

166 março
marzo
march
2026

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50 ANOS
1971-2021

**IMPrensa DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

EDITOR		CO-EDITORES / CO-EDITORS	
Eduardo Fortunato, LNEC, Portugal		Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España
EDITORES ASSOCIADOS / EDITORES ASOCIADOS / ASSOCIATE EDITORS			
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, España	José Estaire, CEDEX, España	
José Neves, IST, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Sara Rios, FEUP, 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 publicandose 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

Antonio Gens Solé (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	Leandro Alejano Monge (U. Vigo, España)
António Viana da Fonseca (FEUP, Porto, Portugal)	Luis Leal Lemos (FCT, U. Coimbra, Portugal)
Claudio Olalla Marañón (U. P. Madrid, España)	Manuel Pastor Pérez (U. P. Madrid, España)
Daniel Dias (U. Grenoble, França)	Márcio S. Almeida (COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil)
David Taborda (Imperial College, Londres, Reino Unido)	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo (U. P. Catalunya, Barcelona, España)
Diego Manzanal (U. P. Madrid, España)	Margarida Pinho-Lopes (U. Aveiro, Portugal)
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda (U. P. Cataluña, Barcelona, España)	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)
Euripedes 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 Zomberg (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 Vieira de Lemos (LNEC, Lisboa, Portugal)	Tarcísio B. Celestino (U. São Paulo, São Carlos, Brasil)
Katia Bicalho (UFES, Vitória, Brasil)	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@lneq.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 Aplicação da análise da fiabilidade e do dimensionamento probabilístico ao reforço de taludes rochosos
<i>Application of reliability analysis and probabilistic design of the reinforcement of rock slopes</i> | Renato Pereira
José Muralha
Luís Lamas |
| 23 Efecto del biopolímero guar sobre el grado de compactación en arenas para relleno estructural
<i>Effect of guar biopolymer on the degree of compaction in sands for structural filling</i> | Delbert Mamani |
| 39 A mecânica dos solos na prática do projeto geotécnico
<i>Soil mechanics and geotechnical design practice</i> | Emanuel Maranhã das Neves |
| 61 Estabilización geopolimérica de subrasante loésica (Córdoba, Argentina)
<i>Geopolymer stabilization of loessic subgrade (Córdoba, Argentina)</i> | María Pía Cruz
Italo Federico Martin-Schmädke
Francisco Locati |
| 87 Comparação de métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural de microestacas: Análise por meio de estudo paramétrico
<i>Comparison of geotechnical and structural design methods for micropiles: Analysis through a parametric study</i> | Lucas de Freitas Souza
Manuel Teixeira Braz Cesar
Armando Belato Pereira
António Miguel Verdelho Paula |
| 115 Avaliação do comportamento dinâmico a longo prazo de soluções ferroviárias inovadoras
<i>Assessment of the long-term dynamic behaviour of innovative railway track solutions</i> | Ana Ramos
António Gomes Correia
Rui Calçada |

APLICAÇÃO DA ANÁLISE DA FIABILIDADE E DO DIMENSIONAMENTO PROBABILÍSTICO AO REFORÇO DE TALUDES ROCHOSOS

Application of reliability analysis and probabilistic design of the reinforcement of rock slopes

Renato Pereira^a, José Muralha^a, Luís Lamas^a

^a Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

RESUMO – Este artigo explora a aplicação de métodos probabilísticos na análise da fiabilidade e no dimensionamento do reforço de taludes rochosos sujeitos a mecanismos de rotura planar. O estudo incide no caso de um maciço rochoso intersectado por uma família de descontinuidades paralela à face do talude. O volume com potencial de instabilização é idealizado como um modelo de blocos, para o qual se desenvolve uma formulação em sistemas de componentes. Como termo de comparação, analisa-se igualmente um modelo simplificado que considera o mesmo volume como um bloco único. Os resultados evidenciam a influência da inclinação do plano de deslizamento. Verifica-se que o modelo constituído por múltiplos blocos conduz a índices de fiabilidade inferiores. Contudo, a sua utilização para o dimensionamento probabilístico do reforço tem vantagens apenas para inclinações baixas do plano de deslizamento. A análise sugere ainda que o modelo de blocos múltiplos pode ser adequadamente representado por um modelo simplificado de dois blocos.

ABSTRACT – This paper explores the application of probabilistic methods in the reliability analysis and probabilistic design of the reinforcement of rock slopes subjected to planar failure mechanisms. The study considers the case of a rock mass intersected by a discontinuity set parallel to the slope face. The potentially unstable volume is idealized as a block model, for which a component system formulation is developed. For comparison purposes, a simplified model that considers the same volume as a single block is also analyzed. The results highlight the influence of the sliding plane inclination. It is shown that the multiple-block model leads to lower reliability indices. However, its use in the probabilistic design of reinforcement is advantageous only for flatter sliding planes. The analysis further suggests that the multiple-block model may be adequately represented by a simplified two-block model.

Palavras Chave – reforço de taludes, métodos probabilísticos, fiabilidade de sistemas.

Keywords – rock slope support, probabilistic methods, system reliability.

1 – INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes é um dos desafios típicos da geotecnia. A análise das condições de estabilidade, quer de um talude natural existente, quer de um talude resultante de uma escavação ainda por executar, antecede o dimensionamento das soluções de reforço eventualmente necessárias.

E-mails: rpereira@lnec.pt (R. Pereira), jmuralha@lnec.pt (J. Muralha), llamas@lnec.pt (L. Lamas)

ORCID: orcid.org/0000-0002-3580-520X (R. Pereira), orcid.org/0000-0002-9072-6563 (J. Muralha), orcid.org/0000-0001-9438-9288 (L. Lamas)

Os taludes rochosos apresentam características que os distinguem dos taludes em solos devido à existência de descontinuidades, que constituem planos de baixa resistência que condicionam o comportamento do maciço rochoso. Para além de influenciarem significativamente a resistência e deformabilidade dos maciços rochosos, as descontinuidades controlam os mecanismos de rotura, em função das suas características geométricas. Os mecanismos de rotura em taludes rochosos são comumente agrupados em: a) rotura planar, no caso da ocorrência de descontinuidades persistentes com direção paralela à face do talude, onde afloram; b) rotura em cunha, no caso de duas descontinuidades cuja interseção aflora na face do talude; c) derrubamento, no caso da ocorrência de descontinuidades sub-verticais com direção paralela à face do talude e mergulhando para o interior do talude; ou d) rotura circular, no caso de maciços muito fraturados que apresentem descontinuidades com orientação aleatória (Figura 1).

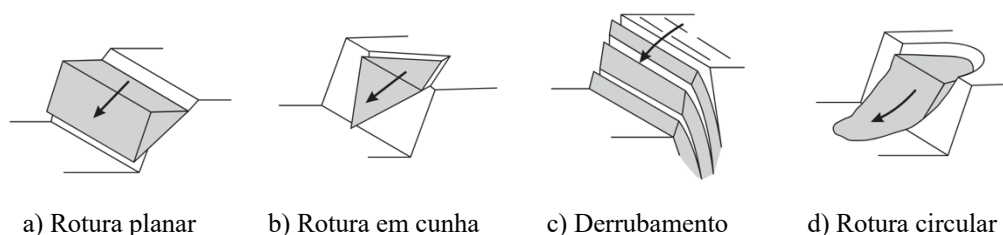


Fig. 1 – Ilustração dos tipos de mecanismos de rotura de taludes em maciços rochosos (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

As características geométricas das descontinuidades, nomeadamente a orientação e a persistência, bem como as propriedades resistentes, são tipicamente estimadas com incerteza, em resultado de trabalhos de caracterização geológica e geotécnica. Na prática corrente da engenharia das rochas, para a análise da estabilidade de taludes adotam-se coeficientes globais de segurança superiores à unidade, de modo a acomodar incertezas de diversas fontes e grandeza, assegurando uma margem de segurança que os intervenientes considerem adequada. Assim, em face não só das incertezas associadas às propriedades do maciço, mas também das associadas às ações da água ou outras solicitações externas e internas dos taludes, as abordagens determinísticas ao problema da sua estabilidade mostram-se limitadas (Hoek, 2007). Esta prática revela-se subjetiva, quer no tratamento das incertezas, pela definição dos valores de cálculo das propriedades do maciço e das ações utilizados na verificação da estabilidade, quer na seleção do coeficiente global de segurança, frequentemente baseado na prática em situações semelhantes. Acrescem ainda as limitações que o próprio conceito de coeficiente global de segurança apresenta, ao procurar ter em conta as diversas fontes de incerteza que contribuem de maneira distinta para a verificação das condições de estabilidade.

Nestas condições de incerteza e da particular importância das características geométricas das descontinuidades em taludes rochosos, as abordagens probabilísticas ganham relevância por permitirem considerar explicitamente o contributo das diferentes incertezas, incluindo as geométricas, na verificação da sua estabilidade. O Eurocódigo (EN 1990-1, 2023), que estabelece as bases para o projeto estrutural e geotécnico, admite a utilização de métodos probabilísticos para a verificação dos estados limites que apresentem sensibilidade a variações de geometria, como as que envolvem maciços rochosos. Adicionalmente, o Eurocódigo 7 (EN 1997-1, 2024; EN 1997-2, 2024; EN 1997-3, 2025), que detalha o procedimento a adotar no projeto geotécnico, coloca outros métodos baseados na fiabilidade a par do método dos coeficientes parciais para a verificação dos estados limite, generalizando esta possibilidade a qualquer tipo de projeto geotécnico. Indicações genéricas para a utilização de métodos probabilísticos no âmbito da aplicação do Eurocódigo podem ser encontradas num documento de apoio publicado pelo *Joint Research Centre* da Comissão

Europeia sobre a verificação dos estados limites de estruturas geotécnicas com base na fiabilidade (JRC et al., 2024).

Enquanto a utilização de abordagens probabilísticas para problemas de estabilidade em solos é relativamente generalizada e avançada (Baecher e Christian, 2003), os exemplos da sua aplicação em engenharia das rochas, particularmente nos problemas que consideram explicitamente o maciço rochoso como um meio descontínuo, são ainda maioritariamente académicos, centrando-se essencialmente na incerteza relativa às propriedades mecânicas das descontinuidades, adotando formulações simplificadas do problema e/ou métodos simplificados de análise da fiabilidade. Na maioria dos trabalhos publicados abordam-se as hipóteses de rotura planar (Park, 2000; Low, 2007; Duzgun e Bhasin, 2009) ou em cunha (Muralha e Trunk, 1993; Low, 1997; Park e West, 2001), cujo problema se resume à estabilidade de um bloco, ainda que, no caso da rotura em cunha, o problema possa ser formulado como um sistema de componentes considerando separadamente os diferentes modos de instabilização (Jimenez e Sitar, 2007; Johari e Lari, 2016). Noutros trabalhos, tentando reproduzir o comportamento típico dos maciços rochosos moderadamente fraturados, caracterizado pela interação entre diversos blocos, opta-se por utilizar modelos numéricos para representar o maciço rochoso e descrições implícitas dos estados limite, que requerem a adoção de métodos de superfície de resposta para a solução do problema da fiabilidade (Dadashzadeh et al., 2017; Tiwari e Latha, 2019; Kumar et al., 2022). Como alternativa à utilização de modelos numéricos, nos casos em que as características geométricas indiquem mecanismos preferenciais de rotura, a análise pode ser centrada em volumes específicos de rocha com potencial de instabilização, podendo ser divididos em múltiplos blocos, o que requer a formulação do problema enquanto um sistema de componentes, como é o caso da rotura do tipo planar de um volume de rocha dividido em dois blocos (Jimenez et al., 2006; Johari e Lari, 2017).

Neste trabalho aborda-se a rotura do tipo planar, procurando alargar a análise ao caso da instabilização de um volume de rocha subdividido em vários blocos. Esta situação pode resultar, por exemplo, da existência de uma família de descontinuidades subparalela à face do talude. Procurar-se-á fazer uma analogia com o caso da instabilização de um único bloco, que constitui uma situação de referência. Assim, após a apresentação sumária, na secção 2, dos aspetos essenciais da análise da fiabilidade e do dimensionamento probabilístico de sistemas, aborda-se, na secção 3, o problema da estabilidade de um bloco isolado. Na secção 4 desenvolve-se uma formulação de sistemas para um conjunto de blocos. Em ambos casos, apresentam-se as soluções do problema da fiabilidade, que pretende estimar a probabilidade de falha, bem como do dimensionamento do reforço, cujo efeito é simplificadamente representado por uma força horizontal aplicada na face livre do talude. Na secção 5 apresentam-se algumas considerações finais.

2 – FIABILIDADE E DIMENSIONAMENTO PROBABILÍSTICO DE SISTEMAS

2.1 – Aspetos gerais

Em abordagens probabilísticas, a probabilidade de as estruturas geotécnicas apresentarem um desempenho adequado serve como indicador de segurança, ou, no sentido oposto, a probabilidade de apresentarem um desempenho inadequado serve como indicador de falha, o qual, no dimensionamento, se pretende limitar a um valor socialmente aceite. Este valor é, em regra, definido em regulamentos e não apenas na prática em casos semelhantes. Com frequência se refere o índice de fiabilidade, inversamente proporcional à probabilidade de falha, como indicador alternativo de segurança e cujo valor objetivo se pretende ver assegurado no dimensionamento.

No caso da utilização do método dos coeficientes parciais, que é o método preferencialmente utilizado no Eurocódigo (EN 1990-1, 2023) e em outras disposições regulamentares, os requisitos de fiabilidade são assegurados indiretamente, numa abordagem semiprobabilística que combina critérios determinísticos de verificação da segurança com valores de cálculo de ações, resistências e propriedades dos materiais definidos tendo em conta a sua incerteza.

Para uma quantificação explícita da probabilidade de falha, de modo a tornar a verificação da segurança mais objetiva, devem seguir-se técnicas de análise da fiabilidade, numa abordagem totalmente probabilística.

Para uma quantificação realista da probabilidade de falha ou do índice de fiabilidade, é necessário, por um lado, formular o problema por intermédio de modelos analíticos ou numéricos do terreno, e, por outro lado, que as fontes de incerteza envolvidas sejam identificadas e que a sua modelação represente o conhecimento existente sobre elas. O estudo desenvolvido neste artigo centra-se especificamente na formulação de um problema comum em mecânica das rochas, deixando a discussão sobre as fontes de incerteza e as dificuldades da sua caracterização para segundo plano.

Nos problemas mais simples, limitados a um elemento crítico sujeito a um único modo de falha, caracterizado por uma função de desempenho, diz-se que a análise se faz ao nível do componente. Em problemas mais complexos, compostos de vários componentes, cada um caracterizado por uma função de desempenho própria, a análise faz-se ao nível do sistema. Neste contexto, o sistema pode classificar-se como: em série, caso a falha de qualquer componente resulte na falha do sistema; em paralelo, caso a falha do sistema resulte da falha de todos os componentes; misto, que combina as duas situações anteriores. Nos pontos seguintes, apresentam-se os aspetos relevantes da formulação e das alternativas de solução utilizadas neste estudo para a quantificação da probabilidade de falha de componentes e a sua generalização para sistemas de componentes.

2.2 – Fiabilidade de componentes

A probabilidade de falha de um componente, cujo desempenho é descrito por uma função $G(\mathbf{x})$, que pode ser definida explicitamente ou implicitamente em termos das variáveis aleatórias $\mathbf{x}$ que caracterizam as diferentes fontes de incerteza, é expressa por:

$$P_f = P[G(\mathbf{x}) < 0] = \int_{G(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (1)$$

em que $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ é a função de densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias $\mathbf{x} = \{x_1, x_2, \dots\}$ e que reflete, por um lado, as distribuições de probabilidade marginais afetas a cada variável individualmente e, por outro lado, as relações de correlação ou dependência entre elas. Note-se que o domínio de integração está circunscrito à região de falha, referente a um desempenho inadequado, $G(\mathbf{x}) < 0$. À equação $G(\mathbf{x}) = 0$ dá-se o nome de estado limite. Na Figura 2 ilustram-se uma função densidade de probabilidade conjunta definida por duas variáveis aleatórias e uma equação de estado limite.

