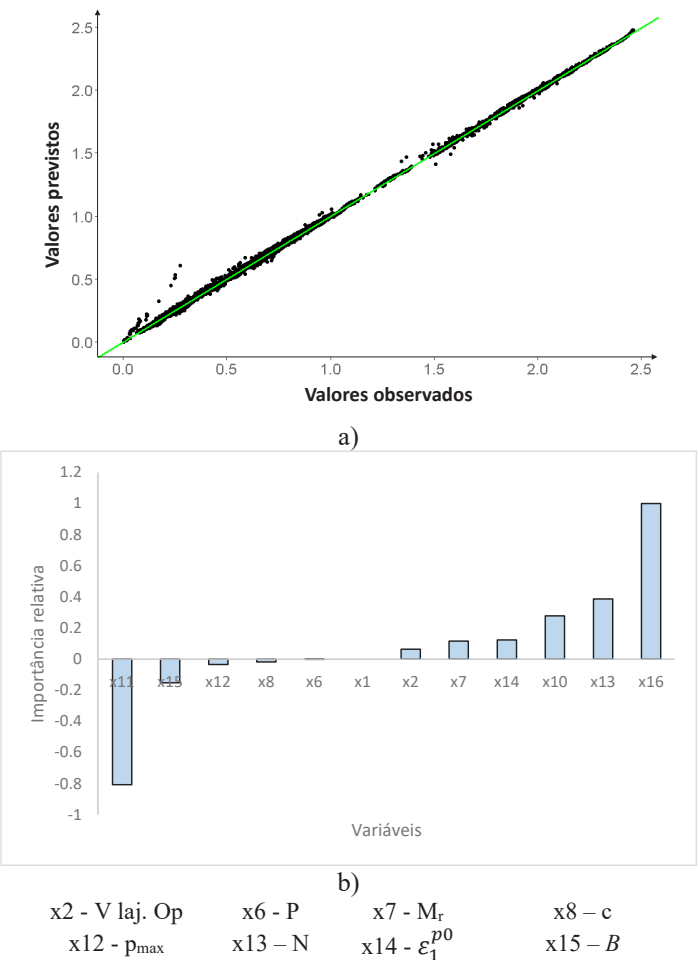


Fig. 6 – Resultados com as variáveis pré-selecionadas: a) Gráfico de dispersão: valores previstos versus valores observados das deformação permanentes, em percentagem; b) Variáveis explicativas do modelo: importância relativa das variáveis.

4.3 – Validação experimental dos resultados

De forma a demonstrar a capacidade do modelo desenvolvido e a sua aplicação na previsão da deformação permanente, foi desenvolvida uma nova base de dados, com as mesmas variáveis e cujos valores foram obtidos a partir de resultados experimentais. Desta forma, foram realizados ensaios em laboratório considerando um modelo físico à escala real para simular o desempenho a curto e longo prazo das vias férreas (via balastrada e uma via em laje com 2,2 m de comprimento) utilizando

o dispositivo GRAFT2 (Ramos et al., 2021b). Nestes testes, as estruturas ferroviárias foram submetidas a mais de 3 milhões de ciclos de carga e os deslocamentos permanentes foram medidos ao longo dos testes na fundação das estruturas. Mais ainda, os materiais da subestrutura foram caracterizados em laboratório de forma a determinar o ângulo de atrito, coesão e Módulo Resiliente. Estes testes simularam a passagem do comboio com uma velocidade de 360 km/h usando um método que permitia o carregamento por fases. A deformação permanente induzida na subestrutura foi obtida a partir da medição dos deslocamentos medidos nos transdutores LVDTs colocados em determinadas posições da via.

A partir dos resultados experimentais foram desenvolvidos dois modelos numéricos 3D capazes de reproduzir numericamente os ensaios experimentais. Estes modelos foram posteriormente calibrados a partir do ajuste dos deslocamentos medidos. A este processo designou-se de calibração a curto-prazo. A partir da calibração do modelo, foram obtidas as tensões numéricas em todos os elementos da via. Posteriormente, o modelo empírico de deformação permanente e as respetivas constantes do material (ϵ_1^P , B e a) foram também calibrados a partir do ajuste da curva de deslocamento permanente acumulado. Esta calibração foi designada de calibração a longo-prazo. É importante mencionar que neste estudo não foi incluída a influência das irregularidades da via. Contudo, estudos realizados anteriormente (Ramos et al., 2021a) mostram os comprimentos de onda entre 25 m e 70 m, ou até mesmo entre 3 m e 25 m não influenciam a resposta da via, o que significa que a resposta quasi-estática é praticamente igual à resposta dinâmica (Ramos et al., 2021a). Isto significa que, para esta validação, foi selecionado um comprimento de onda no intervalo entre 25 e 70 m. Além disso, a posição da análise também foi selecionada arbitrariamente devido à ausência do perfil de irregularidades. Seguidamente, os resultados relativos à análise de sensibilidade mostram que este parâmetro tem pouca relevância na deformação permanente.

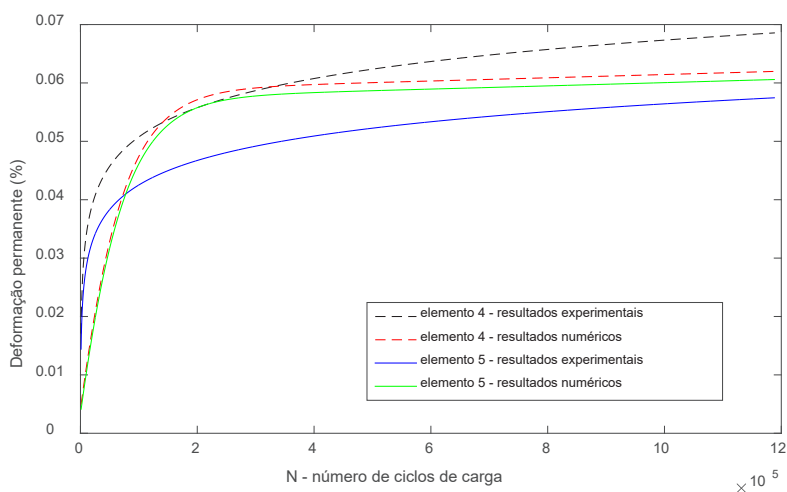
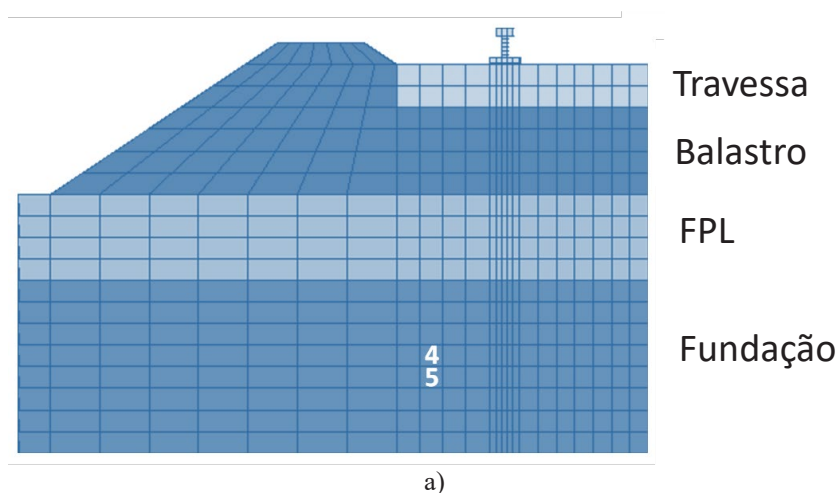
A partir da nova base de dados, são comparadas as deformações previstas e observadas nos elementos selecionados da subestrutura identificados na Figura 7. Os resultados mostram um ajuste satisfatório entre os valores observados (a partir do modelo físico à escala real) e os valores previstos (aplicando o algoritmo da rede neuronal), o que significa que este modelo pode ser utilizado para prever o desenvolvimento da deformação permanente com o número de ciclos de carga. A principal diferença reside no início da estabilização da deformação permanente quando N está entre 10000 e 20000. No entanto, o valor máximo da deformação permanente (após 1 milhão de ciclos de carga) é muito semelhante em ambos os elementos da subestrutura.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desempenho a longo prazo da fundação em vias balastrada ou em laje é de extrema importância pois pode influenciar o comportamento global da via, assim como o número de operações de manutenção (e custos associados). Este estudo apresenta uma nova e inovadora metodologia capaz de prever a deformação permanente com recurso a redes neurais artificiais.

A base de dados foi construída considerando resultados obtidos a partir de modelação numérica usando uma abordagem híbrida que combina a ferramenta numérica 2.5D FEM-PML e a implementação de um modelo empírico de deformação permanente. Com base nesta metodologia, foi realizado um estudo paramétrico para compreender os fatores que podem influenciar o desenvolvimento da deformação permanente da fundação considerando diferentes estruturas ferroviárias: via em laje (sistema *Rheda*), via balastrada e via em laje otimizada. Os resultados foram analisados em detalhe, comparados, avaliados e registados numa base de dados. Acrescenta-se ainda que o mecanismo dinâmico também foi incluído através da geração de um perfil de irregularidades.

A partir da base de dados, foi implementado um algoritmo da rede neuronal para construir um modelo de previsão da deformação permanente. A precisão do modelo foi avaliada considerando diferentes métricas como o coeficiente de regressão R , o desvio padrão e os erros RMSE, MAE e MSE. Os valores reduzidos das diferentes métricas mostram que a rede neuronal conduz a resultados muito satisfatórios na previsão da deformação permanente.



b)

Fig. 7 – Validação do modelo com base em resultados experimentais: a) identificação dos elementos da subestrutura; b) deformação permanente, em percentagem, dos elementos 4 e 5 da subestrutura da via balastrada.

Foram ainda determinadas as variáveis explicativas do modelo e estas foram comparadas em relação ao conhecimento numérico e empírico existente na bibliografia. Os resultados mostram que, embora o comprimento de onda tenha uma influência significativa na deformação permanente, há outras variáveis igualmente importantes. Posteriormente as variáveis relativas ao comprimento de onda foram excluídas da base de dados, o que resultou num aumento muito residual do RMSE e um bom desempenho do modelo. Os resultados obtidos mostraram que as variáveis explicativas identificadas nesta nova análise estão alinhadas com as conclusões numéricas e empíricas descritas na bibliografia especializada.

Mais ainda, o modelo foi validado com base em resultados experimentais obtidos num modelo físico da via balastrada à escala real com uma capacidade preditiva muito satisfatória.

Estas descobertas destacam a potencial aplicação do modelo desenvolvido em cenários práticos para auxiliar na manutenção e gestão de vias-férreas, oferecendo um suporte eficiente e confiável de apoio à tomada de decisão. Desta forma, com esta metodologia inovadora é possível prever a

deformação permanente com alta precisão e eficiência, numa fração de tempo muito inferior aos métodos tradicionais.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente realizado no âmbito do In2Track3, um projeto de investigação do Shift2Rail. Este trabalho foi também parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D *Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering* (ISISE), sob a referência UIDB/04029/2020. Adicionalmente, contou com o apoio financeiro de Base Funding - UIDB/04708/2020 do CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado por fundos nacionais através do FCT/MCTES (PIDDAC).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A. (2012). *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 32, pp. 111-128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.09.002>.
- Alves Costa, P.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A.; Bodare, A. (2010). *Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 30, pp. 221-235. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.002>.
- Chen, R.; Chen, J.; Zhao, X.; Bian, X.; Chen, Y. (2014). *Cumulative settlement of track subgrade in high-speed railway under varying water levels*. International Journal of Rail Transportation, vol. 2, pp. 205–220. <https://doi.org/10.1080/23248378.2014.959083>.
- EN13848-5 (2008). *Railway Applications - Track - Track geometry quality - Part 5: Geometric quality levels*. EN13848. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- Garson, G. D. (1991). *Interpreting neural network connection weights*. Artificial Intelligence Expert, vol 6, pp. 46–51.
- Ghorbani, B.; Arulrajah, A.; Narsilio, G.; Horpibulsuk, S.; Bo, M. W. (2021). *Shakedown analysis of PET blends with demolition waste as pavement base/subbase materials using experimental and neural network methods*. Transportation Geotechnics, vol.. 27. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100481>.
- Gomes Correia, A.; Ramos, A. (2022). *A geomechanics classification for the rating of railroad subgrade performance*. Railway Engineering Science, vol. 30, pp. 323-359. <https://doi.org/10.1007/s40534-021-00260-z>.
- Hanandeh, S.; Ardah, A.; Abu-Farsakh, M. (2020). *Using artificial neural network and genetics algorithm to estimate the resilient modulus for stabilized subgrade and propose new empirical formula*. Transportation Geotechnics, vol. 24. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100358>.
- Indraratna, B.; Armaghani, D. J.; Gomes Correia, A.; Hunt, H. & Ngo, T. (2023). *Prediction of resilient modulus of ballast under cyclic loading using machine learning techniques*. Transportation Geotechnics, vol. 38. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100895>.
- Ling, X.; Li, P.; Zhang, F.; Zhao, Y.; Li, Y.; An, L. (2017). *Permanent deformation characteristics of coarse grained subgrade soils under train-induced repeated load*. Advances in Materials Science and Engineering, vol. 2017, pp 1-15. <https://doi.org/10.1155/2017/6241479>.
- Lopes, P.; Alves Costa, P.; Ferraz, M.; Calçada, R.; Silva Cardoso, A. (2014). *Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings*.

Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volumes 61–62, pp. 269–285.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.02.013>.

- Nielsen, J. C. O.; Li, X. (2018). *Railway track geometry degradation due to differential settlement of ballast/subgrade – Numerical prediction by an iterative procedure*. Journal of Sound and Vibration, vol. 412, pp. 441–456. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2017.10.005>.
- Olden, J. D.; Joy, M. K.; Death, R. G. (2004). *An accurate comparison of methods for quantifying variable importance in artificial neural networks using simulated data*. Ecological Modelling, vol. 178, pp. 389–397. <https://doi.org/10.1016/j.ecolmodel.2004.03.013>.
- Pahno, S.; Yang, J.; Kim, S. (2021). *Use of Machine Learning Algorithms to Predict Subgrade Resilient Modulus*. Infrastructures, vol. 6, pp. 1–16. <https://doi.org/10.3390/infrastructures6060078>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P. (2021a). *Stress and permanent deformation amplification factors in subgrade induced by dynamic mechanisms in track structures*. International Journal of Rail Transportation, vol. 10, pp. 298–330. <https://doi.org/10.1080/23248378.2021.1922317>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Calçada, R.; Alves Costa, P.; Esen, A.; Woodward, P. K.; Connolly, D. P.; Laghrouche, O. (2021b). *Influence of track foundation on the performance of ballast and concrete slab tracks under cyclic loading: Physical modelling and numerical model calibration*. Construction and Building Materials, vol. 277. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122245>.
- Ramos, A.; Gomes Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking*. Transportation Geotechnics, vol. 23. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>.
- Ramos, A. L.; Correia, A. G.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2018). *Influence of permanent deformations of substructure on ballasted and ballastless tracks performance*. Proceedings of 7th Transport Research Arena TRA 2018, April 16–19, 2018 Vienna, Austria. Zenodo.
- Rezaei-Tarahomi, A.; Kaya, O.; Ceylan, H.; Kim, S.; Gopalakrishnan, K.; Brill, D. R. (2017). *Development of rapid three-dimensional finite-element based rigid airfield pavement foundation response and moduli prediction models*. Transportation Geotechnics, vol. 13, pp. 81–91. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.08.011>.
- Sadri, M.; Lu, T.; Zoeteman, A.; Steenberg, M. (2018) *Railway track design & degradation*. In: Dimitrovová, Z., ed. MATEC Web of Conferences, Lisbon, Portugal.
- Sheng, X.; Jones, C. J. C.; Thompson, D. J. (2006). *Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods*. Journal of Sound and Vibration, vol. 293, pp. 575–586. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.040>.
- Sykora, D. W. (1987). *Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis*. Geotech. Lab. Miscellaneous Paper GL-87-26, U.S. Army Eng.
- Tinoco, J.; Correia, A.; Cortez, P.; Toll, D. (2019). *Artificial Neural Networks for Rock and Soil Cutting Slopes Stability Condition Prediction: Proceedings of the 2nd GeoMEast International Congress and Exhibition on Sustainable Civil Infrastructures*, Egypt 2018 – The Official International Congress of the Soil-Structure Interaction Group in Egypt (SSIGE). https://doi.org/10.1007/978-3-030-02032-3_10.

- Tinoco, J.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2014). *Support vector machines applied to uniaxial compressive strength prediction of jet grouting columns*. Computers and Geotechnics, vol. 55, pp. 132-140. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.08.010>.
- Tinoco, J.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2018). *Jet grouting column diameter prediction based on a data-driven approach*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 22, pp. 338-358. <https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1194329>.
- Yang, Y.; Hung, H. (2001). *A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic body subjected to moving loads*. International Journal for Numerical Methods in Engineering vol 51, pp. 1317-1336. <https://doi.org/10.1002/nme.208>.

SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO E GESTÃO DE TERRAPLENAGENS BASEADO EM *DIGITAL TWIN* E SIMULAÇÃO DE UM CASO DE ESTUDO

Earthworks management, monitoring and optimization system based on digital twin and simulation of a case-study

Manuel Parente^a, Margarida Amândio^b, Vicente Moreira^b, António Gomes Correia^a

^a University of Minho, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Guimarães, Portugal

^b BUILT CoLAB, Portugal

RESUMO - O planeamento de obras de terraplenagem procura fornecer um escalonamento dos recursos disponíveis de modo eficiente e económico. Porém, é comum ocorrerem situações imprevistas, como resultado de avarias dos recursos mecânicos, ou condições meteorológicas adversas, levando à necessidade de constante reorganização do fluxo de trabalho no estaleiro de construção. O presente trabalho descreve uma metodologia inovadora para apoiar o processo de tomada de decisão ao longo de todas as fases de construção, fornecendo soluções ótimas de alocação de recursos e correspondentes custos e duração. Durante a construção, o apoio à tomada de decisão é feito através da monitorização por meio de sensores, que permite avaliar o desempenho dos equipamentos de modo constante. O sistema pode fornecer sugestões de reajustes à alocação de recursos quando se verifique necessário para garantir que os trabalhos progridem otimamente. A metodologia é aplicada a um caso de estudo referente ao projeto de terraplenagens da construção de uma autoestrada em Portugal.