A solução analítica do integral apresentado na Equação 1 só é conhecida em situações simples, tal como no caso de a função de desempenho ser uma combinação linear de variáveis aleatórias que seguem uma distribuição normal. Noutros casos, pode ser aproximada por métodos de fiabilidade, de simulação, ou outros.

Nos métodos de fiabilidade, especificamente no método de fiabilidade de primeira ordem (*First-Order Reliability Method* ou FORM), o problema é convertido para o espaço das variáveis normais reduzidas $\mathbf{u}$, e a função de estado limite equivalente obtida, $g(\mathbf{u})$, é aproximada pela sua expansão em série de Taylor de primeira ordem em torno do ponto de dimensionamento $\mathbf{u}^*$, $g^*(\mathbf{u})$. Nestas condições, a solução da Equação 1 é conhecida, sendo aproximada por:

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad (2)$$

em que β é o índice de fiabilidade e quantifica, no espaço normal reduzido, o número de desvios-padrão necessário para alcançar a falha. Veja-se a Figura 3a, onde $\boldsymbol{\alpha}$ é o vetor diretor que indica a sensibilidade do estado limite às variáveis aleatórias e β é o comprimento desse vetor. O erro obtido

no cálculo da probabilidade de falha seguindo este método decorre do erro de truncamento da expansão em série de Taylor que substitui a função de estado limite.

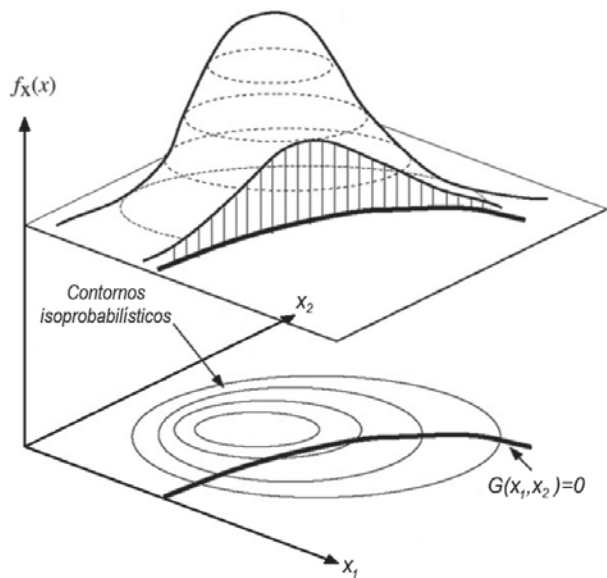


Fig. 2 – Ilustração genérica da função densidade probabilidade conjunta de um problema em duas dimensões e de uma função de estado limite.

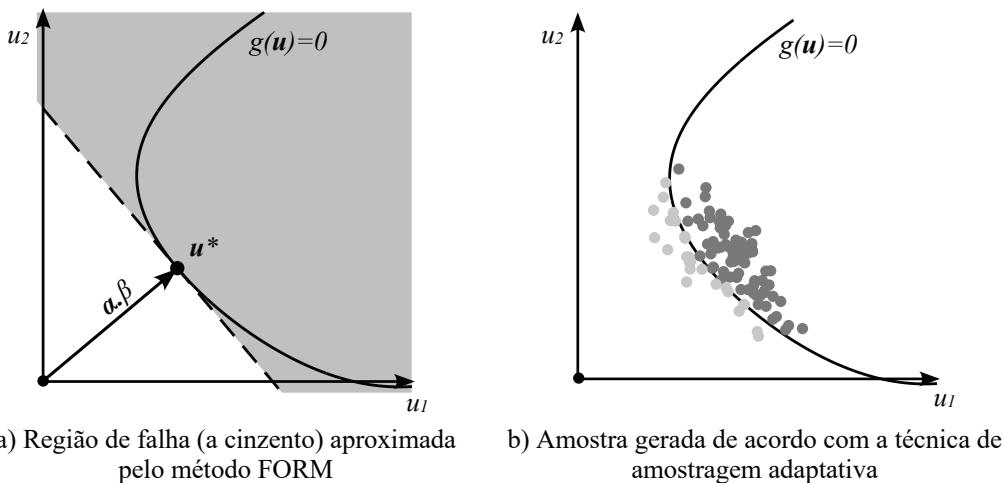


Fig. 3 – Ilustração de métodos de fiabilidade (a) e de simulação (b) para estimar a probabilidade de falha de um componente.

Nos métodos de simulação, o integral da Equação 1 é estendido a todo o domínio das variáveis aleatórias $\mathbf{\Omega}$, recorrendo a um indicador de falha I , sendo a probabilidade de falha aproximada pela frequência de falha calculada, isto é:

$$P_f = \int_{\Omega} I[G(\mathbf{x}) < 0] \cdot f_x(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \approx \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N I[G(\mathbf{x}_i) < 0] \quad (3)$$

em que N é o número de simulações executadas. A precisão da estimativa da probabilidade de falha pode ser expressa pelo seu coeficiente de variação, sendo boa prática repetir o processo até que este coeficiente se reduza a um valor objetivo previamente definido.

A eficiência dos métodos de simulação é influenciada pela técnica de amostragem empregue, beneficiando de técnicas que aproximem as regiões de amostragem da região de falha com maior densidade de probabilidade. Neste trabalho, irá adotar-se a técnica de amostragem adaptativa (Bucher, 1988), de modo a aproximar sequencialmente a função densidade de amostragem da função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias na região de falha. Na Figura 3b ilustra-se uma amostra de valores das variáveis aleatórias gerada de acordo com esta técnica, representando as que resultam em falha ($g < 0$) a cinzento escuro e as que não resultam em falha ($g > 0$) a cinzento claro.

2.3 – Fiabilidade de sistemas

2.3.1 – Considerações gerais

No âmbito da fiabilidade de sistemas, como se referiu, define-se por sistema o conjunto de componentes cujo desempenho individual se relaciona com o desempenho do sistema. A fiabilidade de sistemas tem aplicações em diversos domínios da engenharia, tais como informática, eletrónica, mecânica, civil, entre outros. Exemplos de sistemas em geotecnia são as cortinas de estacas, os sistemas de drenagem ou taludes reforçados. Estruturas geotécnicas com vários modos de rotura concorrentes também constituem sistemas uma vez que se pode distinguir o comportamento do terreno que conduz a cada modo de rotura específico. Nos maciços rochosos, especialmente nos moderadamente fraturados, o facto de o comportamento do maciço resultar da interação de blocos de rocha individuais permite a formulação do problema enquanto um sistema de componentes.

2.3.2 – Relações em paralelo

Nas relações em paralelo, o domínio de falha é dado pela intersecção das regiões de falha definida por cada um dos componentes. Considerando a aproximação pelo método FORM das equações de estado limite associadas a estes componentes, a probabilidade de falha de um sistema ou subsistema em paralelo pode ser aproximada por (Ditlevsen e Madsen, 1996):

$$P_{f,paralelo} = P\left(\bigcap_i G_i(\mathbf{x}) < 0\right) \approx \Phi(-\boldsymbol{\beta}_c, \mathbf{R}) \quad (4)$$

em que Φ é a função de probabilidade acumulada da distribuição normal reduzida multivariada, avaliada em $\boldsymbol{\beta}_c = \{\beta_1, \beta_2, \dots\}$, que é o vetor com os índices de fiabilidade de cada componente, com a matriz de correlação $\mathbf{R}$, definida por $R_{ij} = \alpha_i^T \cdot \alpha_j$. Na Figura 4a ilustra-se uma região de falha definida pelas aproximações lineares de duas funções de estado limite. O erro obtido no cálculo da probabilidade de falha resulta novamente da falta de adequação destas aproximações.

Para um melhor controlo da precisão da estimativa da probabilidade de falha, pode-se também recorrer a métodos de simulação para estimar a probabilidade de falha de um sistema definido pela falha simultânea de vários componentes, utilizando a Equação 3. Na Figura 4b mostra-se um

conjunto de amostras geradas seguindo técnicas de amostragem adaptativa para o cálculo da probabilidade de falha de duas componentes relacionadas em paralelo.

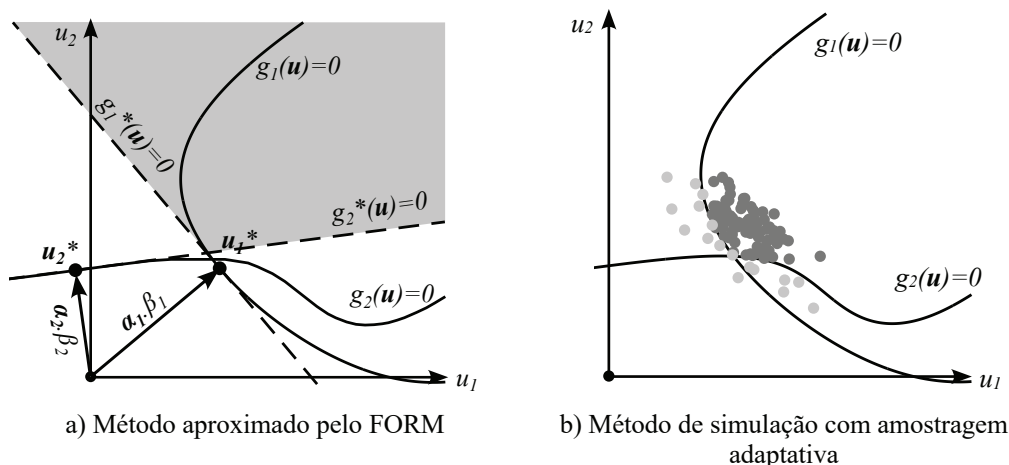


Fig. 4 – Ilustração de métodos de fiabilidade (a) e de simulação (b) para estimar a probabilidade de falha de duas componentes relacionadas em paralelo.

2.3.3 – Relações em série

Nas relações em série, o domínio de falha é dado pela união das regiões de falha definidas por cada um dos componentes. Segundo o princípio da inclusão-exclusão, para se calcular a probabilidade de falha de um sistema ou subsistema em série, é necessário conhecer a probabilidade de todas as intersecções das regiões de falha definidas por cada componente. Sabendo que a equação de estado limite de cada componente separa dois eventos, $g < 0$ e $g > 0$, que são mutuamente exclusivos (que não podem ocorrer em simultâneo) e exaustivos (que juntos cobrem todo o espaço de probabilidades), um sistema definido por k componentes estabelece 2^k eventos mutualmente exclusivos e exaustivos ou elementares E_j (Hailperin, 1965). A probabilidade de falha do sistema pode assim ser calculada pela soma da probabilidade dos eventos elementares que resultam na falha do sistema, utilizando, para isso, uma função indicadora de falha I , isto é:

$$P_{f,série} = P\left(\bigcup_i G_i(\mathbf{x}) < 0\right) = \sum_{j=1}^{2^k} P(E_j) \cdot I(E_j < 0) \quad (5)$$

A Figura 5a ilustra a aproximação da região de falha do sistema com este método. Em teoria, pode-se utilizar a Equação 4 para aproximar a probabilidade de ocorrência de cada evento elementar $P(E_j)$, mas este cálculo, para sistemas que combinam um número elevado de componentes, torna-se impraticável. Adicionalmente, para além do erro que resulta novamente da aproximação das funções de estado limite, os algoritmos conhecidos para calcular de forma eficiente a função de probabilidade acumulada da distribuição normal reduzida multivariada Φ utilizam técnicas pseudoaleatórias (Genz, 1993), resultando em outros erros que são particularmente importantes no cálculo de probabilidades muito baixas.

O recurso a métodos de simulação, utilizando a Equação 3, permite novamente controlar a precisão da estimativa da probabilidade de falha do sistema, ganhando eficiência com a adoção de técnicas de amostragem adaptativas. Na Figura 5b mostra-se um conjunto de amostras geradas

seguindo técnicas de amostragem adaptativa para o cálculo da probabilidade de falha de duas componentes relacionadas em série.

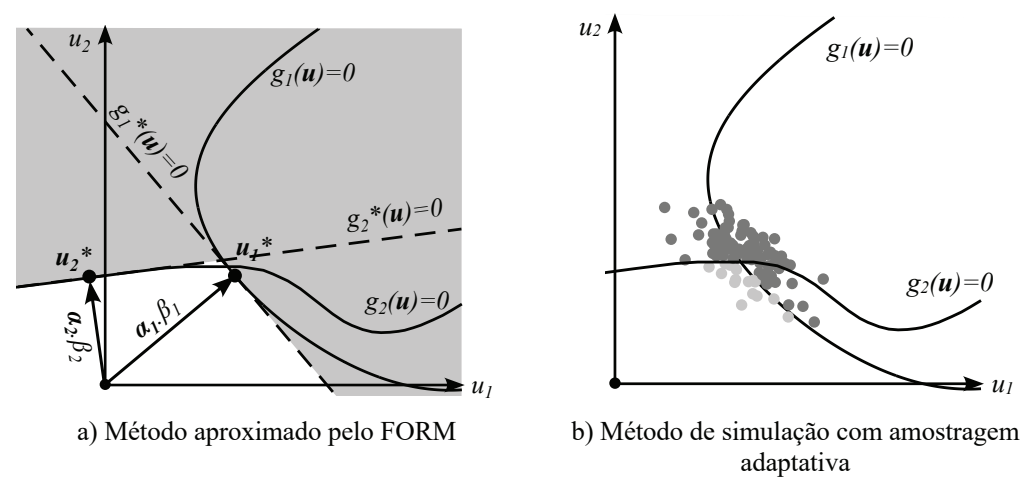


Fig. 5 – Ilustração de métodos de fiabilidade (a) e de simulação (b) para estimar a probabilidade de falha de duas componentes relacionadas em série.

2.4 – Dimensionamento probabilístico de sistemas

No dimensionamento probabilístico pretende-se quantificar as variáveis de projeto, tais como a altura de uma viga, a área de uma sapata ou a força aplicada pelo elemento de reforço de um talude, de tal modo que o sistema alcance um índice de fiabilidade (ou probabilidade de falha) correspondente a um valor objetivo previamente definido. O Eurocódigo (EN 1990-1, 2023), por exemplo, define o valor objetivo do índice de fiabilidade em função das consequências humanas, económicas, sociais e ambientais que podem resultar da não verificação dos estados limite. As estruturas, incluindo as geotécnicas, estão categorizadas em classes de consequências, estando-lhes associados os valores objetivo do índice de fiabilidade β_t e da probabilidade de falha $p_{f,t}$, apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Valores objetivo do índice de fiabilidade requeridos no EN 1990-1 (2023).

Classe de consequências	Índice de fiabilidade β_t	Probabilidade de falha $p_{f,t}$
Alta – CC3	4,30	$\sim 8,5 \cdot 10^{-6}$
Normal – CC2	3,80	$\sim 7,2 \cdot 10^{-5}$
Baixa – CC1	3,30	$\sim 4,8 \cdot 10^{-4}$

O dimensionamento probabilístico segue o chamado processo de otimização baseado na fiabilidade (*Reliability-based Design Optimization* ou RBDO) que considera explicitamente as incertezas envolvidas no dimensionamento do sistema, procurando minimizar uma função objetivo f , dependente das variáveis de projeto θ , e assegurando que o índice de fiabilidade objetivo é alcançado, ou seja:

$$\min_{\theta} f(\theta) \quad \text{restrito a } \beta_{\text{sys}} \geq \beta_t \tag{6}$$

A função objetivo f está geralmente associada aos custos do projeto, definidos em função das variáveis de projeto θ . A formulação deste processo de decisão expressa matematicamente o racional presente no projeto de estruturas geotécnicas onde se procura a melhor relação entre custos e segurança. Este procedimento de otimização matemática pode ser resolvido pelos métodos designados de ciclo único ou de ciclo duplo. Ambas as situações são aplicadas no estudo apresentado neste artigo.