ABSTRACT – The aim of planning earthworks is to provide a efficient and economical scheduling of the available resources. However, it is common for unforeseen situations to occur, as a result of breakdowns in mechanical resources, or adverse weather conditions, leading to the need to constantly reorganise the workflow on the construction site. This paper describes an innovative methodology to support the decision-making process throughout all construction phases, providing optimal solutions for resource allocation and corresponding costs and duration. During construction, support for decision-making is provided through sensor-based monitoring, which allows for a constant assessment of equipment performance. The system can provide suggestions for readjustments to resource allocation when necessary to ensure that work progresses optimally. The methodology is applied to a case study concerning the earthworks project for the construction of a motorway in Portugal.

Palavras Chave – Terraplenagens, alocação de recursos, otimização multi-objectivo, sensorização, digital twin.

Keywords – Earthworks, resource allocation, multi-objective optimisation, sensorization, digital twin.

E-mails: map@civil.uminho.pt (M. Parente), margarida.amandio@builtcolab.pt (M. Amândio), vicente.moreira@builtcolab.pt (V. Moreira), agc@civil.uminho.pt (A. Gomes Correia)

ORCID: orcid.org/0000-0001-5765-2622 (M. Parente), orcid.org/0000-0002-6340-0648 (M. Amândio), orcid.org/0000-0002-0028-8150 (V. Moreira), orcid.org/0000-0002-0103-2579 (A. Gomes Correia)

1 – INTRODUÇÃO

Ao longo da última década, tem-se gradualmente evidenciado o potencial das abordagens de inteligência artificial (IA), nomeadamente das áreas de machine learning (ML) e otimização moderna, como ferramentas capazes de lidar ou mitigar os elevados níveis de incerteza e variabilidade inerentes ao sector da construção. Embora seja cada vez mais comum as empresas de construção e os projetistas recorrerem ao uso de novas tecnologias para promover a eficiência e reduzir os custos, um grande número de projetistas ainda se baseia na intuição e na experiência para organizar, gerir e estimar as taxas de trabalho dos processos e equipamentos de construção, em especial em áreas de Geotecnia tais como terraplenagens (SETRA e LCPC, 2000; Parente et al., 2016).

De fato, as tecnologias associadas com ML já demonstraram a sua capacidade de contribuir para a estimativa com maior precisão de produtividade e custos de equipamentos de construção em atividade (Gomes Correia e Magnan, 2012; Parente et al., 2014; Pereira et al., 2021, Silva et al., 2023), superando os tipicamente propostos nos manuais dos fornecedores de equipamentos (Gomes Correia et al., 2013; Jassim et al., 2017; Kassem et al., 2021), assim como para o apoio à decisão no contexto da procura e adoção de soluções de alocação de equipamentos em estaleiros de construção ao longo de todo o projeto de execução de obras através de algoritmos de otimização moderna (Montaser e Moselhi, 2014; Parente et al., 2015; Parente et al., 2016). A adoção deste tipo de sistemas em fases de planeamento e projeto apresentam inúmeras vantagens, entre as quais se pode sublinhar a capacidade de encontrar soluções de alocação de recursos de construção capazes de otimizar vários aspetos em simultâneo, tais como custos de construção, duração de execução e emissões de carbono. Porém, as soluções existentes até ao momento compreendem sistemas de previsão e/ou otimização *offline*, cuja capacidade de adaptação a ocorrências imprevistas durante a construção (e.g., avarias de equipamentos, presença de geomateriais diferentes dos esperados, alterações climáticas, entre outros) é limitada e dependente da capacidade do gestor de obra de atualizar os sistemas manualmente e procurar novas soluções.

Mais recentemente, o desenvolvimento de conceitos ligados com a Indústria 4.0 (I4.0) noutras áreas promoveu a exploração de tecnologias tais como *Internet of Things* (IoT), sensorização e *digital twins* também no setor da construção (Parente et al., 2020). Neste contexto, a combinação das abordagens de previsão e otimização anteriormente mencionadas com as novas tecnologias associadas com a I4.0 permite a integração dos sistemas (anteriormente *offline*) com a capacidade de monitorização de equipamentos e processos em tempo real. De fato, a integração de sensores em equipamentos de construção, juntamente com a implementação de ambientes IoT, permite o conhecimento não só da posição e da atividade de equipamentos tais como escavadoras, *dumpers* de transporte de geomateriais, espalhadores e compactadores, como também de uma série de parâmetros associados à sua produtividade em tempo real (Lee et al., 2018; You et al., 2021). Um exemplo muito representativo destas capacidades pode ser encontrado nos compactadores inteligentes, cuja capacidade de ajustar a energia de compactação aplicada em função da resposta do geomaterial se alia à criação de mapas de compactação em tempo real (Parente e Gomes Correia, 2013), produzindo assim a informação necessária para aferir a sua produtividade a cada momento de atividade.

Neste contexto, torna-se possível dar resposta à volatilidade e incerteza inerente aos processos de construção de terraplenagens adotando uma abordagem de otimização reativa, no qual os sistemas de previsão e otimização são atualizados em tempo real com os dados provenientes dos sistemas de monitorização remota (Parente et al., 2018; Salem and Moselhi, 2020; Liu et al., 2022). Os sistemas resultantes englobam tanto sistemas de alarme (i.e., *watch dog systems*), que providenciam informação ao utilizador sobre situações que podem ser potencialmente prejudiciais ao progresso ótimo dos trabalhos (e.g., equipamentos a funcionar abaixo da produtividade estimada ou em

possível avaria), como algoritmos de re-otimização capazes de propor ajustes mínimos à solução atual de alocação de equipamentos que melhorem a fluidez e produtividade dos processos de construção em função dos dados recebidos dos sensores instalados. O presente trabalho apresenta uma aplicação dum sistema deste tipo, que representa uma evolução de um sistema de otimização *offline* desenvolvido anteriormente (Parente et al., 2015), a um caso de estudo correspondente a uma obra real de terraplenagens no âmbito da construção de uma autoestrada em Portugal. É dada particular atenção à fase de construção, uma vez que esta engloba a monitorização em tempo real dos recursos e a reotimização multiobjetivo da alocação de recursos de construção (i.e., equipamentos mecânicos), o que é fundamental em termos de competitividade e produtividade das empresas.

O artigo está estruturado da seguinte forma: A Secção 2 introduz a arquitetura do sistema, descrevendo os seus módulos e tecnologias subjacentes, assim como o respetivo mapa de processo que representa o fluxo de trabalho durante a utilização do sistema. A Secção 3 apresenta uma simulação baseada no caso de estudo anteriormente mencionado, com uma análise de otimização e re-otimização em resultado de um comportamento imprevisível simulado referente à redução inesperada na produtividade de um recurso de construção durante a sua atividade. Por fim, na Secção 4 são apontadas algumas conclusões, bem como direções futuras de investigação.

2 – SISTEMA DE OTIMIZAÇÃO BASEADO EM DIGITAL TWIN

2.1 – Arquitetura

Um dos aspetos centrais que possibilita a análise das configurações de alocação ótima de recursos em qualquer ambiente é a compilação e estruturação em bases de dados da informação necessária ao processo. No contexto do sistema de otimização de terraplenagens desenvolvido, esta informação pode ser dividida em dados estáticos, dados dinâmicos e dados históricos. Por um lado, os dados estáticos compreendem informação relativa às características da obra e dos trabalhos a realizar, assim como à disponibilidade e especificações dos equipamentos existentes. Por outro lado, os dados dinâmicos referem-se aos obtidos a partir dos sensores instalados nos recursos existentes. Dependendo da natureza e das condições do estaleiro, estes dados podem ser enviados em tempo real, atingindo volumes consideráveis de informação instantânea em cada instante de tempo que codificam o desenvolvimento das operações e das condições dos equipamentos ativos. Finalmente, os dados históricos correspondem à evolução dos trabalhos ao longo do tempo tendo como objetivo o registo dos processos realizados e escolhas adotadas, incluindo informação tal como as soluções de alocação implementadas em cada fase de obra, ou notificações relativas à realização de tarefas por parte das equipas de produção.

Como referido anteriormente, o processo de otimização consiste numa procura multiobjectivo de soluções de alocação. Os objetivos desta otimização podem abordar a minimização (ou maximização) de qualquer combinação de critérios matematicamente quantificáveis, sendo exemplos relevantes a duração total de execução do projeto de construção, os custos totais de execução, ou outros aspetos relevantes, tais como como as emissões de carbono acumuladas de uma determinada possível solução. Tipicamente, numa análise multiobjectivo o resultado é representado por uma frente de Pareto, caracterizada por uma série de soluções ótimas, em que cada uma delas corresponde a um compromisso ótimo entre os objetivos considerados (e.g., tempo vs custo). Este tipo de representação de soluções permite uma maior flexibilidade do modelo apresentado, uma vez que os tomadores de decisão têm à sua disposição várias soluções ótimas, podendo escolher a que melhor se adequa às restrições e metas do projeto (e.g., orçamento, datas limites). É importante referir que as soluções resultantes do processo de otimização não são estáticas ao longo do tempo. i.e., quando uma equipa termina o seu trabalho numa frente de trabalho, é imediatamente reatribuída a outra frente. Uma vez que a produtividade das equipas em tarefas sequenciais é sincronizada,

evitam-se também os estrangulamentos de produtividade, assegurando-se que se obtém a máxima produtividade dos recursos de produção.

Por último, para que estes dados possam mais facilmente ser decifrados e interpretados pelos utilizadores do sistema, é necessária a existência de uma camada de visualização e interface do utilizador. Nesta interface, a informação disponibilizada ao utilizador traduz-se na sintetização dos dados processados das entidades ativas (i.e., recursos produtivos ativos) de acordo com os dados dos sensores de geolocalização, bem como dos resultados dos sensores de monitorização do controlo de qualidade. Para além de permitir o controlo e monitorização dos recursos ativos por meio de um *digital twin* do estaleiro suportado por sensores e por um sistema de informação geográfica (SIG), são também estes dados que alimentam a plataforma de otimização com a informação necessária à determinação da afetação ótima dos recursos em todo o estaleiro e ao longo do tempo (Figura 1).

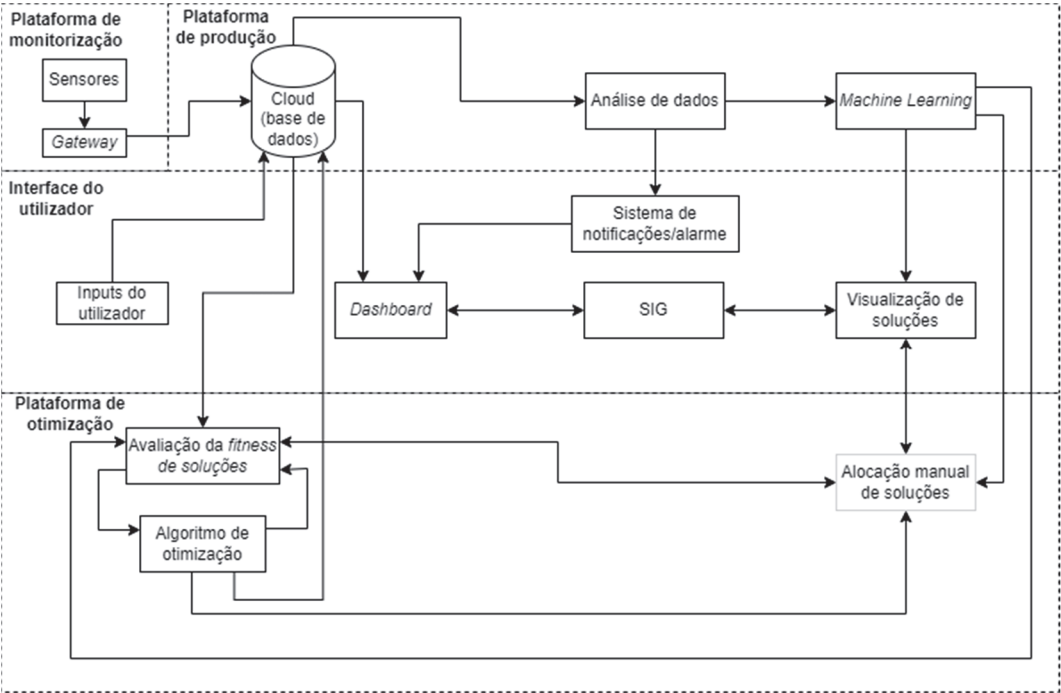


Fig. 1 – Arquitetura do sistema

2.2 – Fluxo de trabalho da metodologia de gestão e otimização

Como comprovado por trabalhos anteriores, o processo de terraplenagem pode ser equiparado a uma linha de produção (Parente et al., 2015) composta por diferentes atividades desde a escavação e o transporte de geomateriais (nas frentes de escavação) até ao espalhamento e compactação dos mesmos (nas frentes de aterro). Considerando que, como anteriormente mencionado, os processos de terraplenagem são caracterizados por elevados níveis de incerteza, é necessário conferir ao planeamento dos processos flexibilidade suficiente para permitir a adaptação dos planos a situações imprevistas que ocorram durante a execução dos trabalhos. Uma das maneiras de atingir este objetivo é adotar uma postura reativa no planeamento e durante a execução da obra, assumindo que a necessidade de ajustar o planeamento inicial será constante ao longo do desenvolvimento dos processos de terraplenagens de modo a manter a produtividade e custos em valores ótimos.

As tecnologias de monitorização e controlo remoto de recursos ativos podem suportar esta postura de planeamento reativo providenciando informação em tempo real sobre a possibilidade de ocorrência de situações imprevistas, assim como a sua natureza e origem. Especificamente no contexto das terraplenagens, devido às suas características de sequencialidade e interdependência da produtividade entre tarefas, a monitorização dos meios de transporte de geomateriais entre frentes de escavação e aterro por meio de GPS permite inferir a produtividade aproximada de todas as equipas ativas nas linhas de produção respetivas (Lee et al., 2018). Adicionalmente, uma vez que o investimento em equipamento de monitorização se limita à instalação de GPS em camiões, esta alternativa é especialmente *low-cost*, tanto em termos de custos de equipamentos de monitorização como em termos de requerimentos de transmissão de dados no estaleiro.

O mapa de processo e fluxo de informação propostos neste trabalho estão descritos na Figura 2. O processo inicia-se com a implementação de uma solução ótima de alocação de recursos calculada *offline*, isto é, tendo como base as estimativas de produtividade e custos inseridas pelo utilizador na interface para cada tipo de equipamento disponível (não só equipamentos de transporte, mas também de escavação, espalhamento e compactação) antes do início da obra, assim como para os trabalhos a realizar (frentes de aterro e escavação, volumes de material a escavar/aterrar, tipos de geomateriais existentes nas frentes de escavação e distâncias entre frentes de trabalho). A metodologia seguida para esta otimização inicial baseia-se numa implementação do algoritmo de otimização multiobjectivo proposto em Parente et al. (2015), providenciando ao utilizador uma frente de Pareto de soluções viáveis, com custos e durações de execução variáveis e ótimos (i.e., correspondentes a *trade-offs* ótimos entre custo e duração), das quais uma das soluções é escolhida pelo utilizador e concretizada em obra. A cada solução corresponde o escalonamento dos recursos disponíveis ao longo do tempo de modo a obter os custos e durações associados, como se demonstra na Secção 3.

A partir do momento que se inicia a fase de construção, a monitorização dos equipamentos de transporte anteriormente mencionada regista constantemente a posição dos camiões e *dumpers* na sua atividade de transporte de geomateriais entre as frentes de escavação. Esta informação é processada e incluída numa base de dados dinâmica e é complementada por informação periódica relativa ao balanço mensal dos volumes escavados e aterrados nas frentes de trabalho obtidos por parte da equipa de topografia no estaleiro, que é a prática usual por partes das empresas de construção em obras de terraplenagens. Esta informação periódica permite corrigir as estimativas de capacidade média dos camiões em cada ciclo de carga-descarga mensalmente, atualizando os valores médios de geomaterial transportado por ciclo em função das medições reais de volumes de geomateriais escavados e aterrados realizadas no fim de cada mês. Por sua vez, para determinar o número de ciclos de carga-descarga de cada equipamento de transporte, adotaram-se técnicas de *geo-fencing*. Estas últimas permitem definir uma área num SIG à volta das frentes de escavação e/ou aterro, delimitada por linhas definidas por coordenadas, de modo a que seja contado o número de vezes que um dos equipamentos de transporte cruze estas linhas. Assim, juntamente com a estimativa periodicamente atualizada da capacidade de carga dos equipamentos de transporte, é contabilizado também o número de ciclos de carga e descarga diários de cada um, permitindo inferir com um nível de exatidão razoável a produtividade diária de cada equipamento individual (e.g., m³ de geomaterial transportado por dia). Finalmente, considerando a interdependência de produtividades natural às linhas de produção e tendo como base o volume de geomaterial transportado por hora (i.e., produtividade das equipas de transporte), é também possível inferir a produtividade das equipas de escavação associadas à carga de cada equipa de transporte, assim como a produtividade das equipas de compactação que recebem constantemente as descargas do volume de material transportado.