Nos métodos de ciclo único, o problema de minimização é simplificado por meio da substituição da restrição de fiabilidade ($\beta_{sys} \geq \beta_t$) por restrições determinísticas equivalentes, aumentando a eficiência do cálculo. No método inverso de fiabilidade (Der Kiureghian et al., 1994), em particular, o problema da fiabilidade é invertido, convergindo para valores das variáveis de projeto que conduzem à estimativa do índice de fiabilidade pelo método FORM igual ao índice de fiabilidade objetivo β_t . Esta abordagem é seguida na secção 3 por o sistema ser composto por um só componente.

Já nos métodos de ciclo duplo, a solução para o problema de minimização é procurada iterativamente considerando dois ciclos: um ciclo externo onde se modificam as variáveis de projeto; e um ciclo interno onde, para determinado valor destas variáveis, o índice de fiabilidade é estimado. O ciclo externo constitui um procedimento de otimização que, caso o problema seja unidimensional (uma variável de projeto), pode ser executado por métodos numéricos simples como é o caso do método da bissecção. Na secção 4 segue-se esta abordagem uma vez que se abordam sistemas de múltiplos componentes.

3 – ROTURA PLANAR DE UM ÚNICO BLOCO

3.1 – Considerações iniciais

O caso analisado refere-se a um talude rochoso vertical com uma descontinuidade paralela à sua face, que aflora a $H = 10$ m da crista do talude, com inclinação para o exterior, definindo um bloco com potencial de instabilização por deslizamento e que caracteriza uma rotura do tipo planar. Considera-se a possibilidade de existência de água e a incerteza na definição da resistência e da orientação da descontinuidade. Pretende-se definir uma solução de reforço do talude que assegure que a probabilidade de rotura não excede os requisitos de fiabilidade definidos pelo Eurocódigo (EN 1990-1, 2023). Por simplificação, esta solução de reforço é representada por uma força horizontal aplicada na face do talude e pretende reproduzir o comportamento de um sistema de ancoragens. Deste modo, o dimensionamento probabilístico considera apenas como variável de projeto a força resultante da ação deste reforço. Na Figura 6 ilustram-se as ações consideradas bem como as dimensões dos blocos.

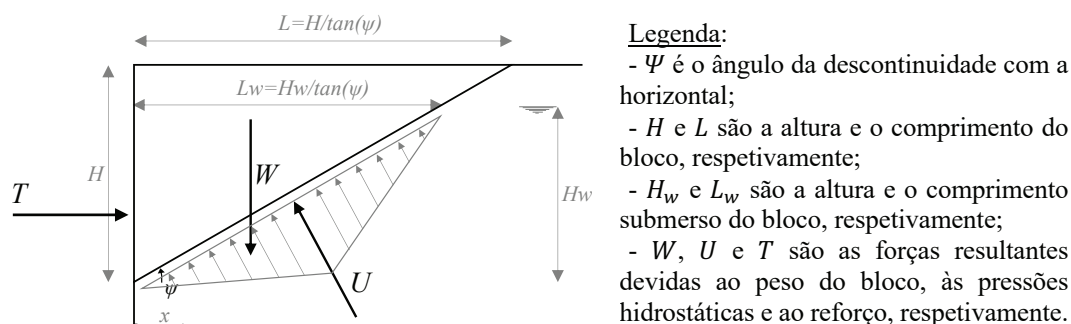


Fig. 6 – Ações consideradas na análise da estabilidade do talude definido por um bloco.

Analisam-se, separadamente, os casos que consideram e que ignoram as pressões hidrostáticas na descontinuidade devido à possibilidade de existência de água. Quando consideradas, estas pressões devem ser proporcionais à altura de água e assume-se seguirem um diagrama bilinear com valor máximo em $k_x = k_w$ e pressão nula na face do talude ($k_x = 0$), onde k_x é a distância relativa, na horizontal, de um qualquer ponto x desta descontinuidade à face do talude ($k_x = x/L_w$) e k_w é a posição relativa da secção do valor máximo das pressões. Nestas condições, a distribuição da carga hidráulica u que solicita a descontinuidade é expressa por:

$$u(k_x) = H_w \cdot \begin{cases} k_x & \text{se } 0 \leq k_x < k_w \\ 1 - k_x & \text{se } 1 \geq k_x \geq k_w \end{cases} \quad (7)$$

No caso analisado, considera-se, por simplificação, que a altura de água é igual à altura do talude ($H_w = H$) e que o valor máximo das pressões hidrostáticas se localiza no ponto médio do comprimento submerso da descontinuidade ($k_w = 0,5$). Quanto à resistência tangencial da descontinuidade, opta-se por considerar simplificadamente o critério de rotura de Mohr-Coulomb sem coesão, e, portanto, apenas com a parcela do atrito.

Como variáveis aleatórias consideram-se: o coeficiente de atrito $\tan \phi$, que se optou por modelar com uma distribuição log-normal com valor médio unitário ($\phi_m = 45^\circ$) e coeficiente de variação de 10%, com base nos valores sugeridos no EN 1997-1 (2024); e o ângulo de inclinação da descontinuidade Ψ seguindo uma distribuição de von-Mises, que é a equivalente da distribuição normal para grandezas circulares, e cuja função de densidade de probabilidade é caracterizada por uma inclinação média Ψ_m e um parâmetro de precisão κ (Fisher, 1953), que se assumiu ser $\kappa = 350$ de modo a limitar o intervalo de confiança de 90% ao intervalo $\Psi_m \pm 5^\circ$. A limitação do problema a duas variáveis aleatórias permite o acompanhamento gráfico dos resultados. No entanto, a análise poderia facilmente reproduzir situações mais complexas, que incluíssem outras fontes de incerteza, tais como as incertezas na altura da água, na distribuição das pressões hidrostáticas e na solicitação introduzida pelo reforço exterior, por exemplo.

Inicia-se a análise com o cálculo do índice de fiabilidade relativo ao deslizamento do bloco e, caso este valor não verifique os requisitos de fiabilidade do Eurocódigo (ver Quadro 1), quantificar-se-á a força de estabilização mínima necessária para os verificar.

3.2 – Formulação

Sendo constituído por um único bloco, cuja instabilidade representa a falha, este problema é abordado apenas ao nível do componente. Expressa-se a respetiva função desempenho $G_0(\mathbf{x}|T)$, que reproduz as condições de estabilidade do bloco tal que $G_0(\mathbf{x}|T) < 0$ define a região de falha, por:

$$G_0(\Psi, \tan \phi | T) = (W \cdot \cos \Psi - U + T \cdot \sin \Psi) \cdot \tan \phi - W \cdot \sin \Psi + T \cdot \cos \Psi \quad (8)$$

Note-se que, no caso da análise de fiabilidade, onde se pretende apenas quantificar o índice de fiabilidade, a força horizontal T é nula e, no caso de não se considerar a existência de água, a resultante das suas pressões hidrostáticas U é também nula, reduzindo-se a função de desempenho G ao caso elementar que descreve as condições de equilíbrio de um bloco considerando apenas o seu peso próprio, e que se expressa meramente pela comparação entre o ângulo de atrito ϕ e o ângulo de inclinação da descontinuidade Ψ , ou entre as suas tangentes $\tan \phi$ e $\tan \Psi$.

3.3 – Análise da fiabilidade e dimensionamento probabilístico do reforço

Para valores crescentes da inclinação média da descontinuidade ($15^\circ \leq \Psi_m \leq 75^\circ$) calculou-se, em primeiro lugar, o índice de fiabilidade pelo método FORM não considerando qualquer força

aplicada pelo reforço, correspondendo a uma análise da fiabilidade. Posteriormente, nos casos que não verificaram os requisitos de fiabilidade definidos no Eurocódigo (EN 1990-1, 2023), nomeadamente os índices de fiabilidade objetivo de 3,30, 3,80 e 4,30 (ver Quadro 1) para taludes das classes de consequências CC1, CC2 e CC3, respetivamente, calculou-se, pelo método da fiabilidade inversa, a força mínima que é necessário o reforço aplicar para se alcançarem estes valores de índice de fiabilidade. Abordaram-se separadamente os casos que ignoram e que consideram a presença de água e as respetivas pressões. Na Figura 7 mostram-se os resultados obtidos.

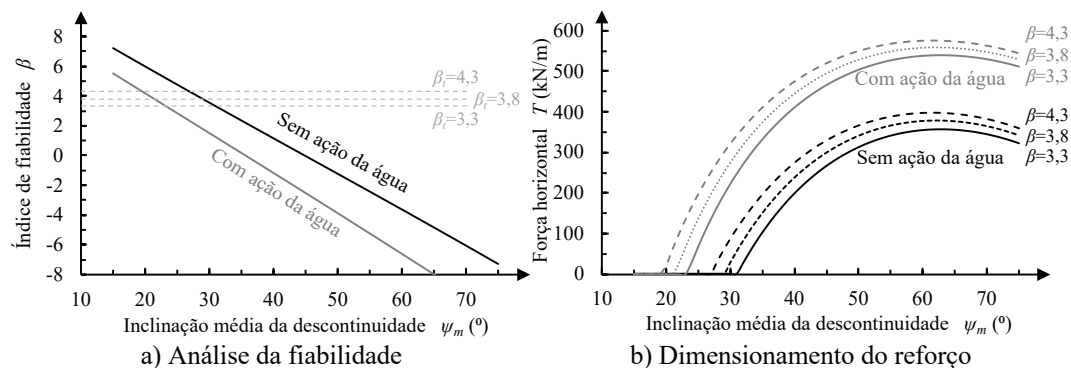


Fig. 7 – Resultados obtidos na análise de fiabilidade e no dimensionamento do reforço do talude definido por um único bloco.

Observa-se, por um lado, que o índice de fiabilidade β varia linearmente com a inclinação média da descontinuidade ψ_m e, por outro lado, que a força horizontal T necessária para aumentar o índice de fiabilidade tem uma relação quadrática negativa com a inclinação média da descontinuidade, devido à sua correlação com o peso do bloco. Note-se ainda que, no caso sem ações da água, a partir dos 32° de inclinação média da descontinuidade passa a ser necessário reforçar o talude para a classe de consequência CC1. Este valor desce para 29° e 27° em taludes das classes de consequências CC2 e CC3, respetivamente. No caso em que se consideram as ações da água, estes valores descem para 24° , 22° e 20° , respetivamente.

4 – ROTURA PLANAR DE UM CONJUNTO DE BLOCOS

4.1 – Descrição do problema

Considere-se agora uma situação semelhante à anterior, no que respeita à existência de uma descontinuidade paralela à face do talude que nela aflora, conferindo ao volume de rocha assim criado potencial de instabilização por deslizamento. Este volume encontra-se separado em múltiplos blocos, que resultam da existência de uma família de descontinuidades subparalela à face livre do talude. Sem perda de generalidade, admite-se a existência de cinco descontinuidades verticais equidistantes, com posições relativas $k_{x,i} = i/6$, em que $i = \{1, 2, \dots, 5\}$ representa o número da descontinuidade, originando seis blocos de comprimento igual a $L/6$. Na Figura 8 mostra-se o modelo conceitual do talude bem como as ações consideradas.

Considerando os blocos de forma independente, onde cada um pode apresentar condições de estabilidade ou instabilidade, formula-se o problema como um sistema de componentes. Pretende-se calcular o índice de fiabilidade do sistema e, caso este valor não verifique os requisitos de fiabilidade do Eurocódigo, quantificar a força de estabilização mínima necessária para os atingir. As características assumidas no caso do talude definido por um bloco, analisada anteriormente, quanto

à altura do bloco original, à altura da água, à sua distribuição de pressões e à resistência tangencial da descontinuidade mantêm-se. As variáveis aleatórias, nomeadamente o coeficiente de atrito $\tan \phi$ e a inclinação da descontinuidade Ψ , mantêm os modelos probabilísticos considerados.

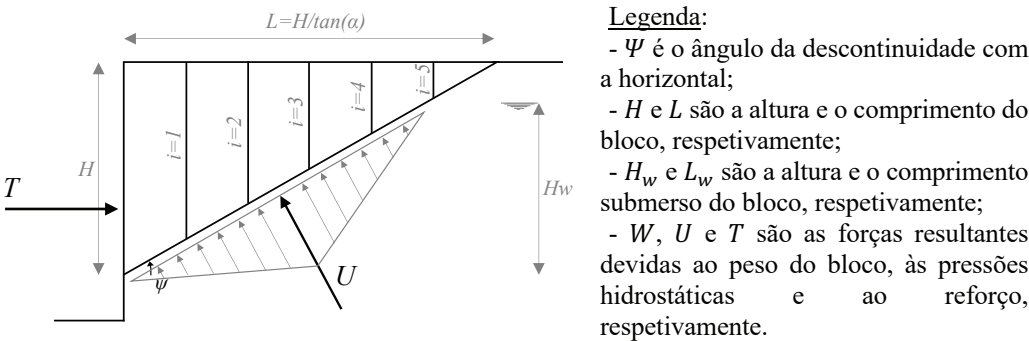


Fig. 8 – Ações consideradas na análise da estabilidade do talude definido por seis blocos.

4.2 – Formulação

Entende-se como falha do sistema a situação que resulta na instabilidade do bloco localizado na face livre do talude (bloco-chave). Como cada bloco à sua direita (para o interior do talude), analisado individualmente, pode apresentar condições de estabilidade ou instabilidade, e ser ou não solicitado pelo bloco imediatamente à sua direita, a falha do sistema deverá incluir 2^{M-1} modos de falha, onde $M = 6$ é o número de blocos. A lógica é que qualquer um dos $M - 1$ blocos à direita do bloco-chave pode ser estável ou instável (dois estados possíveis), sendo que a força que é transmitida ao bloco chave depende do estado de cada bloco à sua direita, perfazendo 2^{M-1} combinações possíveis. Assim, obtém-se um número de modos de falha que cresce exponencialmente com o número de blocos, tornando facilmente a resolução do problema impraticável.

No entanto, entende-se que qualquer bloco não pode instabilizar sem que todos os blocos à sua esquerda (para o exterior do talude) instabilizem também. Assim, na prática, cada descontinuidade vertical pode servir como um plano de separação, dividindo o modelo em dois conjuntos de blocos, A e B (Figura 9). Nestas condições, dois cenários resultam na falha do sistema: 1) o conjunto de blocos A instabiliza sozinho, sem a solicitação do conjunto de blocos B, que permanece estável; ou 2) ambos os conjuntos instabilizam, havendo, nesse caso, transmissão de forças entre eles. Deste modo, o sistema pode ser simplificado, reduzindo-se a um sistema com $(M - 1) \times 2$ modos de falha.

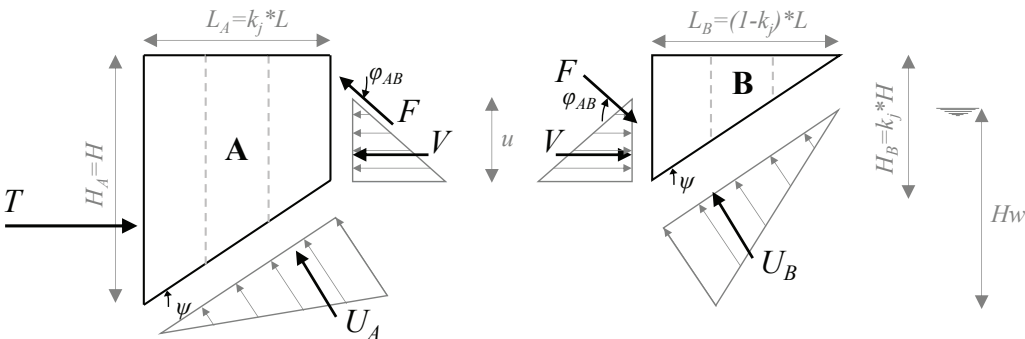


Fig. 9 – Ações consideradas na análise da estabilidade do talude definido por seis blocos.

Note-se que a água eventualmente existente exercerá também uma pressão V normal ao plano de separação dos blocos, proporcional à carga hidráulica u , dada na Equação 7. Na Figura 9 representam-se as ações consideradas na situação em que a descontinuidade vertical $i = 3$ serve como plano de separação, onde, respetivamente: L_A e L_B são o comprimento, H_A e H_B a altura máxima e U_A e U_B a resultante das pressões hidrostáticas que solicitam o conjunto de blocos A e B.

Como, para cada descontinuidade vertical servindo como plano de separação, qualquer um dos cenários descritos anteriormente representa a falha do sistema, não dependendo um do outro, entende-se que se trata de um sistema em série. No entanto, para cada cenário ocorrer, duas condições têm de se verificar: no primeiro cenário, o conjunto de blocos B tem de, por si só, ser estável e o conjunto de blocos A tem de instabilizar sem ser solicitado pelo primeiro; no segundo cenário, o conjunto de blocos B tem de apresentar potencial de instabilização, solicitando o conjunto de blocos A que tem também de instabilizar. Por isso, cada cenário (ou modo de falha) é descrito como um subsistema em paralelo já que ambas as condições têm de ser verificadas. Estas condições são tidas como componentes do sistema e terão associadas as funções de desempenho descritas de seguida.

Portanto, no caso analisado ($N = 6$), identificam-se 10 modos de falha, e o sistema pode ser idealizado como ilustrado na Figura 10, com indicação das funções de desempenho de cada componente.

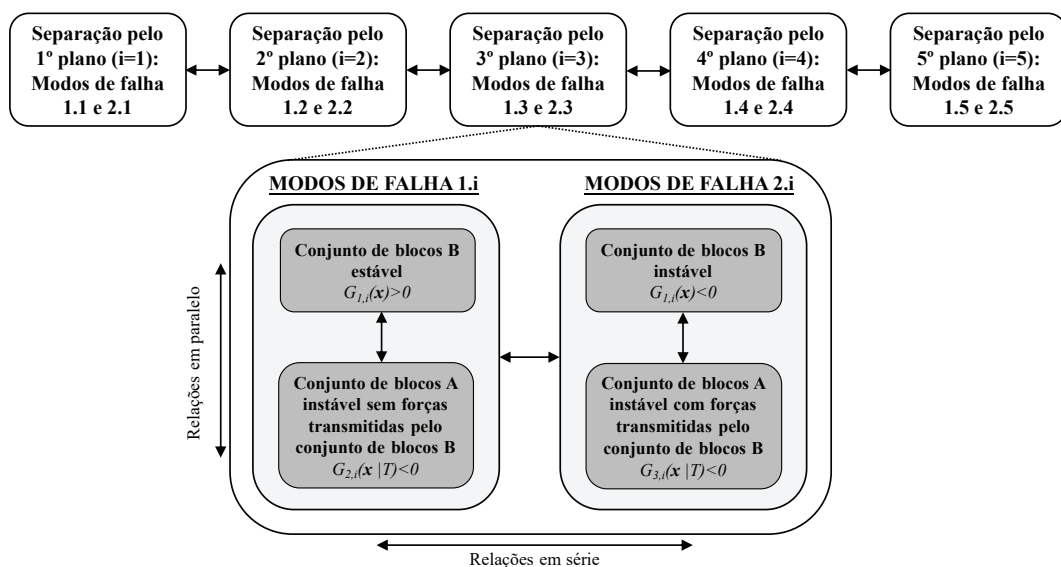


Fig. 10 – Idealização do problema da estabilidade do talude definido por seis blocos como um sistema com 10 modos de falha.

Para cada descontinuidade vertical i , servindo como plano de separação entre os conjuntos de blocos A e B, as condições de equilíbrio destes conjuntos são caracterizadas:

- Quanto à estabilidade do conjunto de blocos B, pelas funções de desempenho $G_{1,i}(\mathbf{x})$:

$$G_{1,i}(\Psi, \tan \phi) = (W_{B,i} \cdot \cos \Psi - U_{B,i} + [T - V_i] \cdot \sin \Psi) \cdot \tan \phi - W_{B,i} \cdot \sin \Psi + V_i \cdot \cos \Psi \quad (9)$$

- Quanto à estabilidade do conjunto de blocos A, sem interação com o conjunto de blocos B, pelas funções de desempenho $G_{2,i}(\mathbf{x}|T)$:

$$G_{2,i}(\Psi, \tan \phi | T) = (W_{A,i} \cdot \cos \Psi - U_{A,i} + [T - V_i] \cdot \sin \Psi) \cdot \tan \phi - W_{A,i} \cdot \sin \Psi + (T - V_i) \cdot \cos \Psi \quad (10)$$

- Quanto à estabilidade do conjunto de blocos A, com interação com o conjunto de blocos B, pelas funções de desempenho $G_{3,i}(\mathbf{x}|T)$:

$$G_{3,i}(\Psi, \tan \phi | T) = (W_{A,i} \cdot \cos \Psi - U_{A,i} + [T - V_i] \cdot \sin \Psi + F_i \cdot \sin[\phi_{AB} - \Psi]) \cdot \tan \phi - W_{A,i} \cdot \sin \Psi + (T - V_i) \cdot \cos \Psi + F_i \cdot \cos[\phi_{AB} - \Psi] \quad (11)$$

em que $W_{A,i}$ e $W_{B,i}$ são as forças resultantes do peso dos conjuntos de blocos A e B, $U_{A,i}$ e $U_{B,i}$ são as forças resultantes da pressão hidrostática na descontinuidade inclinada que solicita os conjuntos de blocos A e B, e V é a força resultante da pressão hidrostática normal à descontinuidade que serve de plano de separação entre os conjuntos de blocos A e B. F_i é a força de interação entre os conjuntos de blocos e pode ser obtida a partir de uma análise das condições de equilíbrio estático do conjunto de blocos B, sendo o seu fator de segurança expresso por:

$$FS_B = \frac{(W_{B,i} \cdot \cos \Psi + V_i \cdot \sin \Psi - U_{B,i} - F_i \cdot \sin[\phi_{AB} - \Psi]) \cdot \tan \phi}{W_{B,i} \cdot \sin \Psi - V_i \cdot \cos \Psi - F_i \cdot \cos[\phi_{AB} - \Psi]} \quad (12)$$

Supondo que as condições a partir das quais o conjunto de blocos B solicita o conjunto de blocos A são as que resultam num fator de segurança unitário, em coerência com uma situação de estado limite, a força transmitida ao conjunto de blocos A é dada por:

$$F_i = \frac{(W_{B,i} \cdot \cos \Psi + V_i \cdot \sin \Psi - U_{B,i}) \cdot \tan \phi - (W_{B,i} \cdot \sin \Psi - V_i \cdot \cos \Psi)}{\sin[\phi_{AB} - \Psi] \cdot \tan \phi - \cos[\phi_{AB} - \Psi]} \quad (13)$$

Substituindo a Equação 13 na Equação 11, as funções de desempenho $G_{3,i}(\mathbf{x}|T)$ são dadas por:

$$G_{3,i}(\Psi, \tan \phi | T) = ([W_{A,i} + W_{B,i}] \cdot \cos \Psi - [U_{A,i} + U_{B,i}] + T \cdot \sin \Psi) \cdot \tan \phi - [W_{A,i} + W_{B,i}] \cdot \sin \Psi + T \cdot \cos \Psi = G_0(\Psi, \tan \phi | T) \quad (14)$$

A Equação 14 reduz-se à Equação 8, pois as somas de $W_{A,i}$ e $W_{B,i}$ e de $U_{A,i}$ e $U_{B,i}$ são equivalentes, respetivamente, a W e U , qualquer que seja a localização da descontinuidade i que serve de plano de separação entre blocos. Assim, os modos de falha 2.i, caracterizados pela instabilidade do conjunto de blocos A, solicitado pelo conjunto de blocos B, também ele instável, é independente da descontinuidade vertical i e é equivalente à instabilidade dos blocos A e B em conjunto, situação equivalente à analisada na secção 3.

Note-se que, no caso em que as ações da água não são consideradas, $G_{1,i}$ reduz-se ao caso elementar ($\tan \phi - \tan \Psi$), diferindo de $G_{2,i}$ e G_0 apenas devido à parcela da força horizontal T . Uma vez que não se considera a hipótese de variação espacial das propriedades resistentes do plano de deslizamento, os modos de falha 1.i, que pressupõem a estabilidade do conjunto de blocos B e a instabilidade do conjunto de blocos A, tornam-se acontecimentos impossíveis devido à inexistência de pressão hidrostática na descontinuidade vertical que serve de plano de separação entre os conjuntos. Consequentemente, a formulação do problema enquanto sistema de componentes perde interesse nesse caso porque o único modo de falha mecanicamente admissível é relativo à instabilidade de todos os blocos em simultâneo, o que equivale ao caso analisado na secção 3. Por este motivo, só se analisa a situação que considera a existência da ação da água.

4.3 – Análise da fiabilidade e dimensionamento probabilístico do reforço

De acordo com a formulação desenvolvida anteriormente, contam-se 11 componentes que compõe o sistema, nomeadamente os que são descritos pelas funções de desempenho $G_{1,i}(\mathbf{x})$, $G_{2,i}(\mathbf{x}|T)$ e $G_0(\mathbf{x}|T)$, com $i = \{1, 2, \dots, 5\}$. Atendendo ao número considerável de eventos elementares definidos por 11 componentes (2^{11} eventos elementares), a utilização da Equação 4 para estimar a respetiva probabilidade poderia apresentar limitações de eficiência, para além de resultados incorretos em eventos de baixa probabilidade, como já discutido. Assim, de modo diferente do procedido na secção 3, optou-se por calcular a probabilidade de falha do sistema, e do consequente índice de fiabilidade, recorrendo a métodos de simulação, com amostragem adaptativa, tanto para a análise da fiabilidade como para o dimensionamento do reforço do talude. Neste último caso executou-se uma rotina de ciclo duplo, como definido na secção 2.4, onde, para valores da força aplicada pelo reforço que oscilam segundo o método da bisseção até convergirem para a solução final, se calcula o índice de fiabilidade respetivo novamente por métodos de simulação.

À semelhança do que se fez na secção 3, efetuou-se a análise da fiabilidade do sistema e o dimensionamento do reforço para valores crescentes da inclinação média da descontinuidade Ψ_m ($15^\circ \leq \Psi_m \leq 75^\circ$). Como critério de paragem do processo de simulação, definiu-se um valor objetivo do coeficiente de variação da estimativa da probabilidade de falha de 1%. O número de simulações necessárias para alcançar este valor foi variável, sendo inversamente proporcional à estimativa da probabilidade de falha. Para eventos de muito baixa probabilidade, da ordem de 10^{-7} (ou $\beta \approx 5,2$), foi possível atingir o valor pretendido do respetivo coeficiente de variação após alguns milhares de simulações, devido ao recurso a técnicas de amostragem adaptativa. Na Figura 11 mostram-se os resultados obtidos, para taludes classificados como de classe de consequências CC2, fazendo-se uma comparação com os resultados obtidos na análise do talude definido por um bloco.

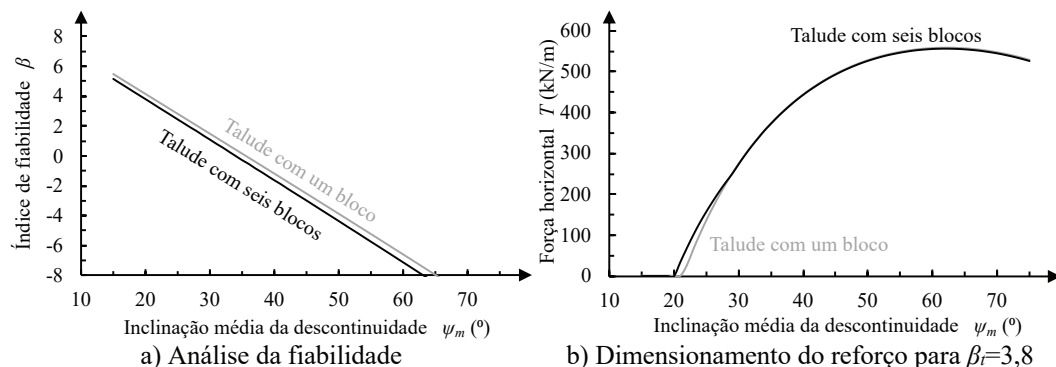


Fig. 11 – Resultados obtidos na análise de fiabilidade e dimensionamento do reforço do talude definido por um e por seis blocos.

A relação entre a inclinação média e os resultados, quer da análise da fiabilidade do sistema, quer do dimensionamento probabilístico do reforço, mantém o tipo de comportamento observado no caso do talude definido por um só bloco, sendo linear decrescente no primeiro problema e aproximadamente quadrática negativa no segundo. No entanto, constata-se, em primeiro lugar, a diminuição do índice de fiabilidade do talude na presença de uma família de descontinuidades paralela à sua face e na possibilidade de se instalarem pressões hidrostáticas nestas descontinuidades. Caso se considerasse que todos os blocos só poderiam instabilizar em simultâneo, de modo equivalente ao talude de um bloco, poder-se-ia concluir erroneamente que o talude cumpria os requisitos de fiabilidade.

É de notar que a formulação em sistemas de componentes só apresenta vantagem no dimensionamento do reforço para inclinações médias da descontinuidade abaixo de 30° . Com efeito, para inclinações superiores, os modos de falha 1.*i*, que reproduzem a separação dos blocos num conjunto instável e outro estável, são virtualmente impossíveis, em detrimento dos modos de falha 2.*i* que são equivalentes ao modo de falha do talude definido por um bloco, sendo a força necessária para estabilizar o talude a mesma.

Para melhor analisar o contributo de cada modo de falha, mostram-se, na Figura 12, as regiões de falha correspondentes aos modos de falha do talude definido por seis blocos para uma inclinação média da descontinuidade de $\Psi_m = 30^\circ$ (Figuras 12a a 12e). Recorda-se que nos modos de falha 1.*i*, a região de falha é definida pela intersecção das regiões limitadas por $G_{1,i} > 0$ e $G_{2,i} < 0$, enquanto nos modos de falha 2.*i*, a região de falha é definida pela intersecção das regiões limitadas por $G_{1,i} < 0$ e $G_0 < 0$ (ver Figura 9).

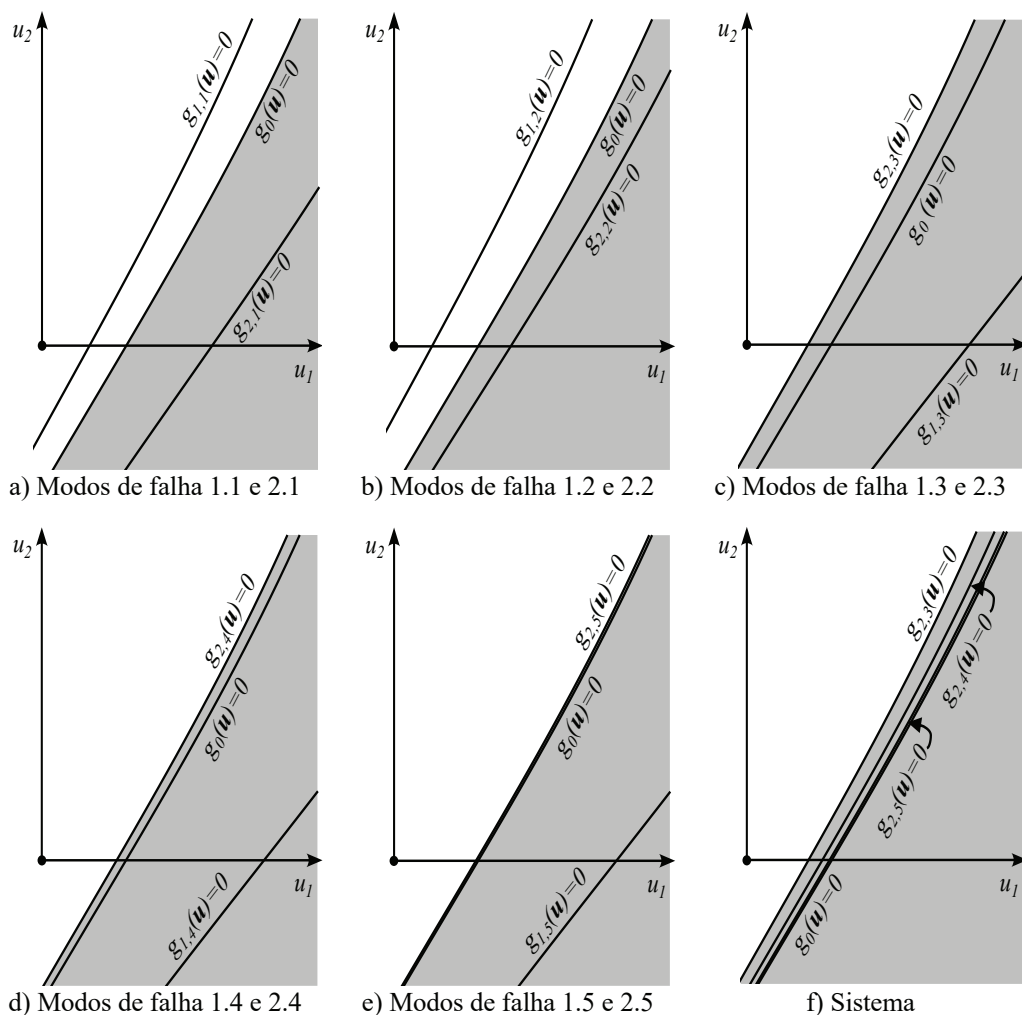


Fig. 12 – Regiões de falha de cada par de modos de falha do sistema relativo ao talude definido por seis blocos e caracterizado por uma inclinação média da descontinuidade de $\Psi_m = 30^\circ$.