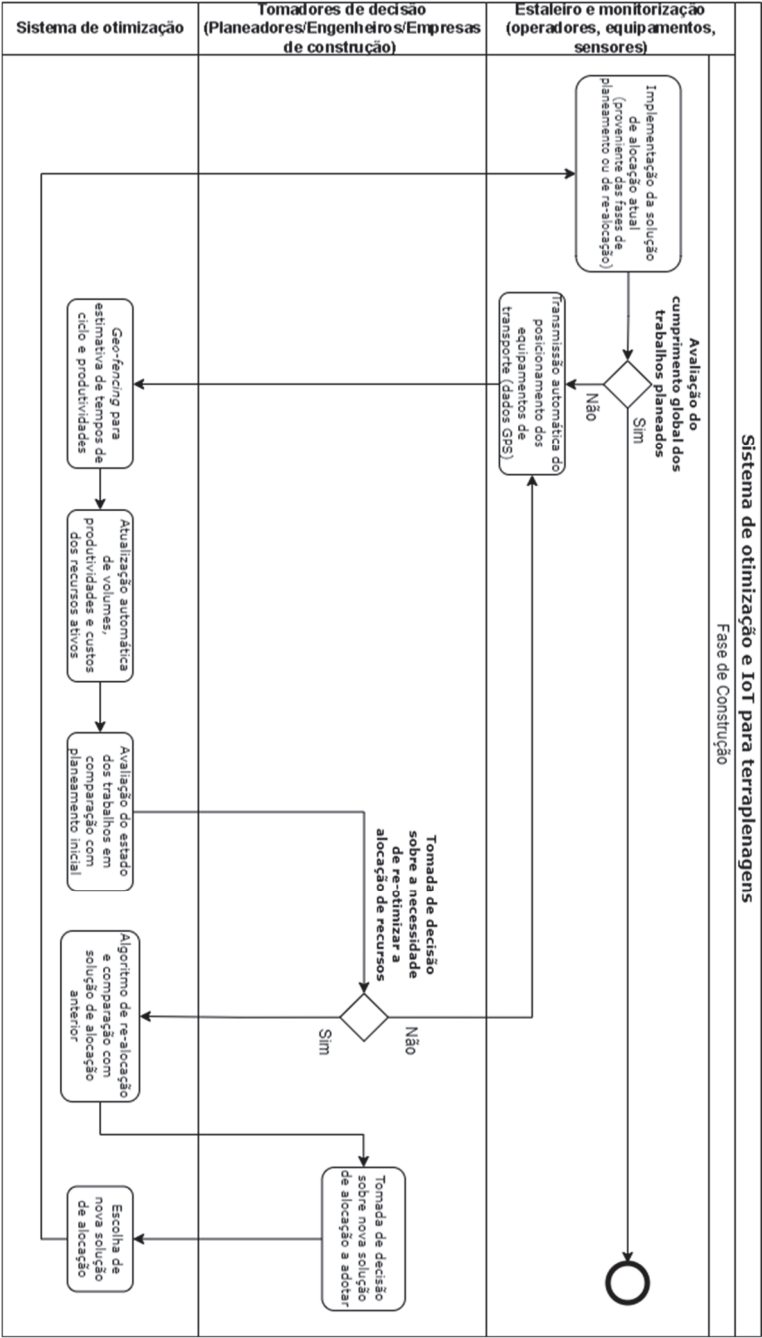


Fig. 2 – Mapa de processo e fluxo de informação da metodologia proposta

Embora a metodologia de monitorização aqui descrita não torne possível a identificação da produtividade individual de cada equipamento ativo, permite, porém, a estimativa com exatidão razoável das produtividades das equipas ativas. Por conseguinte, torna-se possível, através dessa

estrutura de monitorização *low-cost*, controlar todas as equipas ativas em frentes de trabalho e identificar variações da produtividade da equipa como um todo face às estimativas previstas em fase de planeamento (i.e., antes do início da obra). Sempre que as produtividades das equipas ativas variam o suficiente para causar discrepâncias negativas em comparação com o planeamento inicial, o sistema gera avisos e/ou alarmes, identificando a equipa (ou o equipamento individual, caso se trate de um equipamento de transporte), o local e a natureza da discrepância. A qualquer momento, existe a possibilidade, do lado do utilizador principal, de atualizar as estimativas tanto de produtividade como de volumes de geomateriais nas frentes manualmente (se necessário) para ir de encontro a qualquer informação adicional que recolha no momento. Para além disso, a qualquer momento o utilizador pode solicitar ao sistema que sugira novas soluções de alocação de equipamentos (i.e., re-otimização) sempre que se verificar que as discrepâncias de produtividades são demasiado altas ou que existam novas condições de otimização (e.g., tipos de geomateriais diferentes, alterações às estimativas dos volumes de geomateriais por frente, equipamentos avariados que já não estão disponíveis, ou novos equipamentos que possam ser alugados que passem a estar disponíveis, entre outros). Deste modo, o utilizador consegue encontrar novas soluções que mitiguem potenciais atrasos ou até que possam ser mais eficientes que a solução de alocação atual para as novas condições de trabalho/de otimização. É de notar que, como será descrito em maior pormenor na Secção 3, o algoritmo de re-otimização toma em conta a disrupção inserida no estaleiro como consequência da alteração da alocação dos equipamentos, calculando o efeito de alterar a posição de vários equipamentos que pode ter consequências negativas na eficiência dos processos, ainda que apenas temporariamente.

Para além disso, a metodologia acrescenta ao utilizador principal a possibilidade de monitorizar também o posicionamento dos equipamentos tanto das frentes de trabalho como das equipas de transporte, gerando avisos e alarmes em situações em que se verifique que os equipamentos não estão nas zonas às quais foram alocados, que estão parados e inativos (no caso dos equipamentos de transporte), ou que haja falha de envio de informação por parte dos sensores GPS. Ao mesmo tempo, esta metodologia pode também ser adaptada para incluir outros tipos de utilizador aos quais seja facultada informação parcial, como por exemplo os operadores dos equipamentos, que podem ter acesso a informação tal como a sua produtividade média, a produtividade das equipas a jusante e montante da tarefa a que está alocado, os tempos previstos para a chegada do próximo camião, entre outros.

3 – APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

A metodologia proposta foi aplicada a um caso de estudo de terraplenagens correspondente a uma obra real de construção de autoestrada executada em Portugal. A aplicação ao caso de estudo dividiu-se em duas fases principais: a fase de planeamento e a fase de construção. Enquanto a primeira está relacionada com o planeamento do projeto de terraplenagem antes do início da obra, a segunda diz respeito à gestão da construção da terraplenagem e ao processo de tomada de decisões.

3.1 – Inputs necessários pelo sistema

As especificações do local da obra de terraplenagem são apresentadas no Quadro 1. Os recursos disponíveis para realizar o trabalho são resumidos nos Quadros 2 e 3 para os equipamentos de aterro e escavação, respetivamente. A Figura 3 representa a obra linear em planta, com as respetivas frentes de trabalho de escavação e aterro. Neste caso de estudo, não houve necessidade de otimizar os volumes de escavação e transporte (i.e., diagrama de Bruckner), uma vez que essa decisão tinha previamente sido tomada e as distâncias/volumes de transportes já estabelecidas. No que concerne aos volumes de escavação e transporte, é relevante ter em conta as especificidades de um projeto de terraplenagem, que é fortemente influenciado pelas características geotécnicas dos materiais

Quadro 1 – Informações gerais dos trabalhos de terraplenagem

Dados globais	
Extensão total (m)	20 368
Volume processado total (m³)	1523206
Número de frentes de escavação	15
Número de frentes de aterro	24

Quadro 2 – Equipamentos de aterro*

	Modelo	Peso em operação (ton)
Cilindros compactadores (6)	CATERPILLAR CS 78 B (3)	18.70
	CATERPILLAR CS 683 E (3)	18.80
Espalhadoras (14)	CATERPILLAR D6 (9)	23.01
	CATERPILLAR D8 (4)	39.75
	CATERPILLAR D9 (1)	49.99

*Número total de equipamentos entre parêntesis

Quadro 3 – Equipamentos de escavação*

	Modelo	Capacidade (m³)
Escavadoras (28)	CATERPILLAR 330D LN (1)	2.07
	CATERPILLAR 330GC (4)	1.54
	CATERPILLAR 336GC (5)	1.88
	CATERPILLAR 352F (1)	3.10
	HITACHI ZX170W-6 (4)	0.60
	VOLVO EC 250 ENL (7)	0.95
	VOLVO EC 300 ENL (1)	1.32
	VOLVO EC 380 ENL (2)	1.42
	VOLVO EC 480 EL (2)	2.10
	VOLVO EW 180 E (1)	0.87
Camiões e <i>dumpers</i> (39)	MERCEDES ACTROS 3236K/42 (2)	19.20
	MAN TGS 35.360 8x4 (4)	13.00
	MERCEDES AROCS 3243K (15)	13.40
	MERCEDES AROCS 3243K AOE (2)	14.00
	VOLVO A-40 (11)	22.50
	VOLVO A40G (3)	24.00
	VOLVO A-30 D 6x6 (2)	18.00

*Número total de equipamentos entre parêntesis

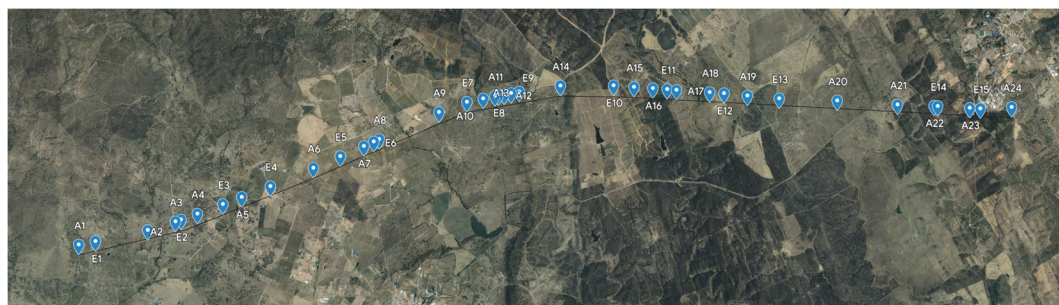


Fig. 3 – Representação em planta das frentes de trabalho e a sua distribuição geográfica ao longo da linha de obra

presentes em obra, assim como pelo processo de compactação na construção de aterros. De facto, uma das restrições que geralmente caracteriza as obras de terraplenagem está relacionada com o fato de os materiais usados para construir os aterros serem os mesmos que resultam dos processos de escavação nas frentes correspondentes (com algumas exceções, em particular no que diz respeito a frentes de empréstimo). Esta aparentemente simples restrição tem várias implicações no planeamento e execução deste tipo de projetos. Em termos de otimização da alocação de equipas, e tendo em consideração que os tipos de geomaterial escavados são os mesmos que vão ser compactados no âmbito da construção de aterros, a alocação de um determinado cilindro compactador a uma frente de aterro implica que a sua produtividade vai ser limitada não só pelas produtividades das equipas de escavação, transporte e espalhamento que lhe precedem (i.e., como resultado da sequencialidade e interdependência das produtividades das linhas de produção), mas também pelo tipo de geomateriais presentes nas frentes escavação e transportados para essa frente de aterro, de acordo com o planeado no diagrama de Bruckner. Subsequentemente, a determinação da produtividade dos cilindros torna-se um processo complexo, pois verifica-se que a produtividade de um determinado cilindro varia quando alocado a frentes diferentes. Ao mesmo tempo, uma só frente de aterro pode receber geomateriais transportados de várias frentes de escavação com geomateriais totalmente diferentes, o que acrescenta complexidade adicional à estimativa da produtividade das equipas de compactação. Nestes casos, a produtividade de compactação pode ser estimada por meio da média pesada da quantidade de cada tipo de material recebido na frente de aterro correspondente, que, por sua vez, é também função das produtividades das equipas a montante da compactação (i.e., produtividades das equipas de escavação, transporte e espalhamento). Assim, facilmente se pode inferir que os processos de compactação são de extrema relevância no que diz respeito ao progresso das obras de terraplenagem, não só como consequência da complexidade da sua execução em termos técnicos (e subsequente complexidade na estimativa da sua produtividade), mas também porque, do ponto de vista das linhas de produção de terraplenagem, correspondem ao processo geralmente identificado como o *bottleneck* de produtividade da linha de produção. Como resultado, a compactação coincide normalmente com o processo da linha de produção cuja produtividade e eficiência devem procurar-se maximizar, uma vez que isso implica a inerentemente a maximização das produtividades e eficiências dos processos a montante do mesmo, sendo, portanto, este um dos objetivos principais da metodologia e do sistema de otimização proposto. Neste contexto, é de notar que a estimativa da produtividade dos cilindros de compactação foi determinada com recurso à classificação de cilindros e geomateriais proposta pelo *Guide des Terrassements Routiers* (GTR) (SETRA e LCPC, 2000), enquanto que a produtividade dos restantes equipamentos foi estimada a partir dos manuais e da informação disponibilizada pelo respetivo fabricante. O GTR é um guia de compactação resultante da compilação de conhecimento empírico na área da construção de aterros originado em França. No entanto, para além de constituir a

referência de base para a construção de aterros e de camadas de leito de pavimento em França, o conhecimento deste guia pode ser generalizável a qualquer tipo de geomaterial e equipamento de compactação no mundo, como já foi demonstrado em vários trabalhos (Marques et al., 2008; Parente e Gomes Correia, 2013). De acordo com o guia, a estimativa da produtividade de um cilindro de compactação é função do geomaterial, das especificações do equipamento e das condições do local (i.e., nomeadamente no que concerne ao estado de humidade do geomaterial). Por um lado, a classificação dos geomateriais é função de características tais como a dimensão máxima dos agregados, o valor do ensaio azul de metileno e os limites de Atterberg, todos estes sendo ensaios já tradicionalmente adotados na caracterização de solos em laboratório previamente e durante as obras de terraplenagem. Por outro lado, a classificação dos cilindros de compactação segundo o guia está diretamente relacionada com as especificações do mesmo, nomeadamente o tipo de compactador (i.e., vibrador, estático, de pneus), o seu peso em funcionamento, largura do tambor, e parâmetros de vibração, quando aplicável. Esta avaliação dos geomateriais e dos equipamentos procura ser suficientemente detalhada para permitir a determinação da energia de compactação necessária para obter bons resultados de compactação, dependendo do tipo de material e das condições in situ. Assim, é possível obter do GTR um valor de produtividade teórica estimada de um cilindro em determinadas condições de trabalho com bastante precisão (i.e., assumindo que a produtividade do cilindro não está limitada pela quantidade de geomaterial disponível) ainda antes de iniciar a obra, incluindo para espessuras de camada, velocidade e número de passagens variáveis. Neste caso de estudo, tanto os cilindros de compactação disponíveis como os geomateriais existentes nas frentes de escavação tinham características semelhantes no que concerne à classificação GTR, apresentando os cilindros classe V4, enquanto os geomateriais classe B2. O sistema proposto está configurado para solicitar a classificação GTR como input do utilizador, tanto para os cilindros como para os geomateriais nas frentes de escavação, permitindo-lhe então realizar os cálculos preconizados pelo GTR para estimar a produtividade de cada cilindro alocado a uma determinada frente de aterro em função dos geomateriais que para lá serão transportados e das condições de trabalho no local.

Atendendo à complexidade e multiplicidade de soluções possíveis para a alocação dos equipamentos pelas frentes de trabalho, assim como à natureza dinâmica do problema, a solução adotada deve ser também de natureza dinâmica. A componente dinâmica do problema está relacionada com o fato de, durante a execução dos trabalhos de terraplenagem, existirem várias equipas de escavação e compactação que irão concluir os seus trabalhos nas respetivas frentes em momentos diferentes, levando a uma reafectação dessa equipa a outras frentes de trabalho ou a uma redistribuição da mesma em conjunto com as restantes equipas para que os trabalhos continuem de um modo ótimo. Por esta razão, o algoritmo de otimização proposto fornece soluções ótimas em termos de minimização do custo e do tempo globalmente para todo o planeamento e construção da terraplenagem, dividido em várias fases de obra (i.e., sendo que cada “fase de obra” acaba sempre que os trabalhos numa frente de trabalho chegam à sua conclusão), em oposição a uma otimização local, que apenas abordaria cada fase de trabalho individualmente.

Para que seja possível o cálculo das soluções ótimas tanto em termos de custo como de tempo, o algoritmo requer informação relativa às especificações dos recursos de equipamento disponíveis, incluindo cilindros compactadores, espalhadoras (e.g., bulldozers, motoniveladoras), escavadoras e camiões, tal como exemplificado no Quadro 4. Para além disso, é também necessário fornecer informações sobre as frentes de trabalho no que concerne à sua localização, o volume do de geomaterial a processar, o número máximo de equipamentos ativos em simultâneo para cada frente de trabalho (i.e., que permite transmitir ao sistema restrições de espaço) e as distâncias entre as frentes de trabalho de escavação e de aterro. É de notar que, como resultado do seu funcionamento, o algoritmo de otimização faz a própria seleção da frota ótima em função dos equipamentos disponíveis, i.e., não utiliza necessariamente todos os equipamentos disponíveis se isso implicar soluções menos eficientes.