Nota-se, em primeiro lugar, que as regiões de falha obtidas no caso das descontinuidades que se encontram à esquerda (para o exterior do talude) da secção do valor máximo das pressões hidrostáticas, nomeadamente a primeira ($i = 1$, Figura 12a) e segunda descontinuidades ($i = 2$, Figura 12b) servirem como plano de separação entre os blocos A e B, são limitadas pela componente descrita por G_0 . Este facto deve-se à prevalência do modo de falha 2.i nestas situações, porque a pressão hidrostática na descontinuidade vertical (V) é insuficiente para anular o efeito da pressão hidrostática no plano de deslizamento ($U_{B,i}$) do conjunto de blocos B, tornando o modo de falha 1.i, que pressupõe a separação do volume em dois conjuntos de blocos, um acontecimento impossível. Assim, só se afigura viável a instabilização dos conjuntos de blocos A e B em simultâneo (modo de falha 2.i).

Já no caso das descontinuidades que coincidem ou que se encontram à direita (para o interior do talude) da secção do valor máximo das pressões hidrostáticas, nomeadamente a terceira ($i = 3$, Figura 12c), a quarta ($i = 4$, Figura 12d) e quinta descontinuidades ($i = 5$, Figura 12e) servirem como plano de separação entre os conjuntos de blocos A e B, as regiões de falha são limitadas componente pela descrita por $G_{2,i}$. Este facto deve-se à prevalência do modo de falha 1.i nestas situações pois a pressão hidrostática na descontinuidade vertical (V) anula o efeito da pressão hidrostática no plano de deslizamento do conjunto de blocos B ($U_{B,i}$), permitindo que este conjunto de blocos permaneça estável com mais facilidade.

Finalmente, sobrepondo as regiões de falha definidas por cada modo de falha, o que se faz na Figura 12f, percebe-se que a componente descrita por $G_{2,3}$ condiciona a falha do sistema. Com efeito, quando a descontinuidade vertical coincidente com a secção do valor máximo das pressões hidrostáticas serve de plano de separação entre dois conjuntos de blocos, a pressão hidrostática nela instalada (V) é máxima, permitindo com mais facilidade que o conjunto de blocos A instabilize enquanto o conjunto de blocos B permanece estável. Estes resultados sugerem que o modelo do talude definido por blocos múltiplos poderia ser adequadamente simplificado para um modelo com dois blocos considerando a descontinuidade vertical que mais se aproxima da secção do valor máximo das pressões hidrostática como plano de separação.

5 – CONCLUSÕES

Este trabalho visou demonstrar a aplicabilidade de métodos probabilísticos na quantificação da segurança e no dimensionamento de taludes rochosos sujeitos a mecanismos de rotura planar, em específico no caso de maciços rochosos interretados por uma família de descontinuidades paralela à face do talude. Com esse propósito, o volume com potencial de instabilização foi idealizado como um modelo de blocos múltiplos, tendo-se desenvolvido uma formulação em sistemas de componentes para proceder à análise da fiabilidade sem recorrer a modelos numéricos. Como termo de comparação, analisou-se igualmente um modelo simplificado que considera o mesmo volume como um bloco único, supondo ser este o modelo utilizado habitualmente na análise da estabilidade de taludes rochosos sujeitos a mecanismos de rotura planar e no projeto das respetivas soluções de reforço.

Para o talude definido por um bloco único, verificou-se que o índice de fiabilidade varia linearmente com a inclinação média da descontinuidade, enquanto a força mínima necessária a aplicar pelo reforço para atingir um determinado índice de fiabilidade objetivo apresenta uma relação quadrática negativa com essa inclinação. Neste caso, testou-se ainda a existência das pressões da água, o que resultou numa redução significativa do índice de fiabilidade.

No caso de o talude ser definido por blocos múltiplos, situação resultante da existência de uma família de descontinuidades paralela à sua face livre, a análise da fiabilidade do sistema de componentes desenvolvido conduziu a índices de fiabilidade inferiores e a necessidades de reforço superiores aos do modelo definido por um bloco único, sobretudo para inclinações médias da descontinuidade mais reduzidas. Para inclinações mais elevadas, o modelo de blocos múltiplos tende

a comportar-se de forma equivalente ao modelo de um único bloco, uma vez que os modos de falha que reproduzem a separação física do volume com potencial de instabilização em dois conjuntos de blocos tornam-se virtualmente impossíveis.

Atendendo à prevalência dos modos de falha que reproduzem a separação do volume com potencial de instabilização pela descontinuidade vertical que mais se aproxima da secção de valor máximo da pressão hidrostática, os resultados obtidos sugerem ainda que o modelo de blocos múltiplos poderia ser adequadamente representado por um modelo simplificado de dois blocos, que teria uma formulação mais simplificada, tornando mais expeditos a análise da fiabilidade e o dimensionamento do reforço.

A análise da fiabilidade de um modelo simplificado de dois blocos já se encontra detalhada em Jiménez et al. (2006) ou Johari e Lari (2017), que se distinguem pelo método de aproximação da fiabilidade de sistemas adotado. No entanto, com a abordagem seguida neste trabalho, recorrendo a métodos de simulação e integrando técnicas de amostragem adaptativa, demonstrou-se ser possível obter estimativas altamente precisas do índice de fiabilidade do sistema de forma computacionalmente eficiente e utilizar modelos complexos, que resultam da interação de múltiplos blocos, no dimensionamento probabilístico do reforço de taludes rochosos. Este contributo é particularmente relevante no contexto da segunda geração dos Eurocódigos Estruturais, que reconhece explicitamente as vantagens dos métodos probabilísticos para a verificação dos estados limite de estruturas sensíveis a incertezas geométricas.

Apesar das hipóteses simplificativas utilizadas, os resultados obtidos revelam-se promissores para a aplicação deste tipo de abordagens a situações práticas de complexidade superior, que requeiram descrições mais completas das eventuais fontes de incerteza, a utilização de modelos estruturais mais exigentes e a modelação mais realista das estruturas de reforço do talude.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho integra-se no projeto MetProbRoc – Metodologias de ensaio e de observação, e estudos probabilísticos e de análise de fiabilidade em maciços rochosos (Proc. 0402/1102/24147) incluído no Plano de Investigação e Inovação 2021-2027 do LNEC.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baecher, G. B.; Christian J. T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons, Ltd, United Kingdom.
- Bucher, C. G. (1988). *Adaptive sampling - An iterative fast Monte Carlo procedure*. Structural Safety, 5 (2), pp. 119–126. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(88\)90020-3](https://doi.org/10.1016/0167-4730(88)90020-3)
- Dadashzadeh, N.; Duzgun, H. S. B.; Yesiloglu-Gultekin, N. (2017). *Reliability-based stability analysis of rock slopes using numerical analysis and response surface method*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 50 (8), pp. 2119–2133. <https://doi.org/10.1007/s00603-017-1206-2>
- Der Kiureghian, A.; Zhang, Y.; Li, C.-C. (1994). *Inverse reliability problem*. Journal of Engineering Mechanics, 120 (5), pp. 1154–1159. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1994\)120:5\(1154\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1994)120:5(1154))
- Ditlevsen, O.; Madsen, H. O. (1996). *Structural reliability methods*. John Wiley & Sons, Ltd, United Kingdom.
- Duzgun, H. S. B.; Bhasin, R. K. (2009). *Probabilistic stability evaluation of Oppstadhornet rock slope, Norway*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42 (5), pp. 729–749. <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0011-3>

- EN 1990-1 (2023). *Eurocode: Basis of structural and geotechnical design*. European Committee for Standardization, Belgium.
- EN 1997-1 (2024). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*. European Committee for Standardization, Belgium.
- EN 1997-2 (2024). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties*. European Committee for Standardization, Belgium.
- EN 1997-3 (2025). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*. European Committee for Standardization, Belgium.
- Fisher, R. A. (1953). *Dispersion on a sphere*. Proceedings of the Royal Society. A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 217 (1130), pp. 295–305. <https://doi.org/10.1098/rspa.1953.0064>
- Genz, A. (1993). *Comparison of methods for the computation of multivariate normal probabilities*. Computing Science and Statistics, 25, pp. 400–405.
- Hailperin, T. (1965). *Best possible inequalities for the probability of a logical function of events*. The American Mathematical Monthly, 72 (4), pp. 343–359. <https://www.jstor.org/stable/2313491>
- Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*. Rocscience Inc., Canada.
- Jimenez, R.; Sitar, N.; Chacón, J. (2006). *System reliability approach to rock slope stability*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43 (6), pp. 847–859. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.11.011>
- Jimenez, R.; Sitar, N. (2007). *Rock wedge stability analysis using system reliability methods*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 40 (4), pp. 419–427. <https://doi.org/10.1007/s00603-005-0088-x>
- Johari, A.; Lari, A. M. (2016). *System reliability analysis of rock wedge stability considering correlated failure modes using sequential compounding method*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 82, pp. 61–70. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.12.002>
- Johari, A.; Lari, A. M. (2017). *System probabilistic model of rock slope stability considering correlated failure modes*. Computers and Geotechnics, 81, pp. 26–38. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.07.010>
- JRC (Joint Research Centre); Van den Eijden, B.; Knuuti, M.; Lesny, K.; Löfman, M.; Mavritsakis, A.; Roubos, A.; Schweckendiek, T.; Sciaretta, F.; Ebener, A.; Escher, K.; Spross, J.; Commend, S.; Hehenkamp, M.; Arnold, P.; Wilhelm, S.; Ene, A.; Rimoldi, R.; Pereira, R. (2024). *Reliability-based verification of limit states for geotechnical structures*. Schweckendiek, T. (Ed), Publications Office of the European Union, Luxembourg. <https://doi.org/10.2760/1342542>
- Kumar, A.; Pandit, B.; Tiwari, G. (2022). *Reliability-based stability analysis of large rock slopes with different failure mechanisms using response surface methodology*. Environmental Earth Sciences 81, 511. <https://doi.org/10.1007/s12665-022-10624-1>
- Low, B. K. (1997). *Reliability analysis of rock wedges*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (6), pp. 498–505. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:6\(498\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:6(498))

- Low, B. K. (2007). *Reliability analysis of rock slopes involving correlated nonnormals*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44 (6), pp. 922–935. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2007.02.008>
- Muralha, J.; Trunk, U. (1993). *Stability of rock blocks – Evaluation of failure probabilities by the Monte Carlo and first order reliability methods*. Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering – Proceedings of the 2003 ISRM International Symposium (EUROCK'93), Balkema, the Netherlands.
- Park, H.-J. (2000). *Probabilistic approach of stability analysis for rock wedge failure*. Economic and Environmental Geology, 33 (4), pp. 295–307.
- Park, H.-J.; West, T. R. (2001). *Development of a probabilistic approach for rock wedge failure*. Engineering Geology, 59 (3-4), pp. 233–251. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00076-4](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00076-4)
- Tiwari, G.; Latha, G. M. (2019). *Reliability analysis of jointed rock slope considering uncertainty in peak and residual strength parameters*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 78 (2), pp. 913–930. <https://doi.org/10.1007/s10064-017-1141-1>
- Wyllie, D. C.; Mah, C. W. (2004). *Rock slope engineering: Civil and mining*. 4ª Edição, Spon Press, USA.

EFFECTO DEL BIOPOLÍMERO GUAR SOBRE EL GRADO DE COMPACTACIÓN EN ARENAS PARA RELLENO ESTRUCTURAL

Effect of guar biopolymer on the degree of compaction in sands for structural filling

Delbert Mamani^a

^a Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de San Martín de Porres, Perú.

RESUMEN – El presente estudio evaluó el efecto del biopolímero guar (GG) en el grado de compactación de arenas bien graduadas utilizadas como relleno estructural. Se emplearon tres porcentajes de adición (1,0 %, 1,5 % y 2,0 %) y tres periodos de reposo (1, 3 y 7 días). Los resultados mostraron que la dosificación óptima fue del 1,0 % con 7 días de reposo, alcanzando una mejora del grado de compactación del 93 % al 97 %, superando los requisitos establecidos por la norma EG-2013. Además, se observó un incremento en la densidad seca máxima y en la densidad in situ. Como aporte ambiental, se realizó una evaluación de la huella de carbono, evidenciando que el uso del biopolímero permitió reducir el uso del equipo de compactación, disminuyendo las emisiones asociadas y reafirmando el carácter sostenible del aditivo. En consecuencia, el biopolímero guar se presenta como una alternativa eficiente, técnica y ambientalmente viable para la ingeniería geotécnica.

ABSTRACT – This study evaluated the effect of guar biopolymer (GG) on the degree of compaction of well-graded sands used as structural fill. Three addition percentages (10%, 1.5%, and 2.0%) and three resting periods (1, 3, and 7 days) were used. The results showed that the optimal dosage was 1.0% with a 7-day rest period, achieving an improvement in the degree of compaction from 93% to 97%, exceeding the requirements established by the EG-2013 standard. In addition, an increase in maximum dry density and in-situ density was observed. As an environmental contribution, a carbon footprint assessment was carried out, showing that the use of the biopolymer reduced the use of compaction equipment, decreasing associated emissions and reaffirming the sustainable nature of the additive. Overall, guar biopolymer is presented as an efficient, technically and environmentally viable alternative for geotechnical engineering.

Palabras Clave – grado de compactación, biopolímero guar, relleno estructural.

Keywords – degree of compaction, guar biopolymer, structural fill.

1 – INTRODUCCIÓN

El material utilizado para relleno estructural (tuberías metálicas corrugadas, muros de contención, redes públicas; instalación de agua y desagüe, etc) y es aplicado en procesos constructivos de compactación de capas estructurales, en muchas ocasiones presentan problemas para lograr una óptima compactación, debido a que la cantera donde se extrae el material podría cumplir con el mínimo de las condiciones requeridas para su explotación o contener limo en

E-mails: delbert_mamani@usmp.pe

ORCID: orcid.org/0009-0007-8908-3365

cantidades que puedan perjudicar las propiedades mecánicas del suelo. En ese mismo sentido, el impacto ambiental negativo que ocasiona el apisonador compactador, por el tipo de combustible que consume (gasolina), para realizar el proceso constructivo, es una preocupación latente.