Quadro 4 – Inputs necessários relativos aos equipamentos disponíveis para o caso dos cilindros compactadores

Parâmetro	Descrição
Modelo	Modelo do equipamento
Matrícula	ID interno do equipamento
Custos	Custos associados ao aluguer e operação dos equipamentos (e.g., consumo de combustível, mão de obra) por hora de funcionamento
Fator de eficiência (k)	Fator de eficiência, que toma em conta o fato de que uma hora o tempo efetivo de trabalho dos equipamentos em cada hora é regra geral inferior a 60 minutos, dependendo da capacidade do operador, da manutenção, das condições do local, entre outros.
Emissões	Emissões de gases de carbono por hora de funcionamento (opcional)

3.2 – Fase de planeamento

Tendo acesso à informação relativa aos trabalhos a realizar e recursos disponíveis descrita na subsecção anterior, o sistema é então capaz de fornecer várias possíveis soluções ótimas correspondentes a um compromisso entre objetivos (i.e., custo vs. duração). A Figura 4 representa a frente de Pareto de soluções obtida para a fase de planeamento neste caso de estudo. O algoritmo de otimização adotado para obter as soluções aqui apresentadas foi um *non-dominated sorting genetic algorithm-II* (NSGA-II) (Deb *et al.*, 2002), implementado em C#, com os seguintes

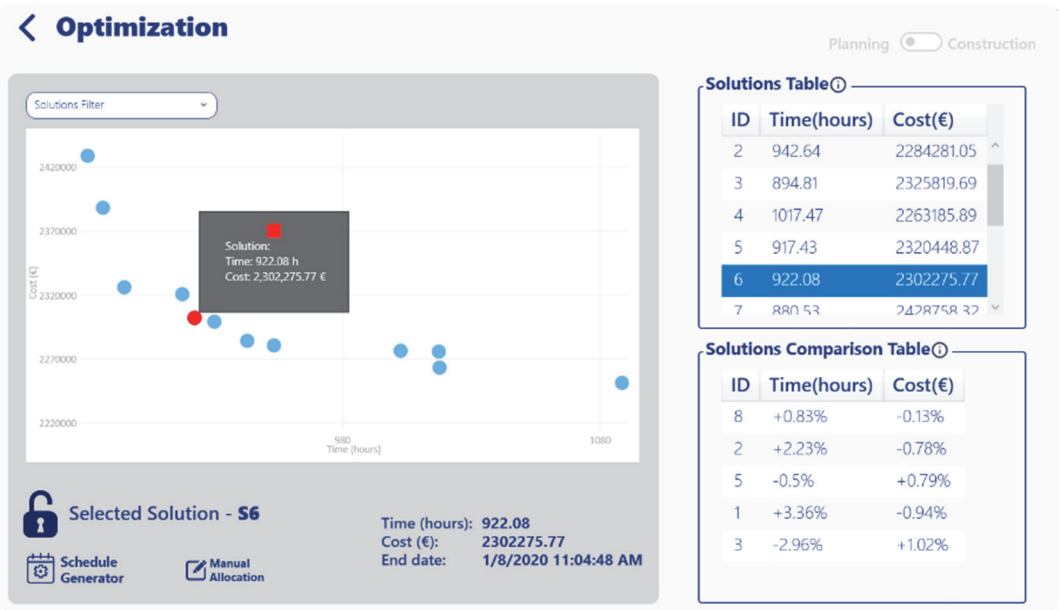


Fig. 4 – Print screen do sistema relativo a frente de Pareto com solução selecionada, incluindo as características da mesma (Solução 6 – ponto vermelho)

parâmetros de otimização: tamanho da população e o número máximo de gerações de 100, probabilidade de *crossover* de 0.8, probabilidade de mutação de 0.2 e número de objetivos de minimização de 2 (tempo e custo). O esforço computacional correspondeu a cerca de 3 horas de cálculo utilizando um computador portátil pessoal de características comuns, nomeadamente com um processador Intel i7-10750H 2.60GHz, com 16GB de memória RAM e Windows 11 como sistema operativo. Note-se que este tempo de cálculo pode ser melhorado aumentando os recursos computacionais ou utilizando tecnologias correntes, tais como servidores dedicados ou tecnologias de *cloud computing*. No entanto, a versão atual é consistente com a utilização prevista para o sistema mesmo em fases de execução da obra, nomeadamente o de realização dos cálculos durante a noite, permitindo a reorganização da frota de equipamentos na manhã seguinte, caso necessário.

Para cada solução gerada e representada na Figura 4, é possível verificar o planeamento detalhado ao longo de todas as fases de terraplenagem. As Figura 5 a 7 demonstram vários tipos de visualização da mesma solução (Solução 6) em três representações diferentes, nomeadamente em formato de tabela (Figura 5), em formato baseado em linhas de balanço (Figura 6), ou em mapa/planta (Figura 7), nas quais se pode verificar a alocação dos equipamentos por frente de trabalho e ao longo do tempo. Enquanto o formato de tabela e o formato de mapa representam modos de visualização intuitivos e exportáveis para formato *spreadsheet* ou imagem, respetivamente, é importante mencionar que o formato representado na Figura 6 foi adaptado dos diagramas de linhas de balanço convencionais. De fato, trata-se de uma representação gráfica interativa da evolução de todas as frentes de trabalho de escavação ao longo do progresso da obra de terraplenagens sob a forma de uma matriz, em que cada linha representa uma frente de trabalho de escavação e cada coluna representa uma fase com a respetiva frente de trabalho concluída (podendo ser mais do que uma). Ao longo de cada linha da matriz, é possível acompanhar a evolução do volume de material a escavar para cada frente de trabalho correspondente e ao longo de todas as fases. Cada célula, composta por um gráfico de linhas local que representa a frente de trabalho de aterro que está a receber o material escavado, representa o estado atual dessa frente de trabalho de escavação numa determinada fase. Os pontos inicial e final desse gráfico de linhas correspondem aos volumes de

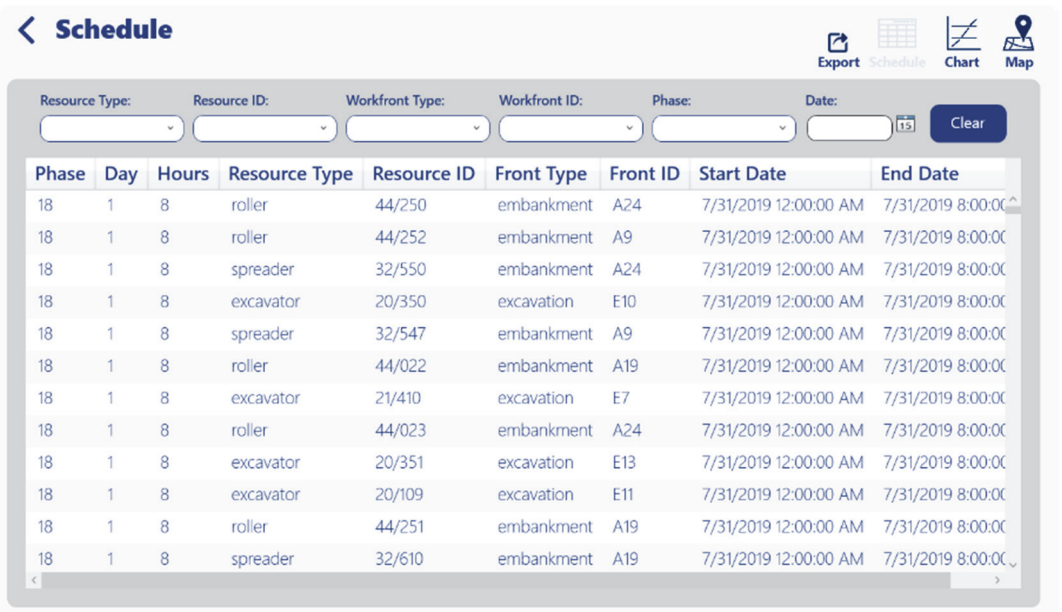


Fig. 5 – Print screen do sistema relativo à visualização da alocação correspondente à Solução 6 para a fase de obra 18 em formato de tabela.

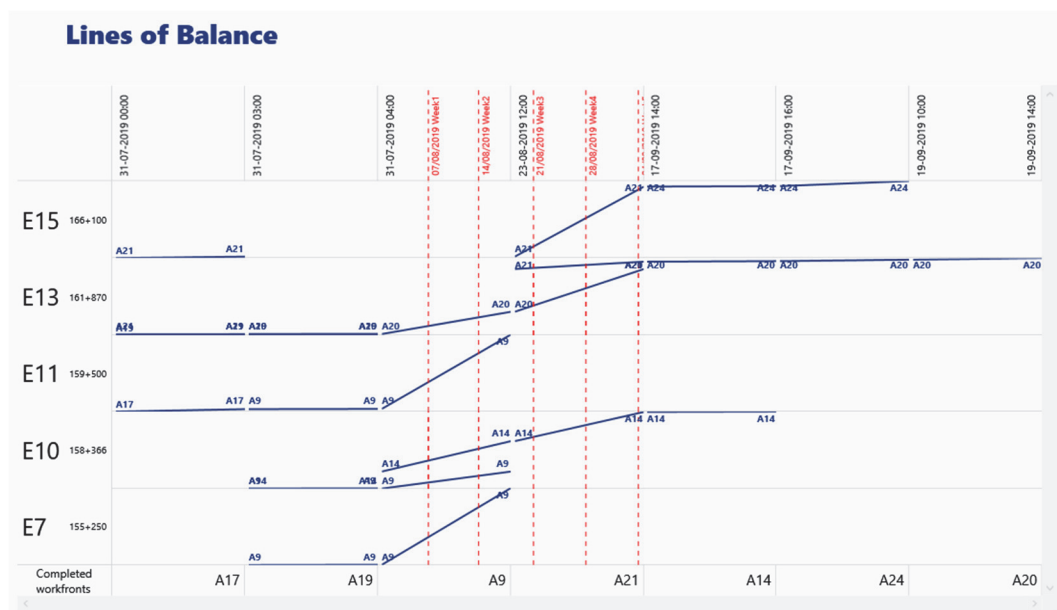


Fig. 6 – *Print screen* do sistema relativo à visualização da alocação correspondente à Solução 6 para a fase de obra 18 em formato de diagrama baseado em linhas de balanço.

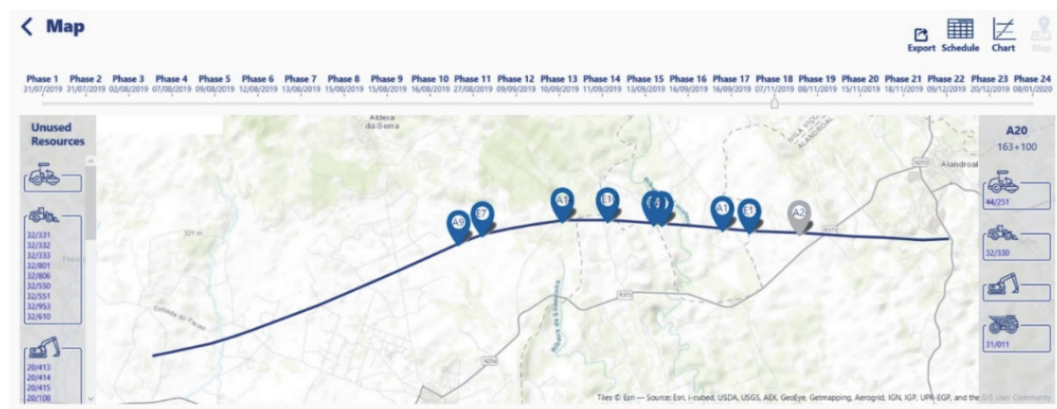


Fig. 7 – *Print screen* do sistema relativo à visualização da alocação correspondente à Solução 6 para a fase de obra 18 em formato de mapa.

material inicial e final dessa frente de trabalho de escavação nessa fase, enquanto o seu declive é função da produtividade da equipa ativa correspondente (i.e., quando maior o declive, maior a produtividade). Para cada escavação, a primeira e a última célula que contém um gráfico local começa em zero (todo o volume de material está disponível) e termina quando o gráfico de linha atinge o topo da célula (nenhum volume está disponível, uma vez que o volume restante de geomaterial na frente de escavação é nulo). Assim, é possível traçar a evolução do volume de escavação ao longo das fases até que nenhum volume de escavação esteja disponível. Em algumas

situações, a mesma frente de trabalho de escavação pode fornecer material para várias frentes de trabalho de aterro na mesma fase. Assim, e como cada frente de trabalho de aterro é representada por um gráfico de linhas, essa célula (que representa as frentes de trabalho de aterro que estão a ser abastecidas por essa frente de trabalho de escavação) tem várias linhas, sendo cada linha representativa da evolução do volume dessa frente de trabalho de escavação.

3.3 – Fase de construção

3.3.1 – Monitorização dos recursos ativos

Uma vez iniciado o processo de construção, e tendo sido garantidas as condições de transmissão de dados no estaleiro (plataforma de IoT), os dados dos equipamentos são recolhidos a partir dos sensores GPS instalados e transmitidos ao utilizador através do *dashboard*. Este último é personalizável, sendo que na Figura 8 estão demonstrados o somatório do volume total vs. restante de todas as frentes de trabalho, assim como a comparação entre as produtividades prevista vs. medida (pelo processamento dos dados de GPS) para cada frente de compactação. É importante referir que, à data da elaboração deste trabalho, não estavam ainda dados disponíveis relativamente ao processo de execução da obra, pelo que a presente Secção 3.3 corresponde a uma fase de construção simulada através de bases de dados dinâmicas apoiadas por um *script* de transmissão de dados sintéticos (i.e., os dados foram previamente gerados sinteticamente e são enviados para as bases de dados dinâmicas do sistema ao longo do tempo de modo a simular a entrada de dados de sensores ao segundo). Esta aquisição de dados dos equipamentos em tempo real é necessária para a utilização do módulo de construção do sistema, uma vez que o mesmo depende da capacidade de monitorizar e quantificar o número de ciclos realizados por cada camião ao longo do tempo, fornecendo assim uma estimativa da sua produtividade através do volume transportado. Como anteriormente mencionado, é também com base nestes dados que se torna possível calcular a

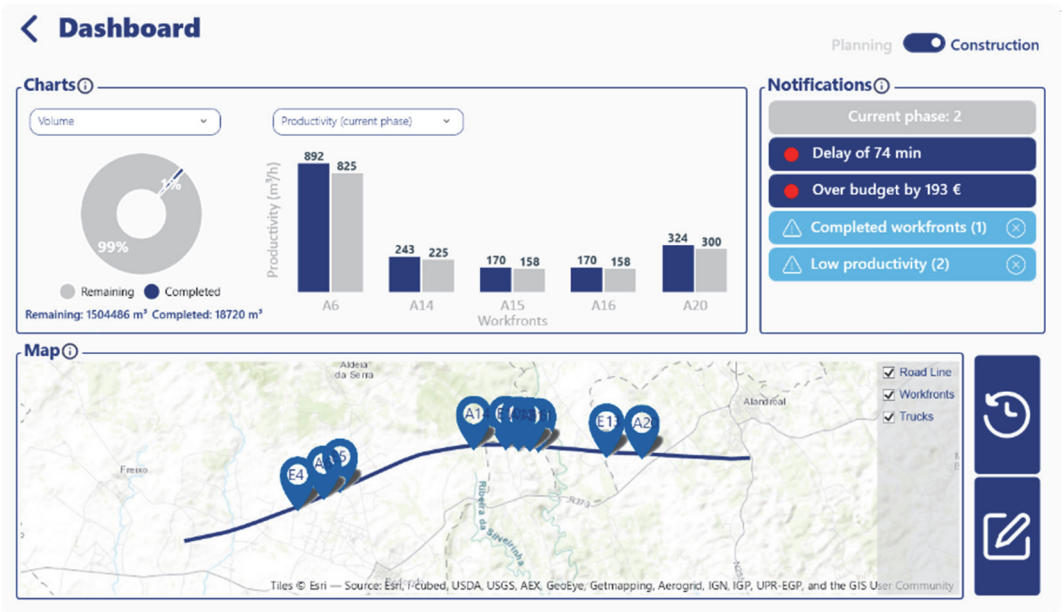


Fig. 8 – Print screen do sistema relativo ao *dashboard* correspondente à fase de execução do projeto (simulada)

produtividade das equipas de escavação às quais é atribuído o equipamento de transporte durante o ciclo de carga, bem como das equipas de compactação que recebem o material escavado.

O *dashboard* permite ainda aceder ao módulo de histórico e à função de edição manual das características do projeto. Esta última opção permite efetuar revisões ou ajustes ao planeamento atual, tais como a disponibilidade de equipamento (uma vez que alguns equipamentos podem a qualquer momento deixar de estar disponíveis devido a avaria), ou alterações relativas às frentes de trabalho (incluindo alterações aos tipos e/ou volumes de geomateriais disponíveis nas frentes de trabalho, uma vez que podem ser diferentes dos previstos nos estudos geotécnicos), ou a atualização da produtividade dos equipamentos no seguimento dos levantamentos topográficos mensais realizados em obra. Dependendo do tipo de edições às características do projeto realizadas, o sistema avalia o seu impacto no planeamento atual e recalcula os custos e duração em cada fase subsequente para as novas condições de trabalho, transmitindo ao utilizador esta informação em formato de relatório. Neste ponto, o utilizador tem a alternativa de continuar com o planeamento atual, aceitando as novas previsões de custos e duração, ou solicitar ao sistema uma re-otimização/re-alocação dos recursos para as fases restantes do projeto, como será detalhado com maior pormenor na Secção 3.3.2.

Como mencionado anteriormente, um tipo de edição que se prevê ser utilizado periodicamente (e.g., mensalmente) por parte de uma empresa de construção de obras de terraplenagem está relacionado com a retificação dos volumes atuais de escavação e aterros no seguimento do controlo topográfico periódico. Estas medições e correções são um procedimento comum nas obras de terraplenagem para o controlo da qualidade, a fim de avaliar o seu progresso e tentar mitigar desde logo qualquer potencial perturbação. Uma vez que é possível medir diretamente, por meio dos levantamentos topográficos, a quantidade de volume escavado na realidade, estes valores podem ser comparados com os estimados pelo sistema, que são calculados com base na capacidade de carga dos camiões alocados e respetivo número de ciclos. Assim, para retificar a diferença entre a média de material escavado transportado pelos camiões e a capacidade máxima assumida dos equipamentos de transporte, é atribuído à produtividade destes últimos um fator de eficiência, k (à semelhança do que se verifica no cálculo convencional da produtividade de equipamentos de escavação, espalhamento e compactação), que corresponde ao rácio entre o volume real de material escavado, resultante dos levantamentos topográficos, e o valor estimado pelo sistema através do número de ciclos e capacidade de cada camião. Neste caso foi realizada uma atualização desta natureza, na qual foram ajustados ligeiramente os volumes de escavação e aterro, para os quais o sistema calcula numa primeira fase os novos custos e durações para os novos volumes de material mantendo a solução de alocação atual. Na sequência da atualização destes aspetos, cabe ao utilizador decidir, com base num relatório apresentado pelo sistema correspondente ao efeito da atualização no custo e duração da obra (i.e., assumindo a alocação atualmente ativa), se deve prosseguir com a alocação atual ou re-otimizar e obter um novo conjunto de soluções ótimas para as novas condições de trabalho. Para o efeito deste caso de estudo, optou-se, nesta fase da simulação, por manter a alocação atual e dar continuidade aos trabalhos, sendo que na Secção 3.3.2 será demonstrado uma outra situação na qual se solicita ao sistema que providencie novas soluções por meio de re-otimização dos recursos para as fases de trabalho restantes.

3.3.2 – *Re-otimização dos recursos disponíveis*

Em qualquer construção, apesar de todo o planeamento e medidas de controlo de qualidade, podem ocorrer imprevistos que alterem significativamente as condições de trabalho das equipas ativas, sendo necessária uma nova avaliação da alocação de recursos de modo a garantir que os trabalhos continuam com eficiência máxima. Uma das situações imprevisíveis mais comuns nas obras de terraplenagens é a avaria do equipamento, que leva à impossibilidade de utilização do

mesmo. Outras alterações razoavelmente comuns prendem-se com a adição de novas frentes de trabalho (e.g., frentes de empréstimo) para apoiar ou completar um aterro em curso. Como descrito na secção anterior (Secção 3.3.1), é possível ao utilizador realizar este tipo de alterações ou ajustes a qualquer momento, sendo posteriormente confrontado com a decisão de re-otimizar os recursos disponíveis. É de notar que, em certos casos, as edições efetuadas às condições de trabalho são suficientes para tornar a solução de alocação de recursos original numa solução inviável. Um exemplo intuitivo de uma edição deste género pode verificar-se em casos em que a avaria de um equipamento deixa uma frente de trabalho supostamente ativa sem nenhum recurso a trabalhar (resultando num tempo de execução infinito para aquela frente de trabalho). O caso apresentado na Figura 9 é consistente com este tipo de situação, em que uma avaria no camião 75 deixou uma linha de produção sem capacidade de transporte de geomateriais entre as frentes de escavação e compactação correspondentes.

Seja nos casos, como o aqui simulado, em que a re-otimização é uma ação necessária para a continuação dos trabalhos, seja em casos em que a re-otimização é solicitada pelo utilizador para consultar um grupo de potenciais novas soluções que possam mitigar algum atraso, o algoritmo usado pelo sistema para os processos de re-otimização apresenta uma diferença essencial comparativamente ao algoritmo de otimização utilizado em fases de planeamento. De facto, apesar dos parâmetros de otimização serem os mesmos utilizados originalmente e de os mesmos objetivos de minimização (neste caso, custo e duração) serem tomados em conta, o algoritmo de re-otimização inclui sempre um objetivo de minimização adicional, denominado RAD (*Re-Allocation Disruption*). Como mencionado na Secção 2, a função deste terceiro objetivo de otimização é a minimização da disrupção introduzida nos trabalhos resultante da re-alocação dos equipamentos da sua frente atual para uma nova frente de trabalho. O RAD é sempre calculado em comparação a uma solução ativa anterior, sendo o seu valor obtido através da normalização da distância de deslocação do equipamento em causa entre a frente atual e a frente sugerida pela nova solução (em relação a uma distância mínima uniformizada, que neste caso se considerou 100m). Assim, um valor elevado de RAD pode significar que muitos recursos estão a ser realocados, ou alternativamente que alguns dos recursos que estão a ser realocados estão a mover-se a longas distâncias, o que pode significar um maior espaço de tempo em que estes equipamentos não só estão efetivamente inativos, como podem estar a causar obstáculos ao funcionamento normal dos restantes equipamentos. Deste modo, ao utilizar este objetivo de minimização adicional representado pelo RAD, o sistema é obrigado a procurar as soluções que transformem a alocação atual numa alocação ótima, mas que introduzam o mínimo possível de disrupção no desenvolvimento normal dos trabalhos. Por outras palavras, o sistema procura os ajustes mínimos que permitam converter a solução atual numa solução ótima.

Após o processo de re-otimização, as soluções de re-otimização obtidas, representadas na Figura 9, são avaliadas quanto aos objetivos de minimização originais (neste caso, custo e duração), com a adição de um terceiro valor correspondente ao RAD, que representaria um eixo adicional de valores num gráfico 3D para o caso representado. Durante o desenvolvimento deste módulo, verificou-se, porém, que uma representação 2D é mais eficaz para a análise e interpretação dos resultados por parte do utilizador, permitindo uma escolha informada de uma nova potencial solução de alocação para prosseguir os trabalhos. No caso de estudo aqui descrito, optou-se por escolher uma nova solução de re-otimização correspondente à solução 15. Note-se que, para efeitos de nomenclatura e de consulta de histórico, as novas soluções obtidas são designadas por "S6.X", sendo "S6" a solução anteriormente selecionada e o "X" correspondente à nova solução escolhida a partir do processo de re-otimização, tornando a sua leitura mais simples e clara, conforme apresentado na Figura 9. Neste caso, após a seleção da solução S6.15, com um valor de RAD de 34, os processos de terraplenagem prosseguiram de acordo com o planeamento desta solução, tal como representado na Figura 10.

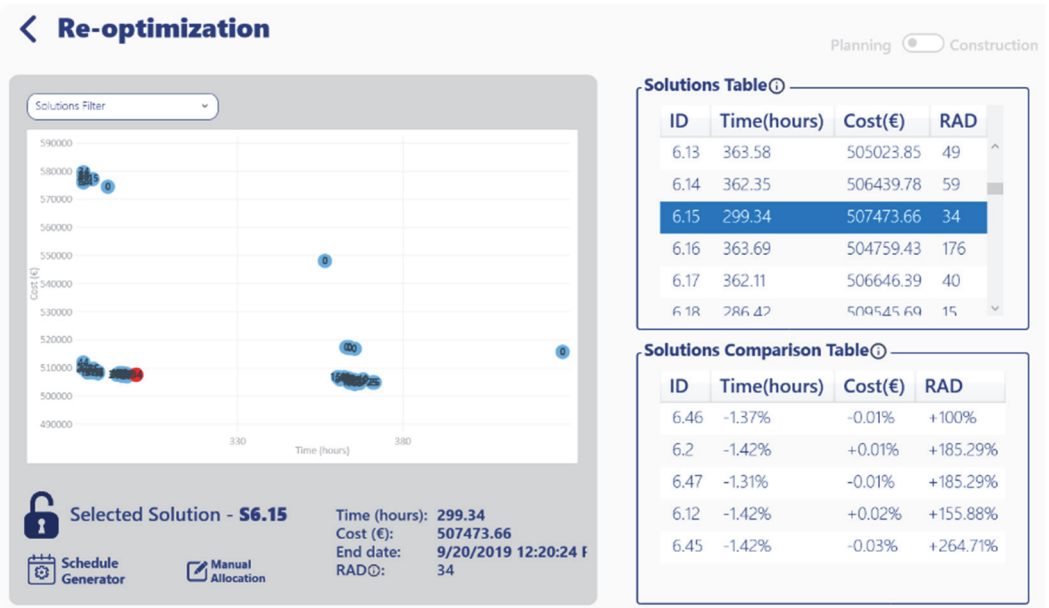


Fig. 9 – *Print screen* do sistema relativo à nova frente de Pareto como resultado da re-otimização de recursos, com seleção da Solução 6.15.

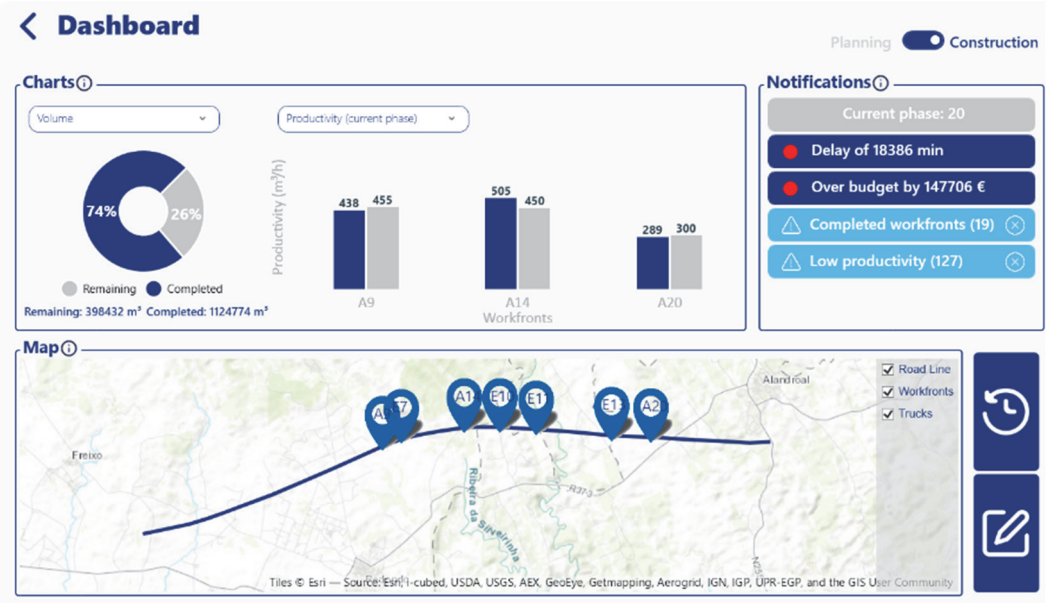


Fig. 10 – *Print screen* do sistema relativo ao estado atual do progresso dos trabalhos na fase de obra 20.

3.3.3 – Dados históricos

Quer seja durante uma obra ainda ativa, quer se pretenda aceder a dados de obras de terraplenagem passadas, o módulo de dados históricos apresenta a informação relevante de todos os projetos anteriores, nomeadamente soluções adotadas originalmente em fase de planeamento, notificações relevantes realizadas pelo sistema de monitorização e alarme e alterações de soluções como resultado de re-otimizações. Tal como se apresenta na Figura 11, é apresentada uma linha de tempo vertical com os marcos e edições de relevo e uma lista de notificações relevantes que tenham surgido ao longo da obra. Em cada pedido de re-otimização em que o utilizador selecionou uma nova solução é possível aceder ao planeamento detalhado tanto das soluções anteriores como das seguintes/da atual. No que diz respeito à lista de notificações, esta fornece em detalhe toda a informação relativa a cada camião e condições de produtividade. Esta informação pode ser utilizada noutro tipo de análises, tais como auditorias, análises estatísticas ou técnicas de inteligência artificial ou *machine learning*, capazes de obter novas informações e/ou padrões interessantes a partir destes dados para estudos futuros.



Fig. 11 – Dados históricos em formato de tabela

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O foco deste trabalho foi a exploração das vantagens de uma plataforma *digital twin* para a monitorização e otimização de processos de terraplenagens. Os objetivos foram conseguidos por meio da integração de ferramentas de IoT e de otimização, que permitem uma monitorização contínua e em tempo real das equipas de produção, levando a um apoio global à gestão e à tomada de decisão em obra de terraplenagem. Por um lado, as técnicas de otimização podem ser utilizadas durante a fase de planeamento para tentar otimizar a alocação de recursos ao longo do projeto de construção, minimizando aspetos tais como o custo e a duração, com base em dados de produtividade e custos estimados. Por outro lado, no seguimento do início da fase de execução, a

implementação de uma plataforma IoT permite monitorizar e adaptar a solução de alocação adotada na fase de projeto a novas condições imprevisíveis durante a fase de construção em tempo real.

A metodologia proposta foi simulada para um caso de estudo referente a dados reais de uma obra de terraplenagem. De facto, por consequência de limitações referentes à disponibilidade de dados do caso de estudo em questão, as fases de execução do projeto foram simuladas fazendo recurso a bases de dados dinâmicas e dados gerados sinteticamente. Não obstante, a simulação demonstrou o potencial destas tecnologias para a gestão dos trabalhos, levando a cabo a monitorização de equipamentos com recurso a sensores GPS e a técnicas de *geo-fencing*, assim como a sugestão de alterações às soluções de alocações de modo a mitigar possíveis atrasos e a garantir o progresso dos trabalhos em condições ótimas. Salienta-se que foi possível obter um plano de planeamento global para todas as fases do projeto de terraplenagem, e que o mesmo foi re-otimizado como resposta a um evento imprevisível de avaria de equipamentos (simulado). Um outro fator de inovação está na metodologia proposta para re-otimização, na qual não só se pretende manter a atividade dos equipamentos ativos o mais próximo possível da ótima, mas também se considera a perturbação induzida pela afetação do equipamento, dos custos e do tempo relacionados através da introdução de um objetivo de otimização adicional (RAD).

É de notar que, embora o sistema seja especificamente concebido para a construção de terraplenagens, também pode ser aplicado a outros tipos de construção, em especial aqueles que se apoiem fortemente em linhas de produção mecanizadas, entre as quais se pode destacar a construção de estradas, vias férreas, a manutenção e reabilitação de pavimentos, a construção de barragens e a construção de túneis. Assim, a metodologia proposta apresenta-se como uma ferramenta importante para melhorar a indústria da construção através da digitalização, acompanhando as atuais tendências da Construção 4.0 e da sustentabilidade na construção. O trabalho futuro centrar-se-á no desenvolvimento da estrutura IoT e na implementação da sensorização de equipamentos num projeto real de construção ferroviária de grande escala em curso, a fim de testar a estrutura *digital twin* desenvolvida num cenário real de construção.

5 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT / MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da unidade de I&D Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), com referência UIDB / 04029/2020, e do Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE, com referência LA/P/0112/2020. Este trabalho tem também o cofinanciamento do PRR – Plano de Recuperação e Resiliência e União Europeia – www.recuperarportugal.gov.pt (PRR - Investimento RE-C05-i02: Missão Interface - CoLAB).

6 – REFERÊNCIAS

- Deb, K.; Pratap, A.; Agarwal, S.; Meyarivan, T. (2002). *A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II*. IEEE Trans Evol Comput, 6, pp. 182–197.
<https://doi.org/10.1109/4235.996017>
- Gomes Correia, A.; Cortez, P.; Tinoco, J.; Marques, R. (2013). *Artificial Intelligence Applications in Transportation Geotechnics*. Geotechnical and Geological Engineering, 31(3), pp. 861–879.
<https://doi.org/10.1007/s10706-012-9585-3>
- Gomes Correia, A.; Magnan, J.P. (2012). *Trends and challenges in earthworks for transportation infrastructures*. Adv Transp Geotechns, 2 (Eds: Miura S, Ishikawa T, Yoshida N, Hisari Y, Abe N), pp. 1–12. Londres, CRC Press.

- Jassim, H.S.H.; Lu, W.; Olofsson, T. (2017). *Predicting Energy Consumption and CO₂ Emissions of Excavators in Earthwork Operations: An Artificial Neural Network Model*. Sustainability, 9, pp. 1257. <https://doi.org/10.3390/su9071257>
- Kassem, M.; Mahamedi, E.; Rogage, K.; Duffy, K.; Huntingdon, J. (2021). *Measuring and benchmarking the productivity of excavators in infrastructure projects: A deep neural network approach*. Automation in Construction, 124(January), pp. 103532. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103532>
- Lee, S.; Park, S.; Seo, J. (2018). *Utilization analysis methodology for fleet telematics of heavy earthwork equipment*. Automation in Construction, 92, pp. 59–67. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.02.035>
- Liu, Y.; You, K.; Jiang, Y.; Wu, Z.; Liu, Z.; Peng, G.; Zhou, C. (2022). *Multi-objective optimal scheduling of automated construction equipment using non-dominated sorting genetic algorithm (NSGA-III)*. Automation in Construction, 143, pp. 104587. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104587>
- Marques, R.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2008). *Data Mining Applied to Compaction of Geomaterials*. Eight Int. Conf. Bear. Capacit. Roads, Railw. Airfields (Eds: Tutumluer, E.; Al-Qad, I.L.), 1, pp. 597-605. Londres, Taylor & Francis Group.
- Mersmann, O.; Trautmann, H.; Steuer, D. (2014). Package "mco": Multiple Criteria Optimization Algorithms and Related Functions. R package version.
- Montaser, A.; Moselhi, O. (2014). *Truck + for Earthmoving Operations*. Journal of Information Technology in Construction, 19, pp. 412–433.
- Nassar, K.; Hosny, O. (2012). *Solving the Least-Cost Route Cut and Fill Sequencing Problem Using Particle Swarm*. Journal of Construction Engineering and Management, 138 (8) , pp. 931–942. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0000512](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0000512)
- Parente, M.; Gomes Correia, A. (2013). *Compaction Management: Results of a Demonstration Project*. Advanced Materials Research, 779, pp. 1697-1700. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.779-780.1697>
- Parente, M.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2014). *Artificial Neural Networks Applied to an Earthwork Construction Database*. 2nd International Conference on Information Technology in Geo-Engineering (ICITG 2014), Durham, UK.
- Parente, M.; Cortez, P.; Gomes Correia, A. (2015). *An evolutionary multi-objective optimization system for earthworks*. Expert Systems With Applications, 42 (19), pp. 6674-6685. <https://doi.org/10.1016/j.eswa.2015.04.051>
- Parente, M.; Gomes Correia, A.; Cortez, P. (2016). *Metaheuristics, data mining and geographic information systems for earthworks equipment allocation*. Advances in Transportation Geotechnics III, 143, pp. 506-513. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.064>
- Parente, M.; Gomes Correia, A.; Figueira, G.; Mehra, A. (2018). *Towards improving earthworks production from an Industry 4.0 perspective: the role of remote information technologies and dynamic optimization techniques*. Proceedings of 7th Transport Research Arena (TRA 2018), Vienna, Austria. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1491368>
- Parente, M.; Figueira, G.; Amorim, P.; Marques, A. (2020). *Production scheduling in the context of Industry 4.0: review and trends*. International Journal of Production Research, 58 (17), pp. 5401-5431. <https://doi.org/10.1080/00207543.2020.1718794>

- Pereira, G.; Parente, M.; Moutinho, J.; Sampaio, M. (2021). *Fuel Consumption Prediction for Construction Trucks: A Noninvasive Approach Using Dedicated Sensors and Machine Learning*. *Infrastructures*, 6 (11), pp. 157. <https://doi.org/10.3390/infrastructures6110157>
- Salem, A.; Moselhi, O. (2020). *AI-Based Cloud Computing Application for Smart Earthmoving Operations*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 48 (3), pp. 312-327. <https://doi.org/10.1139/cjce-2019-0681>
- SETRA; LCPC (2000) *Guide des Terrassements Routiers – Réalisation des Semblais et des Couches de Forme*. Guia técnico.
- Silva, R.; Parente, M.; Neves, J. (2023). *Machine learning for the analysis of equipment sensor data in road construction projects*. Aceite na 4th International Society for Intelligent Construction (ISIC 2024), Orlando, USA.
- You, K.; Ding, L.; Zhou, C.; Dou, Q.; Wang, X.; Hu, B. (2021). *5G-based earthwork monitoring system for an unmanned bulldozer*. *Automation in Construction*, 131, pp. 103891. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103891>

NOTA TÉCNICA
TECHNICAL NOTE



NOTA SOBRE O CÁLCULO DE IMPULSOS ACTIVOS SÍSMICOS

A note on determining seismic active earth pressures

Nuno Guerra^a

^a UNIC, Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal

RESUMO – Para muros de suporte gravidade suportando aterros sem coesão, analisa-se uma limitação da validade dos métodos de Coulomb e Mononobe-Okabe para calcular impulsos activos estáticos e sísmicos determinados através de forças estáticas equivalentes. Mostra-se que para inclinações do tardo dos muros de suporte superiores a dado valor, esses métodos clássicos não são válidos, formando-se um mecanismo diferente do considerado naqueles métodos. Apresenta-se uma metodologia simples para determinar os impulsos de terra activos em função da inclinação do tardo da estrutura de suporte.