La correcta elección de agregados granulares resulta fundamental en cimentaciones y estructuras de tierra, pues influye de manera directa en su estabilidad, capacidad de carga y comportamiento a lo largo del tiempo. La mezcla de arena y grava se ha identificado como la más adecuada, al permitir una compactación más uniforme y eficiente, aumentar la resistencia al corte y mejorar el soporte del terreno (Verbal, 2020). Al respecto, la normativa del Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (MTC, 2013) considera dentro de sus especificaciones técnicas generales para la construcción que el material que se debe utilizar para realizar el relleno estructural debe aquel que tenga un diámetro menor a dos pulgadas, un índice de plasticidad menor a 11%, que serán compactadas al 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado, en capas de 15 a 20 centímetros cada una y pasando 3 controles de calidad por cada capa compactada (MTC, 2013). Sin embargo, y a pesar de tener todas esas consideraciones, al realizar los controles de calidad, no se logra alcanzar al grado mínimo de compactación del 95% establecido en la normativa (llegando solo al 92% o 93% del grado compactación), siendo importante mencionar que el vacío radial que genera la tubería metálica corrugada produce que el material (relleno estructural) tiene un comportamiento atípico, en base a ello, se realizará el presente estudio. El principal objetivo es investigar el efecto del biopolímero guar (en adelante GG), sobre el grado de compactación y huella de carbono de arenas bien graduadas para aplicaciones de relleno estructural, apoyados en los objetivos específicos siguientes: analizar; los límites de consistencia, Proctor modificado, prueba densidad cono de arena in situ, determinar el grado de compactación y prueba de huella de carbono.

La estabilización de suelos mediante aditivos tradicionales como cemento Portland y cal ha sido la norma en grandes proyectos de infraestructura. Sin embargo, estos materiales conllevan una elevada huella de carbono y costos económicos elevados, lo que ha impulsado la búsqueda de alternativas más sostenibles y eficientes. En este contexto, los biopolímeros han emergido como promesa para la ingeniería geotécnica moderna, al combinar un bajo impacto ambiental con prestaciones mecánicas competitivas (Shrivastava et al., 2024).

Entre los biopolímeros más estudiados, la goma guar ha mostrado resultados sobresalientes. Ensayos recientes indican que una dosis del 5 % de guar, con un curado de 28 días, puede elevar la resistencia al corte hasta 1 709 kPa y reducir en una unidad el cociente de presión de poro, mitigando así el riesgo de licuefacción (Shrivastava et al., 2024).

No obstante, para garantizar su adopción a gran escala, es esencial evaluar la durabilidad de estos tratamientos ante ciclos repetidos de humectación y secado. Soldo y Miletic (2022) documentaron que ciertas mezclas con biopolímero preservaron más del 70 % de la masa inicial tras múltiples ciclos, mientras que otras conservaron hasta el 45 % de su resistencia original. Estos resultados subrayan la importancia de ajustar la formulación y las condiciones de curado para maximizar el desempeño a largo plazo.

La aplicación de guar al 1 % en suelos arcillosos ha demostrado mejoras sustanciales en parámetros clave: reducción de la plasticidad, aumento de la resistencia no drenada y mejor grado de compactación, sin perjudicar el equilibrio ambiental (Bagriacik y Kahiyah, 2021). En paralelo, Ramani et al. (2020) evidenciaron que, al interactuar con partículas finas, la goma guar forma redes cohesivas que aumentan la rigidez y la tenacidad del suelo, posicionándola como una alternativa viable a los métodos convencionales.

Por otra parte, Cheng y Gengy (2021) detallan cómo, en suelos altamente saturados, la baja viscosidad inicial del hidrogel de guar se compensa tras un proceso controlado de deshidratación, cuando las biopelículas resultantes refuerzan la estructura del suelo. Similarmente, Kumar y Ramani (2021) resaltan que los biopolímeros inducen enlaces iónicos e interacciones por puente de hidrógeno.

Recientemente, también han surgido avances en la estabilización sostenible de subrasantes polimerizadas sometidas a carga cíclica y a la activación nanométrica de sus aglutinantes.

Ikechukwu (2023) documentó en Singapur mejoras en la resistencia y restricción de grietas en subrasantes tratadas con biopolímeros bajo carga cíclica, mientras que Aneke y Hassan (2023) demostraron un rendimiento resiliente cuando se emplearon cenizas volantes de tamaño nanométrico. En entornos de laboratorio, Ikechukwu y Chibuzor (2022) reportaron un aumento del módulo resiliente y control de grietas en subrasantes expansivas precargadas con aglutinantes nanogeopoliméricos, hallazgo que concuerda con los resultados de Onyelowe et al. (2022), quienes destacaron la eficacia del polvo de cantera geopolimérico. Además et al. (2024) investigaron la durabilidad de suelos tratados con el biopolímero de xantano en conjunto con fibras de sisal. También, Aneke et al. (2024) evidenciaron la mejora de la resistencia dinámica al corte y la reducción de microhuecos en suelos expansivos tratados con cenizas volantes nanodesilicadas. Estos estudios subrayan el potencial sinérgico de los biopolímeros y los aglutinantes nanométricos para incrementar la resiliencia y durabilidad de las subrasantes en proyectos de infraestructura.

Finalmente, la incorporación de biopolímeros como la goma guar en suelos de baja resistencia y alta compresibilidad - frecuentes en zonas periurbanas de rápido crecimiento - no solo mejora la capacidad portante y la durabilidad frente a cambios de humedad, sino que también aprovecha subproductos industriales de bajo costo, alineándose con los objetivos de economía circular (Villalta y Chang, 2020). En conjunto, estos avances refuerzan la pertinencia del GG como estabilizante sostenible en proyectos de relleno y subrasantes estructurales, abriendo nuevas líneas de investigación para optimizar su formulación y garantizar su desempeño en condiciones reales.

A partir de lo mencionado, se cuenta con precedentes sólidos que ratifican que el uso del GG es una técnica innovadora y prometedora para darle mayor estabilidad al suelo, mejorar su capacidad de soporte, incrementar la resistencia y amigable con el medio ambiente que brinda nuevas metodologías para su uso en la ingeniería civil.

Para este estudio, se analizó el suelo en su estado natural (SN) y se preparó tres dosificaciones adicionales del 1,0%, 1,5% y 2,0% con el GG, respetando los días de periodo de reposo (DPR). A continuación, se realizaron los ensayos de laboratorio como la prueba de granulometría por tamizado, límites de consistencia, compactación de suelos con una energía modificada, adicional a estas, se realizaron ensayos in situ como la prueba de control Speedy, densidad cono de arena; para determinar el grado de compactación de rellenos estructurales y prueba de huella de carbono (para determinar la cantidad de CO₂, expresada en kilogramos, del equipo en el proceso de compactación por capa). Se investigó el efecto que tiene el GG en todos los ensayos anteriormente mencionados con sus respectivos porcentajes de adición y, en consecuencia, el suelo modificado, tendrá un impacto positivo en las propiedades mecánicas y cualidades geotécnicas realizadas.

2 – MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 – Suelo en estado natural

El material utilizado para el presente estudio proviene de la cantera nueva esperanza, que pertenece al distrito de Chamaca, dentro de región del Cusco, Perú. Las cualidades y propiedades para su uso geotécnico fueron desarrolladas a través de ensayos de laboratorio y como resultado de las diferentes pruebas se presenta lo siguiente. El ensayo granulométrico determinó que la muestra ensayada dio como resultado una arena bien gradada (SW), según la norma ASTM D422, y como se muestra en la Figura 1a. En concordancia con su clasificación como arena bien graduada (SW), el suelo fue caracterizado como no plástico (NP) según la norma ASTM D4318, ya que este tipo de materiales granulares no presenta estados de consistencia plástica.

El resultado de la prueba de compactación con máxima densidad seca de 2271 kg/m³ y 7,24% de humedad óptima según la norma ASTM D1557, como indica la Figura 1b. Finalmente se realizó la prueba in situ densidad cono de arena y prueba de control Speedy, encontrando el valor de la densidad en campo de 2101 kg/m³ y 7,11% de humedad, según las normas ASTM D1556 y

ASTM D4944 respectivamente, todos los ensayos descritos con anterioridad corresponden al suelo sin adición (suelo natural).

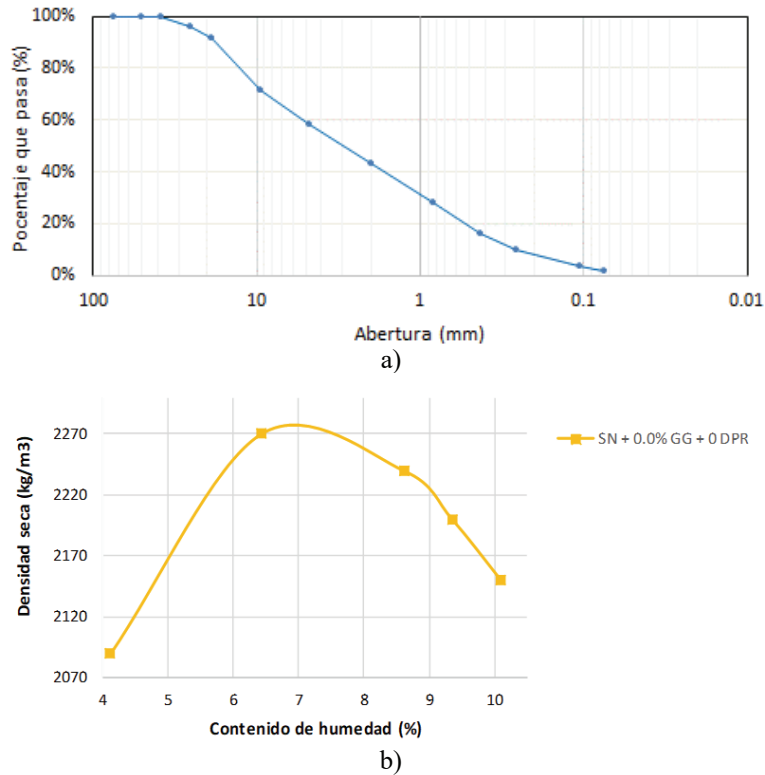


Fig. 1 – Ensayos realizados: a) Curva granulométrica del suelo en su estado natural; b) Curva de compactación del suelo natural.

2.2 – Biopolímero guar

El GG es un glúcido complejo carbohidrato de origen vegetal que tiene un vínculo con las leguminosas, con nombre científico *cyamopsis tetragonolobus* y de composición química definida $C_6H_{12}O_6$. La principal propiedad y característica es que presenta una viscosidad de dispersiones dependiendo de la temperatura, tiempo y concentración. Es económico, su producción no confiere dificultad y está disponible por industrias químicas (Kahiyah, 2020). El GG que se utilizó para el presente estudio, corresponde a la empresa química Amtex Colombia.

2.3 – Preparación de las muestras

En esta investigación, el GG se mezcló con el suelo en tres dosificaciones distintas 1,0%, 1,5% y 2,0, que van con relación al peso seco de la muestra a ensayar, haciendo uso del método de preparación mecánica manual hasta obtener una apariencia homogénea y una cantidad de agua específica que se requiere para cada tipo de prueba, tal como se muestra e la Figura 2. Para las pruebas de compactación, cada espécimen fue aislado en un ambiente hermético para que no pueda verse afectado por la oxidación y la pérdida de su contenido de humedad (Sujatha y Saisree, 2019), requerido en la norma ASTM D1557 para generar una curva de compactación, los especímenes

tuvieron un tiempo de período de reposo de 1 día, 3 días y 7 días, para que puedan completar su proceso de hidratación a corto plazo en la formación de hidrogeles. Además, para realizar la prueba de densidad in situ mediante el cono de arena, se tomó como referencia el espécimen con 7 días de período de reposo, debido a que en ese periodo presenta las mejores cualidades mecánicas de la máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (Retuerto y Gonzales, 2022).



Fig. 2 – a) Dosificación del GG proporcional al peso de la muestra a ser ensayada; b) Proceso incorporación del GG y posterior mezclado con la muestra de suelo, mediante el batido manual en seco.

Para las pruebas de compactación de suelos, las muestras se colocaron y se apisonaron en el molde de 152,4 mm de diámetro y un martillo de 44,5 N el mismo que cae a una altura de 457 mm, generando una energía de compactación de 2,700 kN-m/m³, según la norma ASTM D1557 y la Figura 3.



Fig. 3 – Superficie enrasada y escarificada, retirando el material excedente del molde, para obtener una lectura precisa del espécimen compactado.

2.4 – Procedimiento de los ensayos

Se inició con la determinación de los límites de consistencia, seguida de las pruebas de compactación con energía modificada; para ello, las muestras se mezclaron en sus diferentes dosificaciones con GG, respetando los días de periodo de reposo. Posteriormente, se efectuaron los ensayos de campo para determinar la humedad mediante el método Speedy y la densidad a través del cono de arena. Finalmente, se calculó la huella de carbono empleando la metodología propuesta por el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (2006).

3 – RESULTADOS

3.1 – Límites de consistencia

Se realizaron las pruebas para determinar los límites de consistencia del suelo en su estado natural y modificado con GG tal como se muestra en la Tabla 1. El GG causa un proceso de hidratación en contacto con el agua, generando una interacción entre las partículas del biopolímero y agua, obteniéndose como resultado un gel viscoso, tal como se muestra en la Figura 4a. La cantidad de agua presente en los especímenes es la necesaria para lograr la saturación de la mezcla y obtener una pasta homogénea, como se muestra en la Figura 4c. Este comportamiento de gel viscoso sería debido a las propiedades naturales del biopolímero al presentar una viscosidad entre 5000 a 6000 cps, presentando una considerable resistencia al flujo y le brindaría una consistencia pegajosa y espesa, según su ficha técnica. Además, al utilizar las proporciones de la mezcla de GG, agua y suelo, el índice de plasticidad incrementa debido a que el GG es altamente absorbente de agua, a medida que se incrementa las adiciones, esta variación podría deberse a esta propiedad natural. Además, cuando sobrepasa los límites de dosificación sugerido, esta mezcla homogénea, no presenta trabajabilidad.

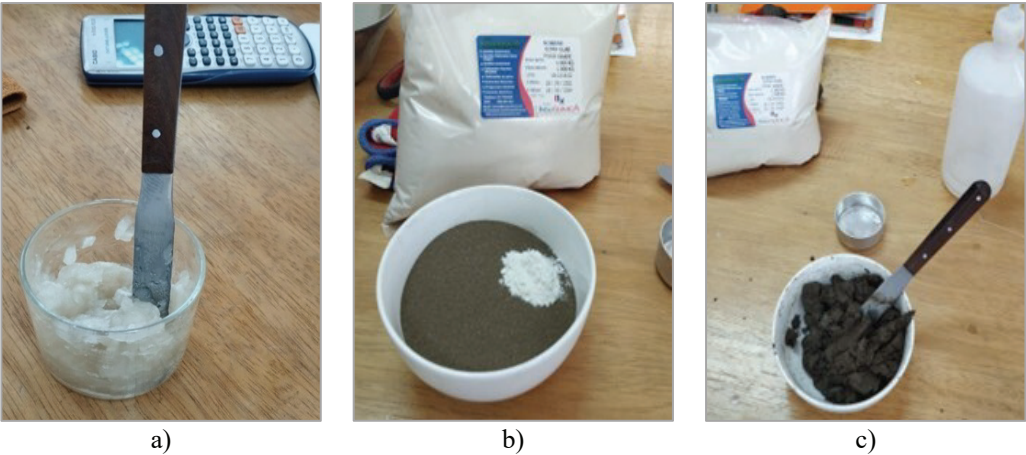


Fig. 4 – a) Proceso de hidratación de la GG con el agua; b) dosificación de los 150 gramos para el LL al 1,0% de adición de la GG; c) mezcla del espécimen con agua destilada o desmineralizada.

Tabla 1 – Resumen de los resultados obtenidos de todos los especímenes ensayados con sus distintas modificaciones.

Descripción	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SN	NP	NP	NP
SN + 1,0% GG	28,34	15,86	12,48
SN + 1,5% GG	34,79	18,73	16,06
SN + 2,0% GG	41,85	22,59	19,26

3.2 – Pruebas de compactación

Se determinó las curvas de compactación del suelo natural y del suelo modificado con la GG, con sus respectivos días de periodo de reposo (DPR) a corto plazo detallados previamente en la sección 2.3, como se muestra en la Figura 5.