ABSTRACT – For gravity retaining walls supporting cohesionless backfill, a limitation of the validity of Coulomb and Mononobe-Okabe methods for determining static and seismic static-equivalent active earth thrusts, is analysed. It is shown that beyond a certain inclination of the back of the retaining walls, those classic methods are not valid. In these cases a mechanism different from the one of the classical methods is formed. A simple methodology to determine the active earth thrusts depending on the inclination of the back of the retaining wall is presented.

Palavras Chave – impulsos activos, impulsos sísmicos, equilíbrio limite.

Keywords – active earth pressures, seismic earth pressures, limit equilibrium.

1 – INTRODUÇÃO

A determinação de impulsos activos e passivos é um problema clássico da mecânica dos solos que continua a ser abordado em estudos recentes focando diferentes questões, como acções sísmicas (Kim et al., 2010; Santana et al., 2013) e efeitos de percolação (Barros e Santos, 2012), usando diferentes técnicas, como métodos numéricos elastoplásticos (Loukidis e Salgado, 2012), análise limite (Yang, 2007; Antão et al., 2011, 2016) e equilíbrio limite (Xingao e Weining, 2010).

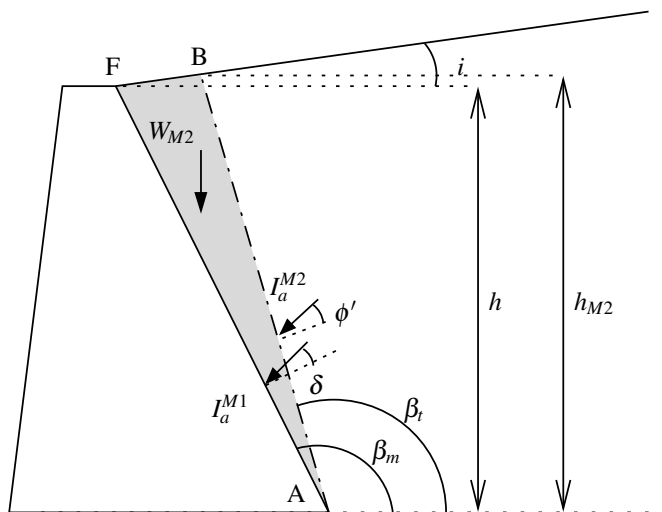
Apesar dessas contribuições, o método clássico de equilíbrio limite de Coulomb (1776) e o método dele derivado de Mononobe-Okabe, que considera os efeitos sísmicos através de uma análise estática equivalente (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1926), estão entre os métodos mais comumente usados para avaliar impulsos activos em solos sem coesão em condições drenadas, tendo alguns melhoramentos sido propostos, particularmente para cargas sísmicas muito grandes (Koseki et al., 1998; Watanabe et al., 2011).

Os impulsos activos são de interesse para o projecto de estruturas de suporte de diversos tipos e materiais, seja para suporte de aterros ou para suporte de escavações, e vários casos de mau de-

E-mail: nguerra@fct.unl.pt

ORCID: orcid.org/0000-0001-8380-9902

Este trabalho pretende esclarecer uma limitação dos métodos originais de Coulomb e Mononobe-Okabe relacionada com a inclinação do tardo da estrutura de suporte e mostrar como superar essa limitação. Mostra-se que para inclinações do tardo β_m (Figura 1) maiores que um certo valor crítico, β_c , os métodos de Coulomb e Mononobe-Okabe deixam de dar boas aproximações dos impulsos activos, porque os mecanismos que esses métodos assumem não estão próximos dos mecanismos reais em tais casos. Para esses casos, propõe-se um procedimento modificado.



2 – COLOCAÇÃO DO PROBLEMA

O impulso activo determinado através do método clássico de Coulomb (Método 1, neste trabalho) é representado como I_a^{M1} , na Figura 1. Esta força actua na direcção que forma um ângulo δ com a normal ao tardoz, onde δ é o ângulo de atrito solo-estrutura. O impulso pode ser determinado através de:

onde γ é o peso volúmico do solo, h é a altura do tardo da estrutura de suporte e K_a^{M1} é o coeficiente de impulso activo determinado pelo método de Coulomb. O coeficiente de impulso activo, K_a^{M1} , pode, portanto, ser considerado igual a K_a^{M-B} , determinado pela equação obtida por Müller-Breslau (1906):

68 ISSN 0379-9522; e-ISSN 2184-8394 – Geotecnia nº 159 – novembro/noviembre/november 2023 – pp. 67-80
https://doi.org/10.14195/2184-8394_159_4 – © 2023 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte do solo, β é, neste caso, igual a β_m (o ângulo que o tardoz faz com o plano horizontal, conforme mostrado na Figura 1), i é o ângulo que a superfície do solo suportado faz com o plano horizontal e δ tem o significado descrito anteriormente.

Como se referiu, as acções sísmicas são frequentemente consideradas usando o método de Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe e Matsuo, 1926), que é derivado do de Coulomb. Neste método, a acção sísmica é substituída por um carregamento estático equivalente através dos coeficientes sísmicos k_h e k_v (na direcção horizontal e vertical, respectivamente) e o ângulo θ é determinado através de:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (3)$$

Neste caso, I_a^{M1} é o impulso activo sísmico, dado por:

$$I_a^{M1} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_a^{M1} \gamma h^2 \quad (4)$$

onde K_a^{M1} é, nesta situação, determinado usando a equação de Mononobe-Okabe para o coeficiente de impulsos activo sísmico e, portanto, é igual a K_a^{M-O} com, novamente, $\beta = \beta_m$:

$$K_a^{M-O} = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \sin (\beta + \theta - \phi')}{\sqrt{\sin (\beta + \theta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta) \sin (\phi' - i - \theta)}{\sin (\beta - i)}}} \right]^2 \quad (5)$$

Tudo isto é bem conhecido e corresponde à solução clássica do problema.

A solução do problema da determinação de impulsos activos em muros de suporte “em L”, como o representado na Figura 2, também é conhecida. Várias contribuições importantes foram feitas para este assunto (Barghouthi, 1990; Greco, 1992, 1999; Loureiro et al., 2014). Sob carregamento estático, estas contribuições podem ser resumidas da seguinte forma, se a altura da base do muro, AA' , puder ser considerada pequena e a se sua largura for suficientemente elevada:

- a) as condições de mobilização do impulso activo levam à formação de uma cunha de solo ABC (Figura 2), em que AB faz um ângulo β_t com a horizontal, sendo β_t dado por (Barghouthi, 1990; Greco, 1999):

$$\beta_t = 135^\circ - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2} \left(\arcsen \frac{\sin i}{\sin \phi'} - i \right) \quad (6)$$

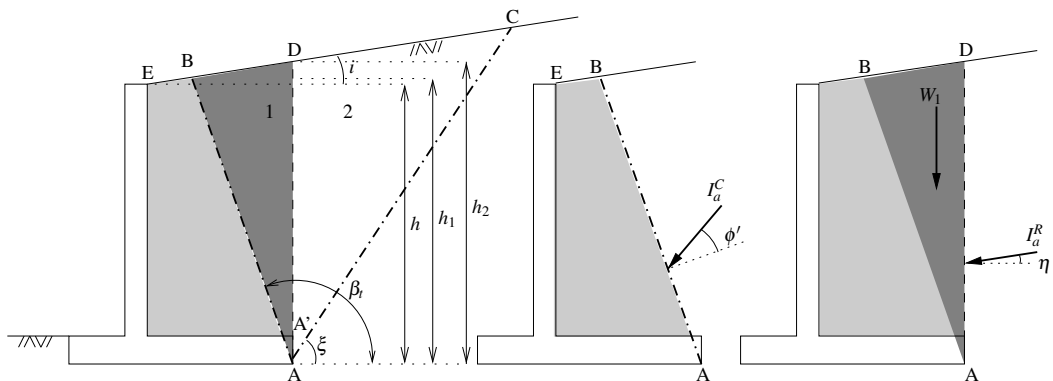


Fig. 2 – Acções sobre estruturas de suporte “em L”.

- b) isso significa que, formando-se a superfície AB no solo, tudo à esquerda desta superfície pode ser considerado como parte da estrutura de suporte, à qual o impulso activo de Coulomb, I_a^C , é aplicado;
- c) o impulso activo I_a^C pode ser determinado usando o coeficiente de impulso de Müller-Breslau (equação 2), com $\beta = \beta_t$ e $\delta = \phi'$;
- d) o que foi descrito acima poderia ser utilizado directamente no projecto dessas estruturas; no entanto, se uma linha vertical AD for considerada (Figura 2), foi mostrado que a força I_a^C é igual à soma vectorial de duas outras: o peso da cunha ABD , W_1 , e o impulso activo I_a^R aplicado a AD e determinado usando o método de Rankine (1857), na sua extensão para solo com superfície inclinada, podendo o coeficiente de impulso activo K_a^R ser calculado através de:

$$K_a^R = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi'}} \cos i \quad (7)$$

Isto significa que um procedimento equivalente e mais simples é considerar as forças W_1 e I_a^R em vez do impulso I_a^C ; naturalmente, neste caso o peso W_1 não necessita de ser determinado explicitamente, pois estará incluído no peso do solo acima da base do muro, à esquerda de AD ; como I_a^R é determinado pelo método Rankine, esta força é paralela à superfície do solo, e assim $\eta = i$;

- e) este procedimento simplificado é exacto quando a base da estrutura de suporte é suficientemente larga e, portanto, AB intersecta a superfície do solo, e é uma boa aproximação para casos onde AB intersecta o muro (e neste caso a equação 6 deixa de ser válida).

Vários autores analisaram o mesmo problema considerando os efeitos sísmicos como carregamento estático equivalente (Greco, 2001; Evangelista et al., 2010; Kloukinas e Mylonakis, 2011). As suas conclusões podem ser resumidas da seguinte forma:

- a) o ângulo β_t é:

$$\beta_t = 135^\circ - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2} \left(\arcsen \frac{\sen(i + \theta)}{\sen \phi'} - i + \theta \right) \quad (8)$$

- b) o impulso activo sísmico é aplicado em AB ;
- c) o impulso activo sísmico pode ser determinado usando o coeficiente de impulso activo de Mononobe-Okabe (equação 5) com β igual a β_t dado pela equação 8 e $\delta = \phi'$;
- d) o impulso activo sísmico pode também ser determinado através da soma vectorial de $(1 \pm k_v)W_1$, $k_h W_1$ e de um impulso activo I_a^R aplicado em AD , determinado usando um coeficiente de impulso sísmico, K_a^{K-M} , obtido por Kloukinas e Mylonakis (2011), igual a:

$$K_a^{K-M} = \frac{\cos i \cos(i + \theta) \left[1 - \sen \phi' \cos \left(\arcsen \frac{\sen(i + \theta)}{\sen \phi'} - i + \theta \right) \right]}{\cos \eta \cos \theta \left[1 + \sen \phi' \cos \left(\arcsen \frac{\sen(i + \theta)}{\sen \phi'} + i + \theta \right) \right]} \quad (9)$$

onde η é dado por:

$$\eta = \arctg \left[\frac{\sin \phi' \sin \left(\arcsen \frac{\sin(i + \theta)}{\sin \phi'} - i + \theta \right)}{1 - \sin \phi' \cos \left(\arcsen \frac{\sin(i + \theta)}{\sin \phi'} - i + \theta \right)} \right] \quad (10)$$

Os resultados apresentados acima levantam a seguinte questão: numa estrutura de suporte “em L” forma-se a superfície AB (seja em condições estáticas ou sísmicas; Figura 2); será que tal superfície também se forma numa estrutura de suporte do tipo gravidade com inclinação do paramento, β_m (Figura 1), maior que um determinado ângulo crítico β_c ?

3 – ANÁLISE DO PROBLEMA

Para diferentes valores de ϕ' , δ e i , determinam-se, no presente trabalho, as acções nas estruturas de suporte gravidade usando três métodos para uma ampla gama de valores da inclinação do tardo, β_m . Os métodos, que serão descritos em seguida, são comparados entre si através da relação entre as componentes horizontal e vertical da acção, seguindo o concluído por Greco (1999), que estabeleceu que as acções são tanto mais adversas à estrutura quando maior a referida relação.

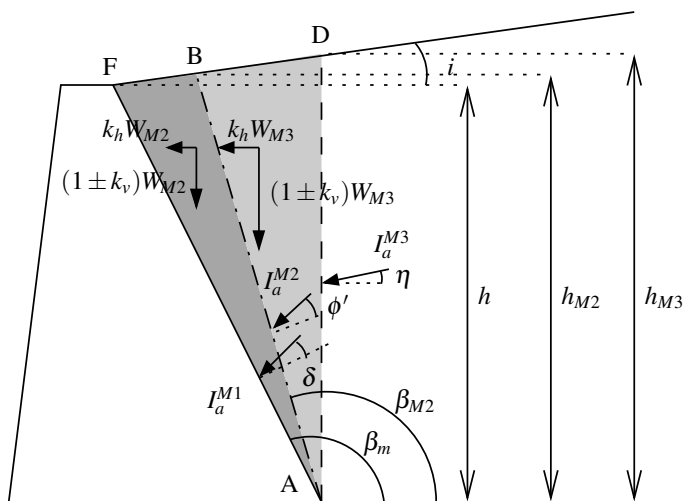


Fig. 3 – Forças envolvidas nos Métodos 1, 2 e 3.

Os três métodos estão esquematizados na Figura 3 e são descritos em seguida:

- Método 1 (M1): trata-se do método tradicional de Coulomb - Müller-Breslau (ou Mononobe-Okabe, sob acções sísmicas) (C-MO). O impulso activo, I_a^{M1} , é determinado directamente no tardo AF usando os coeficientes de impulso activo das equações 2 e 5, para condições estáticas e sísmicas, respectivamente, usando $\beta = \beta_m$.
- Método 2 (M2): considera a possibilidade de formação de uma superfície AB ; uma ampla gama de valores de $\beta_m < \beta_m$ é considerada e a acção resultante na estrutura de suporte é a soma do impulso activo em AB , I_a^{M2} , com o peso, W_{M2} , da cunha ABF (e incluindo as forças estáticas

equivalentes $k_h W_{M2}$ e $\pm k_v W_{M2}$, sob acções sísmicas). O impulso activo I_a^{M2} é determinado usando os coeficientes de impulso activo das equações 2 e 5, como no Método 1, mas com $\delta = \phi'$ e $\beta = \beta_{M2}$. O resultado final do Método 2 é aquele obtido a partir do valor de β_{M2} para o qual esta acção resultante é mais adversa, ou seja, para o qual a razão entre as componentes horizontal e vertical da resultante assume o maior valor (Greco, 1999). O Método 2 é, portanto, baseado numa modificação dos métodos de Coulomb - Müller-Breslau e de Mononobe-Okabe (C-MO modificado).

- c) Método 3 (M3): trata-se do método de Rankine (e a variação deste baseada em Kloukinas e Mylonakis (2011), para condições sísmicas (R-KM)). O impulso activo, I_a^{M3} , é determinado em AD usando os coeficientes de impulso activo obtidos das equações 7 e 9. A acção resultante é a soma do impulso activo em AD , I_a^{M3} , com o peso, W_{M3} , da cunha ADF (e incluindo as forças estáticas equivalentes $k_h W_{M3}$ e $\pm k_v W_{M3}$, sob acções sísmicas). Claro, o Método 3 só pode ser aplicado se $\beta_m \geq 90^\circ$.

4 – APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

4.1 – Condições estáticas

Analisa-se um caso de estudo sob condições estáticas ($\theta = 0$) usando os três métodos descritos na secção anterior. São utilizados os seguintes parâmetros: $\phi' = 30^\circ$; $\delta = 25^\circ$ e $i = 5^\circ$. O ângulo β_m é considerado numa gama ampla de valores e a Figura 4 apresenta a razão entre a resultante horizontal e a vertical aplicadas na estrutura, $\Delta H / \Delta V$, em função de β_m .

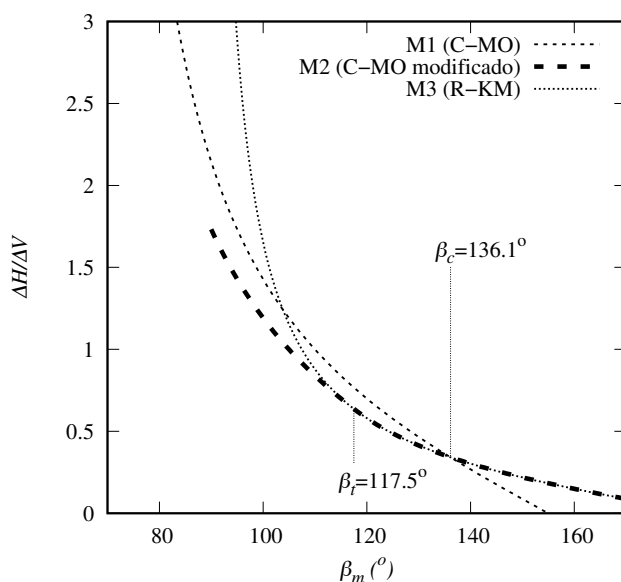


Fig. 4 – Relação entre as resultantes horizontal e vertical aplicadas sob condições estáticas na estrutura de suporte, para os três métodos, em função de β_m , para o caso $\phi' = 30^\circ$, $\delta = 25^\circ$ e $i = 5^\circ$.