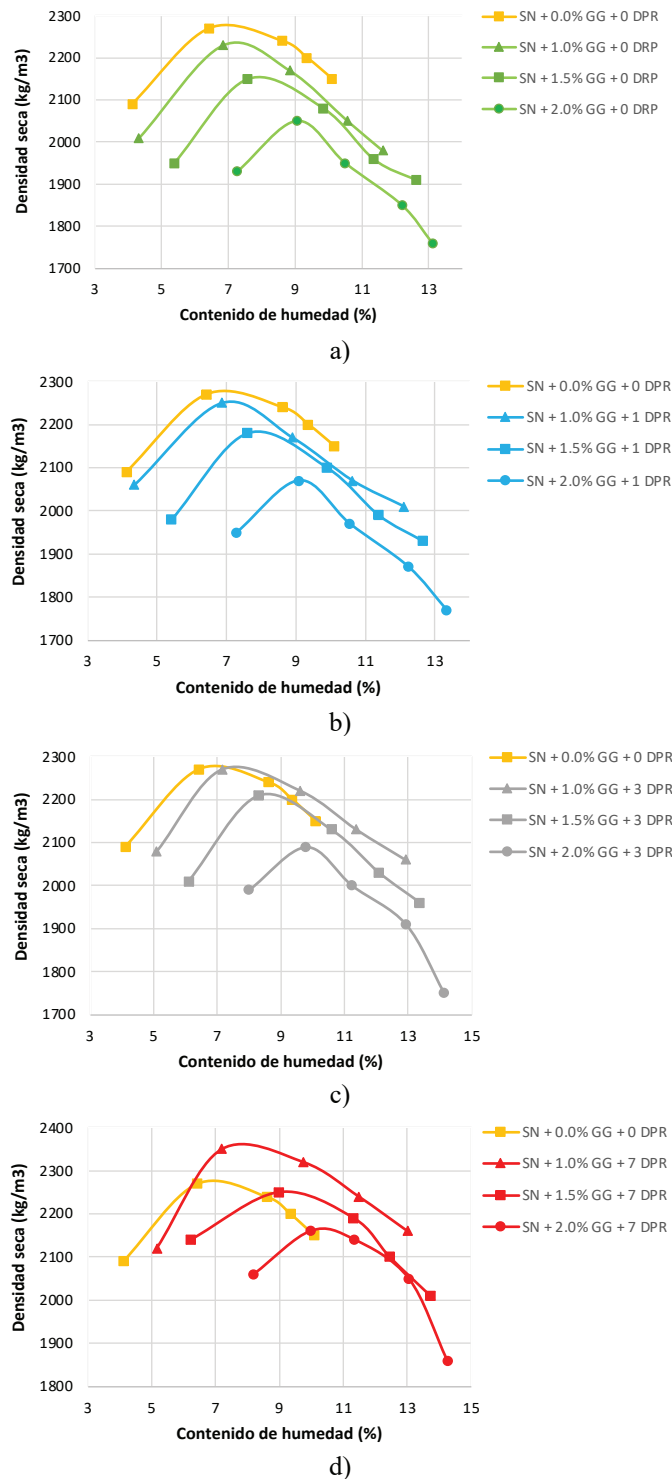


Fig. 5 – Superposición de curvas de compactación con modificaciones del GG para diferentes tiempos de reposo: a) 0 DPR (compactación inmediata); b) 1 DPR; c) 3 DPR; y d) 7 DPR.

Se presenta un resumen tabular de los datos obtenidos de la máxima densidad seca y contenido óptimo de humedad de la totalidad de los ensayos realizar mediante el Proctor modificado, como indica la Tabla 2.

Tabla 2 – Resumen tabular de la matriz experimental de las curvas de compactación, respecto a su contenido de humedad óptima.

Descripción	Dosificaciones/Periodo de reposo	Densidad seca máxima (kg/m³)	Contenido de humedad óptimo (%)
Compactación sin reposo (0 DRP)	SN + 0,0% GG + 0 DPR	2271	6,92
	SN + 1,0% GG + 0 DRP	2234	7,21
	SN + 1,5% GG + 0 DRP	2156	7,95
	SN + 2,0% GG + 0 DRP	2052	9,16
Compactación con un día de reposo (1 DRP)	SN + 1,0% GG + 1 DRP	2254	7,25
	SN + 1,5% GG + 1 DRP	2182	8,01
	SN + 2,0% GG + 1 DRP	2071	9,18
Compactación con tres días de reposo (3 DRP)	SN + 1,0% GG + 3 DRP	2272	7,32
	SN + 1,5% GG + 3 DRP	2213	8,32
	SN + 2,0% GG + 3 DRP	2091	9,89
Compactación con siete días de reposo (7 DRP)	SN + 1,0% GG + 7 DRP	2356	7,56
	SN + 1,5% GG + 7 DRP	2252	9,23
	SN + 2,0% GG + 7 DRP	2163	10,36

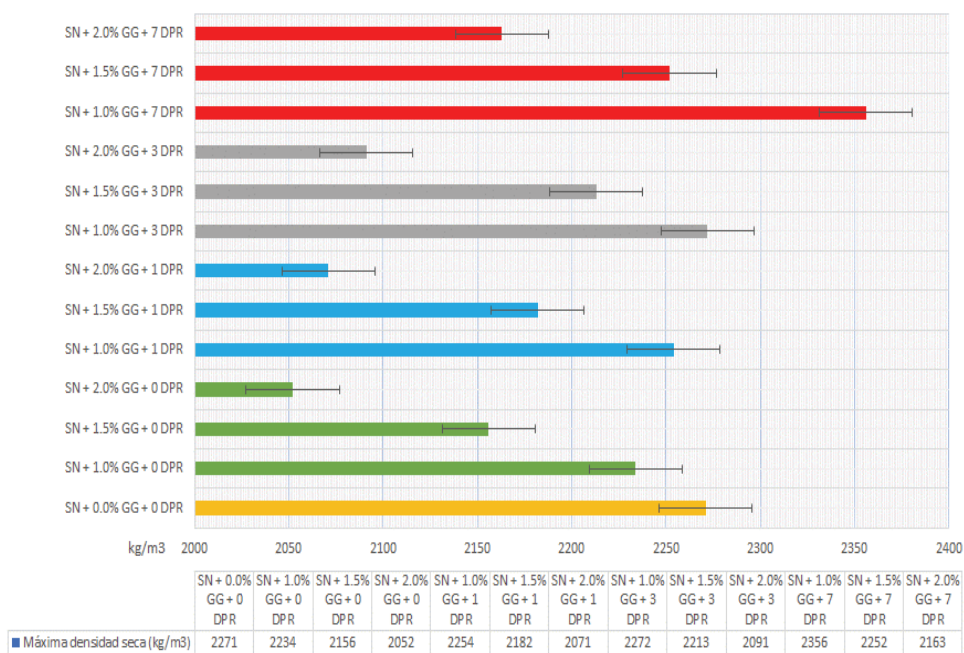
Se presenta un resumen gráfico de las máximas densidades secas del suelo natural y del suelo con sus respectivas adiciones del GG, así como también, el contenido óptimo de humedad de todos los suelos tratados, como se muestra en la Figura 6.

Como se observa en la Tabla 2 y Figura 6, el suelo natural presenta una densidad seca máxima (DSM) de 2271 kg/m³ y una humedad óptima (HO) de 6,92%. Inicialmente, sin periodo de reposo (0 DRP), la adición de GG provoca una caída en la DSM y un aumento en HO debido a una hidratación incompleta del biopolímero. No obstante, al incrementar el tiempo de reposo (1, 3 y 7 DRP), se registra una tendencia positiva de recuperación y aumento de la DSM en todas las dosificaciones, alcanzando valores de hasta 2356 kg/cm³ para el 1,0% de GG a los 7 días. Este comportamiento, se atribuye a la maduración del proceso de hidratación y la formación gradual de una matriz de gel viscosa que rellena los espacios vacíos y mejora la respuesta del material durante la compactación, demostrando además la alta capacidad de absorción de agua del biopolímero a mayores dosis.

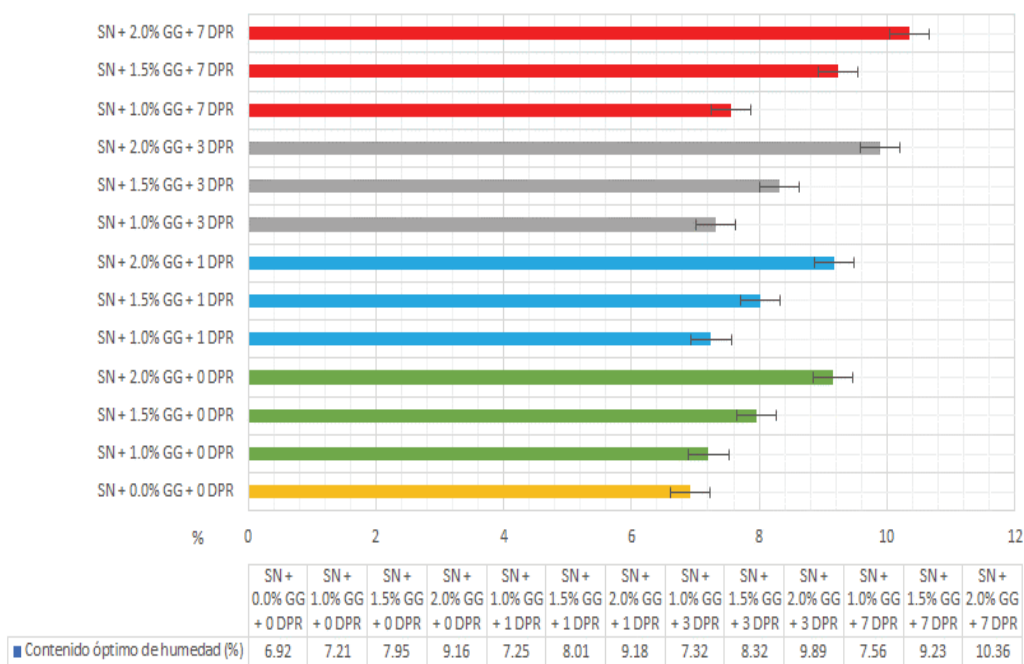
3.3 – Densidad cono de arena

Detalle de datos generales para las pruebas in situ de las capas compactadas tanto del suelo en su estado natural como de las adiciones con el GG, y tomando la dosificación óptima de 1,0% con siete días de periodo de reposo (7 DPR), como se indica en la Tabla 3.

Se detalla la descripción completa de los parámetros necesarios para la determinación de la densidad de suelo seco o densidad in situ, mediante el uso del cono de arena la muestra natural y sus respectivas adiciones con el GG, tal como indica la Tabla 4.



a)



b)

Fig. 6 – a) Variación de la máxima densidad seca del suelo natural, sus modificaciones con GG y períodos de tiempo de reposo, obtenidas en el laboratorio mediante el ensayo del Proctor modificado; **b)** Variación del contenido óptimo de humedad de todos los especímenes ensayados con GG y su tiempo de período de reposo.

Tabla 3 – Breve descripción de los datos generales donde se realizó las pruebas in situ con las adiciones del GG con 7 días de periodo de reposo.

Cantidad	Nº01	Nº02	Nº03	Nº04
Descripción del suelo	SN+0,0%GG+ 0 DPR	SN+1,0%GG+ 7 DPR	SN+1,5%GG+ 7 DPR	SN+2,0%GG+ 7 DPR
Descripción	ÚLTIMA CAPA	ÚLTIMA CAPA	ÚLTIMA CAPA	ÚLTIMA CAPA
Lado	DERECHO	IZQUIERDO	DERECHO	IZQUIERDO
Fecha de Muestreo	NOVIEMBRE	NOVIEMBRE	NOVIEMBRE	NOVIEMBRE
Espesor de capa controlada	0,15 m	0,15 m	0,15 m	0,15 m
Espesor de capa compactada	0,20 m	0,20 m	0,20 m	0,20 m

Tabla 4 – Se presenta los parámetros extraídos en obra, mediante la prueba del cono de arena para determinar la densidad seca in situ, del suelo natural y sus respectivas adiciones.

Descripción	Unidad	Nº01 SN+0,0%GG+ 0 DPR (Suelo sin tratar)	Nº02 SN+1,0%GG+ 7 DPR	Nº03 SN+1,5%GG + 7 DPR	Nº04 SN+2,0%GG+ 7 DPR
Contenido de humedad (Speedy)	%	7,11	7,51	9,15	10,25
Densidad suelo seco	kg/m³	2101	2280	2106	1990

Los resultados que se reportaron en la Tabla 4, para las pruebas in situ, mediante el uso del cono de arena, se detallan a continuación: Suelo natural (SN+0,0%GG+ 0 DPR) presenta una densidad de 2101 kg/m³, SN+1,0%GG+ 7 DPR tiene una densidad de 2280 kg/m³, SN+1,5%GG+ 7 DPR con una densidad de 2106 kg/m³ y SN+2,0%GG+ 7 DPR con una densidad de 1990 kg/m³, todas las densidades detalladas anteriormente, son pruebas de campo o in situ, respetando el tiempo de periodo de reposo para realizar la compactación.

Para la determinación del peso específico de la grava, mediante ensayos de laboratorio, se utilizó la norma ASTM C127 15, obteniéndose un valor final de 2530 kg/m³.

3.4 – Interacción entre las partículas de suelo y biopolímero guar

También realizaron un estudio en el microscopio electrónico de barrido de un suelo tratado con la goma guar al 2%, y señala que en el suelo tratado con esta goma se reducen los espacios vacíos, comparados con el suelo natural (Ramani et al., 2020), tal como se muestra en la Figura 7. En dicha imagen, se puede apreciar que la adición del biopolímero actúa como un agente cementante que recubre las partículas de suelo, rellenando los poros intergranulares y creando una estructura más densa y continua en comparación con la porosidad abierta del suelo sin tratar.

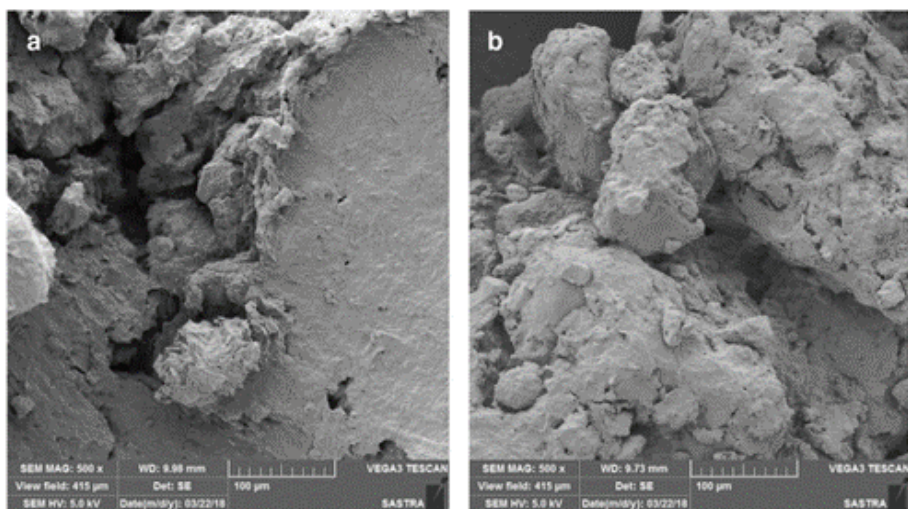


Fig. 7 – a) Se muestra el suelo natural; b) El suelo tratado con el GG, donde, se observa un relleno de los espacios vacíos con el biopolímero (Ramani et al., 2020).

3.5 – Interacción entre las partículas de suelo y biopolímero guar

Finalmente, para determinar el grado de compactación se necesitará los datos de la máxima densidad seca en laboratorio en relación directa con la densidad in situ del cono de arena tal como lo indica la Tabla 5, utilizando la norma ASTM D1556, y como lo indica la siguiente Ecuación 1:

$$G.C. (\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_{max}} \times 100 \quad (1)$$

Donde G.C. es el grado de compactación, γ_d es la densidad seca en campo y γ_{max} es la máxima densidad seca en laboratorio obtenida del ensayo del Proctor modificado.

Tabla 5 – Resumen de los resultados obtenidos de todas las pruebas ensayadas in situ con sus distintas adiciones del GG con 7 días de periodo de reposo.