Comparando os resultados obtidos nos Métodos 1 e 2 para este caso de estudo, pode-se observar que para a maioria dos valores de β_m (menores do que um certo valor crítico β_c , igual a 136.1°), o Método 1 fornece valores maiores de $\Delta H / \Delta V$, o que significa que o Método 1 deve ser o adoptado, no

espírito de um método de equilíbrio limite. Isto era esperado, uma vez que o Método 1 corresponde à aplicação do método clássico de Coulomb para determinar impulsos activos.

No entanto, para estruturas com tardoz muito inclinado (β_m maiores que 136.1°), o Método 2 fornece razões $\Delta H/\Delta V$ maiores, o que significa, novamente no espírito dos métodos de equilíbrio limite, que deve ser este último o resultado escolhido. Além disso, foi demonstrado (Collins, 1973) que o método de Coulomb, embora baseado no equilíbrio limite, fornece uma solução equivalente a um método suportado no teorema cinemático da análise limite usando o mesmo mecanismo. E o mesmo pode ser dito do Método 2, o que também significa que o resultado do Método 2, que é maior, corresponde a uma solução melhor, pois está mais próxima da solução exacta do problema. E como a diferença entre a proporção $\Delta H/\Delta V$ é significativa, isso também significa que o Método 1 se torna bastante inseguro para $\beta_m > \beta_c$.

Este exemplo mostra que a resposta à questão apresentada na secção 2 é positiva.

Os resultados do Método 3 são exactamente iguais aos do Método 2 para β_m maiores ou iguais a β_t (equação 6, neste caso igual a 117.5°), o que é esperado, uma vez que é comumente aplicado ao caso de muros “em L”. Mas o resultado relevante aqui é que os Métodos 2 e 3 fornecem os mesmos resultados para $\beta_m \geq \beta_c$. Fornecendo o Método 2 uma solução do teorema cinemático e sendo o Método 3 uma solução do teorema estático, a igualdade dos resultados significa que ambos fornecem a solução exacta.

A figura 5 apresenta os mecanismos associados ao método crítico (M1 ou M2) para cinco valores diferentes de β_m . Até que β_m atinja β_c , neste caso igual a 136.1° , o método clássico de Coulomb é crítico, como pode ser visto nas Figuras 5(a) a (c). Se β_m for maior que β_c , o Método 2 torna-se o crítico, e pode ver-se uma mudança dramática no mecanismo (Figuras 5(c) e (d)). Para valores maiores de β_m (Figura 5(e)) a inclinação das superfícies torna-se constante.

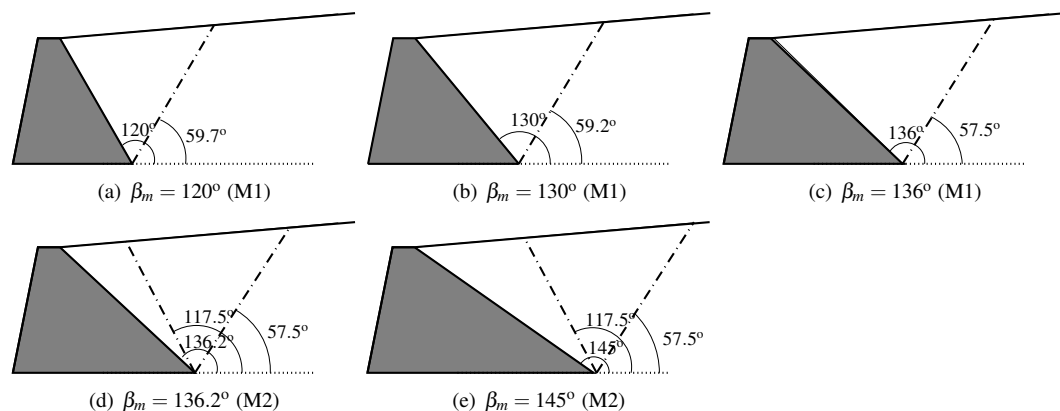


Fig. 5 – Caso de estudo com $\phi' = 30^\circ$, $\delta = 25^\circ$ e $i = 5^\circ$; impulso activo sob condições estáticas: mecanismos associados ao método crítico (M1 ou M2) para diferentes valores de inclinação do tardoz da estrutura de suporte.

4.2 – Condições sísmicas

Os três métodos são também aplicados ao mesmo caso de estudo com os mesmos parâmetros ($\phi' = 30^\circ$, $\delta = 25^\circ$ e $i = 5^\circ$) e considerando a acção sísmica através de um carregamento estático equivalente, assumindo neste caso $\theta = 10^\circ$.

Os resultados são apresentados na Figura 6 e podem fazer-se observações semelhantes às anteriormente apresentadas para o caso estático: o Método 1 fornece resultados mais altos de $\Delta H/\Delta V$ do que o Método 2 para uma ampla gama de β_m , o que significa que a solução do Método 1 é me-

lhora (mais próxima da solução exacta), mas após um certo valor crítico de β_m , igual neste caso a 120.6° , ocorre o oposto. Além disso, o Método 3 fornece os mesmos resultados que o Método 2 para $\beta_m \geq \beta_t = 101.9^\circ$.

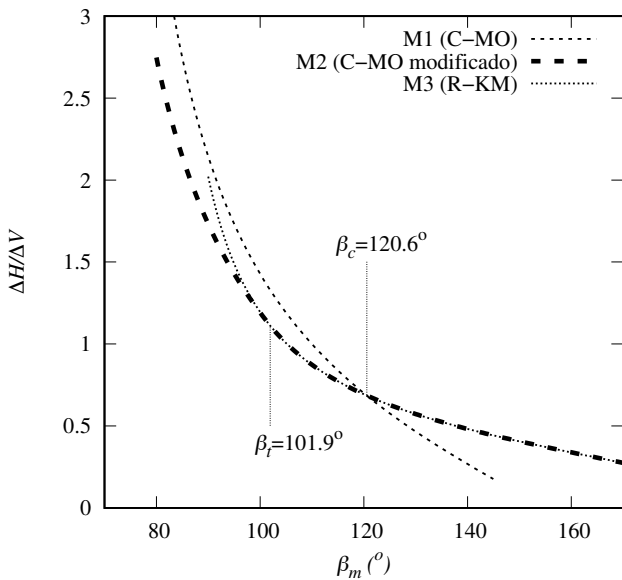


Fig. 6 – Relação entre as resultantes horizontal e vertical aplicadas na estrutura de suporte, para os três métodos, em função de β_m , para o caso $\phi' = 30^\circ$, $\delta = 25^\circ$, $i = 5^\circ$ e $\theta = 10^\circ$.

4.3 – Observações

Os resultados dos dois casos de estudo apresentados ($\theta = 0$ e 10°) mostram que para estruturas suporte com tardoza muito inclinada (β_m de 136.1 e 120.6°), o Método 1 não é válido. Poderá afirmar-se que tais valores de β_m não são frequentemente utilizados na prática, mas na verdade o valor crítico da inclinação do tardoza depende de vários factores. Por exemplo, se uma acção sísmica elevada for considerada — $\theta = 20^\circ$, por exemplo — o valor crítico β_c é consideravelmente reduzido (para 102.3°), como pode ser visto na Figura 7, onde os resultados obtidos nos dois estudos de caso anteriores são comparados com aquele com $\theta = 20^\circ$. A inclinação crítica do tardoza, β_c , também depende dos ângulos ϕ' , δ e i , como se analisa em seguida.

É interessante notar que todos os casos correspondem aos mesmos resultados de $\Delta H/\Delta V$ para o Método 1, já que a inclinação do impulso activo depende apenas de β_m e de δ .

5 – DETERMINAÇÃO DA INCLINAÇÃO CRÍTICA DO TARDOZ, β_c

Os exemplos apresentados na secção anterior mostram que há uma inclinação crítica do tardoza, β_c , para a qual o Método 1 (o usual método de Coulomb - Müller-Breslau / Mononobe-Okabe) deixa de ser válido e esta inclinação crítica foi determinada usando o método de equilíbrio limite.

Este procedimento foi aplicado para outros casos, utilizando valores diferentes de ϕ' (de 10 a 45°), e das relações δ/ϕ' , i/ϕ' e θ/ϕ' , todas entre 0 e 1 , mas também garantindo que $(i + \theta)/\phi'$ seja menor ou igual a 1 . Assim, para todos esses casos, aplicaram-se os Métodos 1 e 2 e o valor de β_m para o qual o Método 2 fornece razões $\Delta H/\Delta V$ mais altas (o valor crítico β_c) foi determinado.

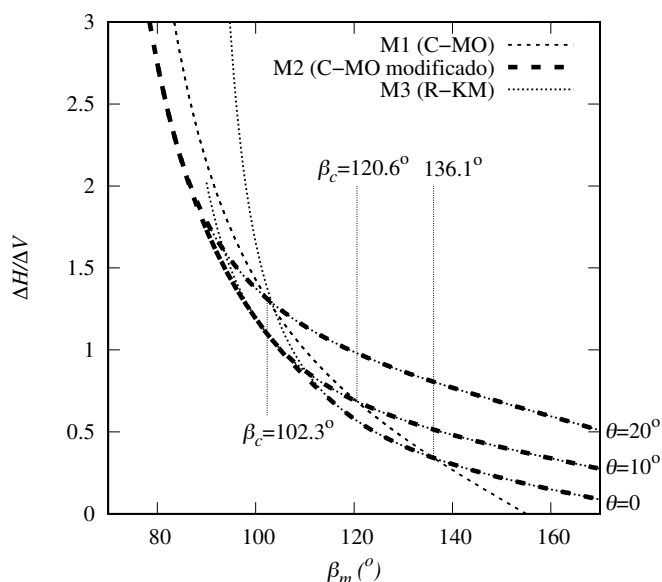


Fig. 7 – Relação entre as resultantes horizontal e vertical aplicadas na estrutura de suporte, para os três métodos, em função de β_m , para o caso $\phi' = 30^\circ$, $\delta = 20^\circ$, $i = 5^\circ$: comparação entre os resultados obtidos para $\theta = 0^\circ$, 10° e 20° .

Verificou-se que uma forma conveniente de mostrar esses resultados é através da representação de $\beta_c + \theta$ em função de $(i + \theta)/\phi'$, para diferentes ϕ' e δ/ϕ' . Isso é mostrado na Figura 8, onde os pontos do gráfico representam os resultados obtidos usando este procedimento.

A análise destes resultados mostra que a inclinação crítica do tardoz, β_c , é menor para maiores ϕ' , δ , i e θ . Como se pode verificar na Figura 8, essas inclinações críticas do tardoz são, em muitas circunstâncias, valores que correspondem a casos práticos, pelo que esta questão deve ser tida em conta no dimensionamento de estruturas de suporte.

A Figura 8 também mostra que os resultados determinados usando o método de equilíbrio limite são descritos com precisão pela seguinte equação:

$$\beta_c + \theta = 180^\circ - \frac{1}{2} \left[\arcsen \frac{\sen \delta}{\sen \phi'} + \arcsen \frac{\sen(i + \theta)}{\sen \phi'} + \delta - i - \theta \right] \quad (11)$$

que pode ser escrita de forma conveniente para a determinação directa de β_c como:

$$\beta_c = 180^\circ - \frac{1}{2} \left[\arcsen \frac{\sen \delta}{\sen \phi'} + \arcsen \frac{\sen(i + \theta)}{\sen \phi'} + \delta - i + \theta \right] \quad (12)$$

Se, na equação 12, δ for considerado igual a ϕ' , β_c é igual a β_t (equação 8, ou equação 6 se $\theta = 0$).

A condição $\beta_m \geq \beta_c$, com β_c dado pela equação 12, é também a condição apresentada por Kloukinas e Mylonakis (2011) para a validade de uma solução do tipo Rankine (equações 7 e 9), o que está correcto, como se viu da comparação entre os Métodos 2 e 3 nas secções anteriores. Na verdade, o Método 3 fornece o mesmo resultado que o Método 2 para $\beta_m \geq \beta_t$, mas o Método 3 não é válido até $\beta_m \geq \beta_c$, que é também a condição para o Método 2 ser melhor que o Método 1, como foi visto.

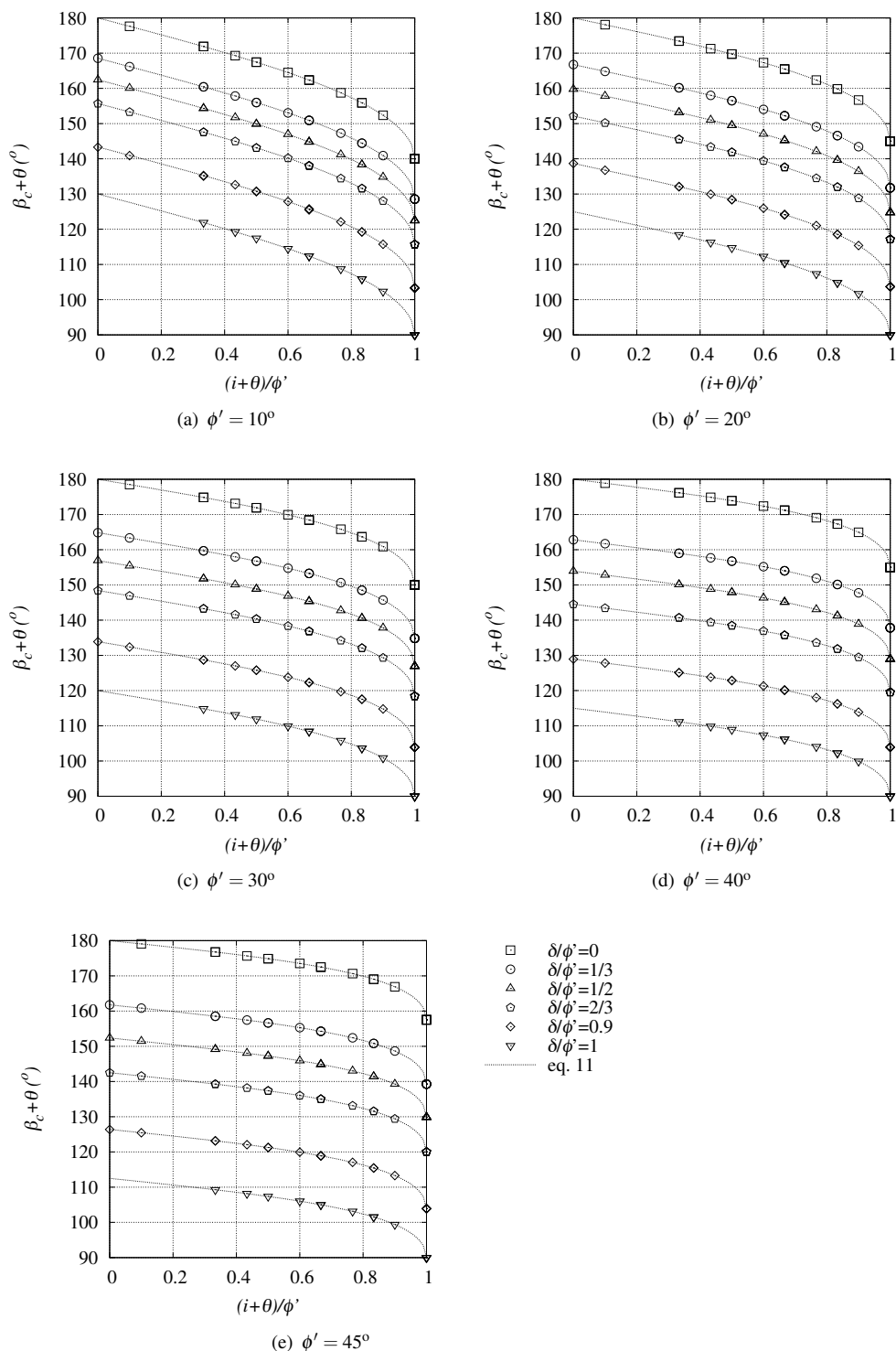


Fig. 8 – Valores críticos da inclinação do tardoz, β_c , determinados através de método de equilíbrio limite. Comparação com os resultados da equação 11.

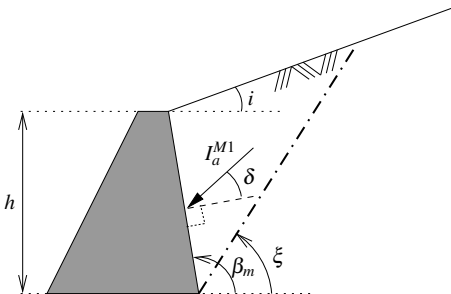
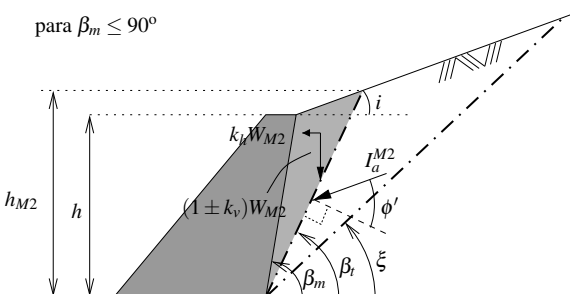
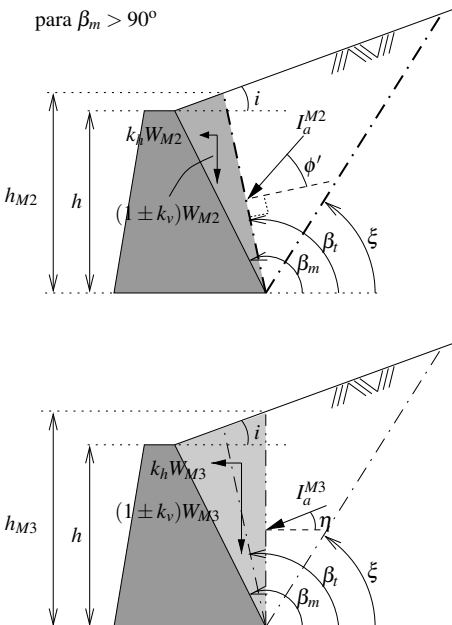
Para $\beta_m \leq \beta_c$ (com β_c determinado pela eq. 12):	
	Estático: M1 (C-MO) $I_a^{M1} = \frac{1}{2} K_a^{M1} \gamma h^2$ $K_a^{M1} = K_{a,eq.2}^{M-B}(\phi'; \delta; i; \beta = \beta_m)$ Sísmico: $I_a^{M1} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_a^{M1} \gamma h^2$ $K_a^{M1} = K_{a,eq.5}^{M-O}(\phi'; \delta; i; \beta = \beta_m; \theta)$
Para $\beta_m > \beta_c$ (com β_c determinado pela eq. 12):	
para $\beta_m \leq 90^\circ$ 	M2 (C-MO modificado) Estático: $I_a^{M2} = \frac{1}{2} K_a^{M2} \gamma h_{M2}^2$ $K_a^{M2} = K_{a,eq.2}^{M-B}(\phi'; \delta = \phi'; i; \beta = \beta_t)$ β_t determinado pela eq. 6 Sísmico: $I_a^{M2} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_a^{M2} \gamma h_{M2}^2$ $K_a^{M2} = K_{a,eq.5}^{M-O}(\phi'; \delta = \phi'; i; \beta = \beta_t; \theta)$ β_t determinado pela eq. 8
para $\beta_m > 90^\circ$ 	M3 (R-KM) Estático: $I_a^{M3} = \frac{1}{2} K_a^{M3} \gamma h_{M3}^2$ $K_a^{M3} = K_{a,eq.7}^R(\phi'; i)$ $= K_{a,eq.2}^{M-B}(\phi'; \delta = i; i; \beta = 90^\circ)$ Sísmico: $I_a^{M3} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_a^{M3} \gamma h_{M3}^2$ $K_a^{M3} = K_{a,eq.9}^{K-M}(\phi'; \eta; i; \theta); \eta \text{ da eq. 10}$ $= K_{a,eq.5}^{M-O}(\phi'; \delta = \eta; i; \beta = 90^\circ; \theta)$

Fig. 9 – Metodologia proposta para a determinação de impulsos activos sob condições estáticas e sísmicas (forças estáticas equivalentes). Notas: (a) O caso estático pode ser determinado usando as equações para o caso sísmico com $\theta = 0$ e $k_h = k_v = 0$; (b) No Método 1 a acção no tardoiz é I_a^{M1} ; para os Métodos 2 e 3, a acção no tardoiz é I_a^{M2} (ou I_a^{M3}) somada a $k_h W_{M2}$ e $(1 \pm k_v) W_{M2}$ (ou $k_h W_{M3}$ e $(1 \pm k_v) W_{M3}$).

Como se referiu a propósito das condições estáticas, o facto de que para $\beta_m \geq \beta_c$ o Método 3 é válido (e é uma solução do teorema estático) e fornece os mesmos resultados que o Método 2 (que é um método baseado no teorema cinemático), implica que para tais casos ambos os métodos fornecem a solução exacta do problema. Portanto, para $\beta_m < \beta_c$ o Método 1 (solução clássica) pode ser aplicado, como tem sido a prática, pois é uma solução de equilíbrio limite que corresponde a um bom resultado do teorema cinemático, e para $\beta_m \geq \beta_c$ tanto o Método 2 quanto o 3 podem ser aplicados, ambos fornecendo a solução exacta. Claro, o Método 3 só pode ser aplicado se $\beta_m > 90^\circ$.

6 – METODOLOGIA PROPOSTA PARA O CÁLCULO DE IMPULSOS ACTIVOS

A metodologia proposta está descrita na Figura 9. Propõe-se que na determinação dos impulsos activos sobre estruturas de suporte do tipo gravidade, seja calculado o valor crítico de β_c , através da equação 12. Se $\beta_m \leq \beta_c$, as soluções clássicas (Coulomb e Mononobe-Okabe - Método 1) são válidas. Se ocorrer o contrário, elas não são válidas e o Método 2 deve ser utilizado, podendo ser substituído pelo Método 3 se $\beta_m \geq 90^\circ$.

7 – CONCLUSÕES

Foi demonstrado que os métodos clássicos de equilíbrio limite de Coulomb e Mononobe-Okabe para determinar impulsos activos não são válidos para inclinações do tardoz além de um certo valor crítico. Apresentou-se uma equação simples para determinar este ângulo crítico e a sua aplicação mostra que a questão pode afectar casos práticos, particularmente para ϕ' , δ , i e θ elevados.

Para inclinações do tardoz superiores a este valor crítico, forma-se um mecanismo composto por duas superfícies que se desenvolvem no solo, correspondendo à solução exacta. Foi proposta uma metodologia simples para determinar os impulsos de terra activos em função da inclinação do tardoz.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antão, A. N.; Santana, T.; Vicente da Silva, M.; Guerra, N. M. C. (2011). *Passive earth-pressure coefficients by upper-bound numerical limit analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 48(5), pp. 767–780. <https://doi.org/10.1139/t10-103>.
- Antão, A. N.; Santana, T.; Vicente da Silva, M.; Guerra, N. M. C. (2016). *Three-dimensional active earth pressure coefficients by upper bound numerical limit analysis*. Computers and Geotechnics, 79, pp. 96–104. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.05.022>.
- Barghouthi, A. F. (1990). *Active earth pressure on walls with base projection*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112(7), pp. 727–745. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:10\(1570\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:10(1570)).
- Barros, P. L.; Santos, P. J. (2012). *Coefficients of active earth pressure with seepage effect*. Canadian Geotechnical Journal, 49(6), pp. 651–658. <https://doi.org/10.1139/t2012-020>.
- Collins, L. F. (1973). *A note on the interpretation of coulomb's analysis of the thrust on a rough retaining wall in terms of the limit theorems of plasticity theory*. Géotechnique, 23(3), pp. 442–447. <https://doi.org/10.1680/geot.1973.23.3.442>.
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mem. Acad. Roy., 7, p. 38.

- Evangelista, A.; Scotto di Santolo, A.; Simonelli, A. L. (2010). *Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(11), pp. 1119–1128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.018>.
- Fang, Y.; Yang, Y.; Chen, T. (2003). *Retaining walls damaged in the Chi-Chi earthquake*. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), pp. 1142–1153. <https://doi.org/10.1139/t03-055>.
- Greco, V. R. (1992). *Discussion of Active earth pressure on walls with base projection (Barghouthi, 1990)*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 118(5), pp. 825–827. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:5\(825\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:5(825)).
- Greco, V. R. (1999). *Active thrust on cantilever walls in general conditions*. Soils and Foundations, 39(6), pp. 65–78. https://doi.org/10.3208/sandf.39.6_65.
- Greco, V. R. (2001). *Pseudo-static thrust on cantilever walls*. Soils and Foundations, 41(3), pp. 87–92. https://doi.org/10.3208/sandf.41.3_87.
- Kim, W.-C.; Park, D.; Kim, B. (2010). *Development of a generalised formula for dynamic active earth pressure*. Géotechnique, 60(9), pp. 723–727. <https://doi.org/10.1680/geot.09.T.001>.
- Kloukinas, P.; Mylonakis, G. (2011). *Analysis of seismic earth pressures: some recent developments*. Proceedings of the ERTC-12 Workshop on evaluation of EC-8, XV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece.
- Koseki, J.; Tatsuoka, F.; Munaf, Y.; Tateyama, M.; Kojima, K. (1998). *A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads*. Soils and Foundations, Special Issue, pp. 209–216. https://doi.org/10.3208/sandf.38.Special_209.
- Loukidis, D.; Salgado, R. (2012). *Active pressure on gravity walls supporting purely frictional soils*. Canadian Geotechnical Journal, 49(1), pp. 78–97. <https://doi.org/10.1139/t11-087>.
- Loureiro, G.; Guerra, N. M. C.; Almeida e Sousa, J. (2014). *Acções sobre muros de suporte em consola*. Geotecnia, 132, pp. 69–92. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2014.132.05>.
- Mononobe, N.; Matsuo, H. (1926). *On the determination of earth pressures during earthquakes*. Proceedings of the World Engineering Conference, volume 9, pp. 177–185. Em japonês; obra não consultada directamente.
- Müller-Breslau, H. (1906). *Erddruck auf Stützmauern*. Kroener, Stuttgart. Em alemão; obra não consultada directamente.
- Okabe, S. (1926). *General theory of earth pressure*. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12(1), pp. 123–134. Em japonês; obra não consultada directamente.
- Rankine, W. J. M. (1857). *On the stability of loose earth*. Phil. Trans. Royal Soc.
- Santana, T.; Guerra, N. M. C.; Antão, A. N.; Vicente da Silva, M. (2013). *Three-dimensional seismic active earth pressure coefficients using upper bound numerical limit analysis: a few preliminary results*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Challenges and Innovations in Geotechnics, pp. 1579–1582, Paris. Presses des Ponts. <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/2/1579-1582.pdf>.
- Tatsuoka, F.; Tateyama, M.; Koseki, J. (1996). *Performance of soil retaining walls for railway embankments*. Soils and Foundations, Special Issue, pp. 311–324. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_311.

- Watanabe, K.; Koseki, J.; Tateyama, M. (2011). *Seismic earth pressure exerted on retaining walls under a large seismic load*. Soils and Foundations, 51(3), pp. 379–394. <https://doi.org/10.3208/sandf.51.379>.
- Xinggao, L.; Weining, L. (2010). *Study on the action of the active earth pressure by variational limit equilibrium method*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 34(10), pp. 991–1008. <https://doi.org/10.1002/nag.840>.
- Yang, X.-L. (2007). *Upper bound limit analysis of active earth pressure with different fracture surface and nonlinear yield criterion*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 47(1), pp. 46–56. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2006.10.003>.
- Yonezawa, T.; Yamazaki, T.; Tateyama, M.; Tatsuoka, F. (2014). *Design and construction of geosynthetic-reinforced soil structures for hokkaido high-speed train line*. Transportation Geotechnics, 1, pp. 3–20. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2013.12.001>.



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

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

PORT FACILITY CONSTRUCTION
NACALA - MOZAMBIQUE



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

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

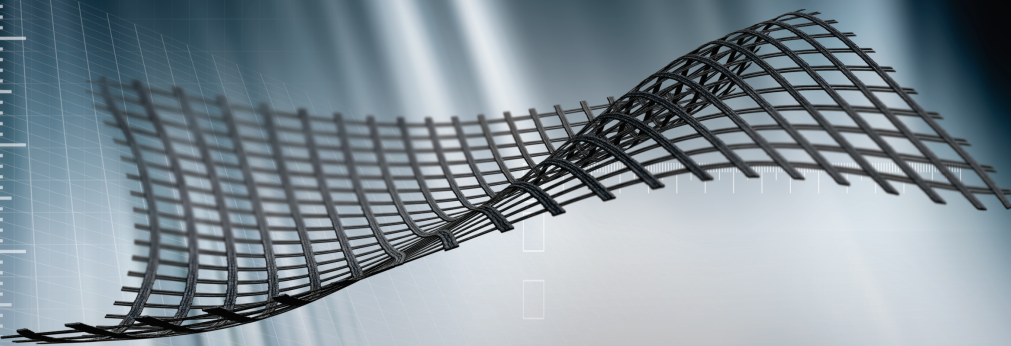
Escavações subterrâneas |
Underground support

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



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

Manufacturer



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

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



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



Saiba mais em: belgogeotech.com.br

BELGO
GeoTech

Belgo Bekaert Arames

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501
1600-131 LISBOA, Portugal
Tel.: [+351] 210 505 150 / 51
Email: info@jetsj.com

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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

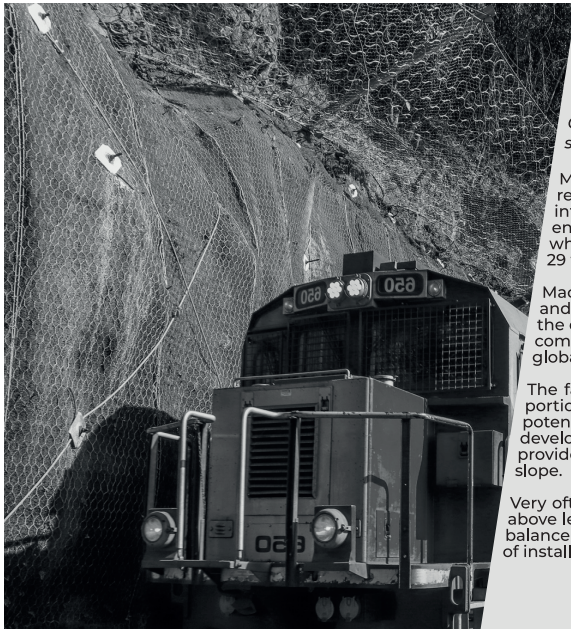
Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



Maccaferri 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



/maccaferrimatrix



@Maccaferri_BR



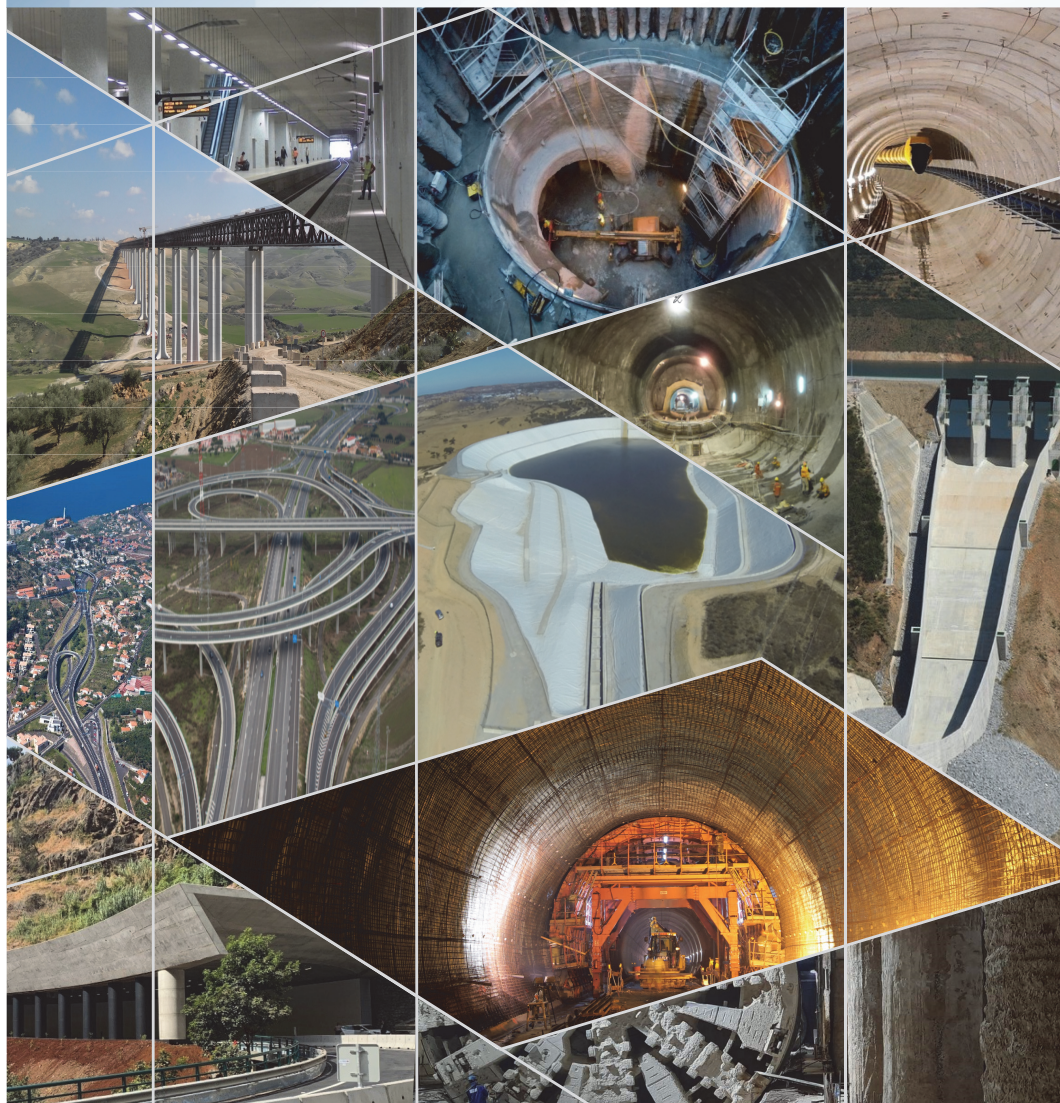
/MaccaferriWorld



/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



MEMBER OF

TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.

www.tpf.pt

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 Solos argilosos compactados, muito sobreconsolidados e o comportamento estrutural de barragens de aterro

Influence of compacted highly over-consolidated clayey soils on structural behaviour of embankment dams

Emanuel Maranha das Neves

25 Modelo de previsão da deformação permanente de fundações de vias-férreas com recurso a uma rede neuronal artificial

Prediction model for permanent deformation of railway subgrade using an artificial neural network

Ana Ramos, António Gomes Correia, Rui Calçada

43 Sistema de monitorização e gestão de terraplenagens baseado em digital twin e simulação de um caso de estudo

Earthworks management, monitoring and optimization system based on digital twin and simulation of a case-study

Manuel Parente, Margarida Amândio, Vicente Moreira, António Gomes Correia

67 NOTA TÉCNICA

TECHNICAL NOTE

Nota sobre o cálculo de impulsos activos sísmicos

A note on determining seismic active earth pressures

Nuno Guerra