Correlación de datos de la densidad en laboratorio y densidad in situ	Unidad	SN+0,0 %GG+ 0 DPR	SN+1,0 %GG+ 7 DPR	SN+1,5 %GG+ 7 DPR	SN+2,0 %GG+ 7 DPR
Máxima densidad seca laboratorio	kg/m ³	2271	2356	2252	2163
Densidad in situ	kg/m ³	2101	2280	2106	1990
Grado de compactación	%	93	97	94	92

En consecuencia, según el reporte de datos, se puede mencionar que el grado de compactación del suelo natural es del 93% y trabajando con la proporción óptima del 1,0% GG + 7 DPR, se obtiene un 97% grado de compactación, logrando superar y garantizar con éxito, los parámetros mínimos exigidos en la norma del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2013), en rellenos estructurales.

4 – PRUEBA DE HUELLA DE CARBONO

En la presente investigación, la determinación de la huella de carbono se llevó a cabo mediante la recopilación sistemática de datos operativos de un compactador Wacker Neuson BS50-4As. Para ello, se realizaron múltiples ensayos (20 pruebas) bajo condiciones controladas, el tiempo de compactación por cada ensayo, el consumo de gasolina en litros, el factor de emisión $-2,3 \text{ kg de CO}_2$ para la gasolina (Natural Resources Canada, 2014), y las consecuentes emisiones de dióxido de carbono expresadas en kilogramos. El estudio comparó dos configuraciones distintas, denominadas SN y SN+1,0%GG+7DPR, con el objetivo de evaluar las variaciones en el impacto ambiental y determinar la efectividad de las modificaciones implementadas en la reducción de emisiones, utilizando la Ecuación 2, propuesta por el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el cambio Climático (2006):

$$\text{Huella de CO}_2 = \text{Dato de actividad} \times \text{Factor de emisión} \quad (2)$$

Para los escenarios SN y SN+1,0%GG+7DPR, se registran 20 pruebas de cada una, con tiempos de compactación que varían entre 20 y 25 minutos para SN y entre 18 y 21 minutos para SN+1,0%GG+7DPR. El consumo de gasolina por prueba oscila entre 0,367 L y 0,458 L para SN, y entre 0,300 L y 0,385 L para SN+1,0%GG+7DPR, indicando un consumo aparentemente menor en esta última prueba. De manera similar, las emisiones de CO_2 por prueba muestran un rango de 0,843 kg a 1,054 kg para SN, y de 0,759 kg a 0,886 kg para SN+1,0%GG+7DPR, sugiriendo una reducción de emisiones en la propuesta SN+1,0%GG+7DPR.

La Figura 8 de dispersión de datos, titulada "Prueba de huella de carbono CO_2 : SN vs SN+1,0%GG+7DPR", ilustra las emisiones de CO_2 por número de prueba para ambos escenarios. Se observa claramente que los puntos correspondientes al escenario SN+1,0%GG+7DPR (dispersión de puntos amarillos) se sitúan consistentemente por debajo de los puntos del escenario SN (dispersión de puntos rojos). Esto valida visualmente que el escenario SN+1,0%GG+7DPR logra menores emisiones de CO_2 en la mayoría de las pruebas individuales.

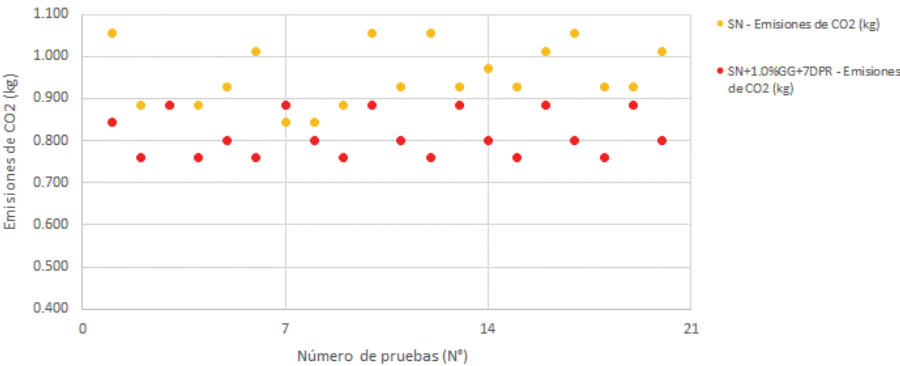


Fig. 8 – Dispersión de pruebas realizadas para los escenarios de SN vs SN+1,0%GG+7DPR, respecto a la cantidad de emisiones de CO_2 producidas

La Figura 9, ofrece una representación porcentual de las emisiones totales de CO_2 para cada escenario. Este gráfico demuestra de forma contundente que el segmento asociado a las emisiones del escenario SN+1,0%GG+7DPR (16,276 kg, en amarillo) es notablemente más pequeño que el segmento que representa las emisiones del escenario SN (19,017 kg, en rojo). Esta visualización directa subraya la magnitud de la reducción total de emisiones lograda por el escenario SN+1,0%GG+7DPR a lo largo de todas las pruebas.

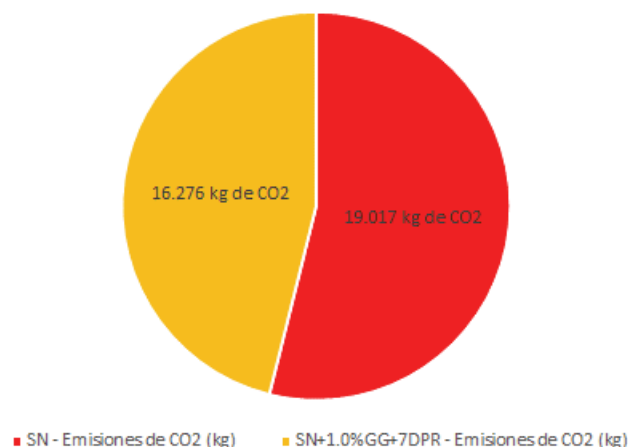


Fig. 9 – Cantidades totales de emisiones de CO₂ para los escenarios de SN vs SN+1,0%GG+7DPR, expresada en kilogramos.

5 – DISCUSIÓN

La mejora observada en los parámetros de compactación con la adición del 1,0% de GG, referida a la máxima densidad seca y el aumento de la capacidad de soporte del suelo, encuentra respaldo en la literatura científica. Investigaciones previas han demostrado que el GG, en dosificaciones óptimas, es capaz de generar una mejora en la resistencia y soporte de los materiales arcillosos (Ramani et al., 2020; Bagarack et al., 2021). Específicamente, se ha reportado que la adición de GG incide positivamente en la mejora de la resistencia al corte en arcillas tratadas (Cheng y Gengy, 2021), y en el grado de compactación, densidad seca y densidad in situ para arenas bien graduadas (Aneska y Kalyumba, 2024; Bolduan et al., 2022). Esta sinergia entre el biopolímero y las propiedades del suelo permite alcanzar los objetivos de compactación con una menor cantidad de trabajo, lo que se traduce directamente en la eficiencia energética y la reducción de la huella de carbono del equipo.

No obstante, es crucial señalar que el aumento en la proporción de adición del GG más allá de la dosificación óptima tiende a generar inestabilidad en las características de compactación. Esto podría atribuirse a la formación de agregados o geles que impiden una distribución uniforme de la fuerza de compactación, o a una saturación del suelo que compromete su trabajabilidad. La optimización de las cualidades geotécnicas se ve reflejada específicamente al 1,0% de dosificación de GG, resultando en una ganancia positiva de resistencia y soporte del material, así como una mejora en el módulo resiliente y control de grietas en subrasantes expansivas (Ipekhuaya & Chibuyov, 2022). Estos hallazgos sugieren que existe un punto de equilibrio donde la adición del biopolímero maximiza los beneficios geotécnicos sin comprometer la eficiencia de la compactación.

Aunque el proceso de compactación mecánica genera esfuerzos cortantes que podrían interrumpir inicialmente la formación de redes poliméricas, el GG presenta una capacidad de reordenamiento molecular en sus enlaces de hidrógeno e iónicos durante la fase posterior de curado (DPR). Este fenómeno permite que, tras la densificación del suelo, las cadenas del biopolímero se aproximen de forma más efectiva a las superficies de las partículas, consolidando una matriz cementante que se fortalece conforme el hidrogel pierde humedad y madura, compensando cualquier rotura de enlaces ocurrida durante la manipulación mecánica inicial y garantizando la estabilidad de la estructura del suelo mejorado.

6 – CONSIDERACIONES FINALES

La adición del GG demostró tener un impacto positivo en el grado de compactación, así como también en la huella de carbono para arenas bien graduadas, mejorando su desempeño para aplicaciones de rellenos estructurales.

Se evidenció un incremento significativo en el grado de compactación del suelo, pasando del 93 % en su estado natural al 97 % tras la incorporación del 1,0 % de GG y 7 % de DPR. Este resultado supera el valor mínimo del 95 % exigido por la normativa vigente del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2013) para rellenos estructurales, lo que implica una mejora en la densidad seca, la capacidad portante y la estabilidad del terreno, favoreciendo su desempeño en aplicaciones de ingeniería civil.

Se concluye que el uso del GG en una dosificación de 1,0 % GG + 7 % DPR contribuyó a la reducción de las emisiones de CO₂, disminuyendo de 19,017 kg (suelo natural) a 16,276 kg. Esta reducción representa una mejora ambiental relevante del 14,41 %, atribuible a la mayor eficiencia en la compactación del suelo tratado, que requirió un menor uso del equipo mecánico. Por tanto, el empleo del GG no solo mejora las propiedades geotécnicas del suelo, sino que también aporta al desarrollo de prácticas más sostenibles en ingeniería civil, alineadas con los objetivos de mitigación del cambio climático.

Con la adición del 1,0 % de GG y 7 % de DPR, se registró un aumento en la densidad máxima seca de 2,271 g/cm³ (suelo sin tratar) a 2,356 g/cm³, lo que representa un incremento del 3,52 %. De igual forma, la densidad seca in situ se elevó de 2,101 g/cm³ a 2,280 g/cm³, equivalente a una mejora del 7,42 %. Estos resultados evidencian una optimización en el comportamiento del suelo, favoreciendo su compacidad y resistencia, lo cual es clave para aplicaciones en obras de infraestructura y rellenos estructurales.

Se determinó que la dosificación óptima del GG corresponde al 1,0 % de GG y 7 % de DPR, logrando una mejora significativa en las propiedades del suelo. Al superar el 2,0 % de adición, la mezcla pierde trabajabilidad y consistencia, lo que resalta la importancia de mantener una dosificación precisa para garantizar la eficacia del tratamiento y la estabilidad del material compactado.

El presente trabajo demostró que el GG es un aditivo prometedor para mejorar las propiedades geotécnicas de suelos constituidos por arenas bien graduadas, ofreciendo beneficios significativos en el grado de compactación y estabilidad. Sus posibles aplicaciones en el campo de la ingeniería geotécnica incluyen terraplenes, carreteras, cimentaciones, rellenos de excavaciones y la construcción de plataformas, proporcionando rellenos estructurales más eficientes, duraderos y económicamente rentables, con un impacto ambiental reducido en comparación con métodos tradicionales. No obstante, es fundamental considerar ciertas limitaciones relacionadas con su uso. La dosificación óptima resulta crucial, ya que exceder ciertos niveles puede afectar negativamente la trabajabilidad y consistencia del suelo. Asimismo, la sensibilidad del GG a los cambios bruscos de temperatura requiere una evaluación cuidadosa en condiciones de campo. Por ello, se recomienda realizar pruebas detalladas y ajustes específicos según las condiciones de cada proyecto, asegurando una implementación exitosa, sostenible y técnicamente viable. Finalmente, como aporte ambiental, la evaluación de la huella de carbono permitió evidenciar que el uso del GG no solo mejora el desempeño técnico del suelo, sino que también promueve una alternativa más sostenible frente a los métodos convencionales. La implementación de este aditivo reduce la necesidad de uso prolongado de maquinaria pesada gracias a su eficacia en la compactación, lo que implica un menor consumo de combustible y, por ende, un impacto ambiental reducido. Esta característica posiciona al GG como una solución viable para proyectos de ingeniería geotécnica que buscan integrar criterios de sostenibilidad en sus procesos constructivos.

7 – AGRADECIMENTOS

El autor expresa su más sincero agradecimiento al Ing. Valentín Huallparimachi y al Ing. Juan Gómez, responsables del área de investigación de la UNSAAC, por su valioso respaldo durante el desarrollo de este trabajo. De igual manera, se agradece a la Dra. Luz Matilde García Godos Peñaloza, Coordinadora Académica de la EPIC-USMP, por el constante apoyo brindado. Este trabajo es resultado del compromiso y acompañamiento recibido; muchas gracias.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aneke, F. I.; Hassan, M. M. (2023). *Resilient performance of expansive subgrades stabilized with nanosized and activated fly ash*. In 6th Intern. Conference on Road and Rail Infrastructure.
- Aneke, I. F.; Shamshad, A.; Denis, K.; Siddiqua, S. (2024). *Enhancing dynamic shear resistance and efficient micro-void reduction of expansive soil using activated nano-desiccated fly ash*. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 10 (4), 72. <https://doi.org/10.1007/s40891-024-00582-y>
- Aneska, F. I.; Kalyumba, D. (2024). *Durability and resilient creep assessment of a nanoslag-based geopolymer-treated expansive subgrade*. IOP Conference Series: Earth and Environmental Sciences, 1332 (1), 012001.
- ASTM D 1556 (2015). Standard test method for in situ density and water content of soil and fill materials by sand cone method. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM D 1557 (2012). Standard test methods for laboratory compaction of soils using modified energy. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM D 422 (2007). Standard method for the analysis of soil particle size distribution by sieving. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM D 4318 (2017). Standard methods for liquid, plastic and soil shrinkage limits. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM D 4944 (2018). Standard test method for determination of water content in soil using a calcium carbide tester. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM C 127-15 (2015). Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate. American Society for Testing and Materials, USA.
- Bagriacik, B., Ok, B.; Kahiyah, M. T. M. A. (2021). *An experimental study on improvement of cohesive soil with eco-friendly guar gum*. Soils and Rocks. Soils and Rocks, 44, pp. 1-9. <https://doi.org/10.28927/SR.2021.060020>
- Cheng, Z.; Gengy, X., (2021). *Soil consistency and interparticle characteristics of various types of clay stabilization biopolymers*. Geomechanics and Engineering, 27 (2), pp. 103-113. <https://doi.org/10.12989/gae.2021.27.2.103>
- Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC) (2006). *Directrices del IPCC de 2006 para los inventarios nacionales de gases de efecto invernadero: Volumen 2 – Energía*. <https://www.ipcc-nggip.iges.or.jp/public/2006gl/spanish/>
- Ikechukwu, A. F. (2023, November). *Sustainable stabilization of reinforced polymerized subgrades under cyclic loading*. In International Conference on Building Resources for Environmentally Sustainable Technologies (pp. 315–322). Singapore: Springer Nature Singapore.

- Ikechukwu, A. F.; Chibuzor, O. K. (2022). *Enhancement of resilient modulus and cyclic crack restraint in preloaded expansive subgrades treated with a nanogeopolymer binder*. *Arabian Journal of Geosciences*, 15 (15), 1340.
- Kahiyah, M. T. M. A. (2020). *Engineering research properties of biopolymer-enhanced clay soils*. Master's thesis. Cukurova University Institute of Natural and Applied Sciences, Turquia.
- Kumar, S.; Ramani, E. (2021). *Experimental investigation on the shear strength and deformation behaviour of xanthan gum and guar gum treated clayey sand*. *Geomechanics and Engineering*. 26 (2), pp. 101-115. <https://doi.org/10.12989/gae.2021.26.2.101>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). *Especificaciones técnicas generales de construcción*. Perú.
- Natural Resources Canada (2014). *Fuel consumption and CO₂ emissions: Burning 1 L of gasoline produces approximately 2.3 kg of CO₂*. Government of Canada. https://natural-resources.canada.ca/sites/www.nrcan.gc.ca/files/oe/pdf/transportation/fuel-efficient-technologies/autosmart_factsheet_6_e.pdf
- Onyelowe, K. C.; Onyia, M. E.; Aneke, F. I.; Bui-Van, D.; Rollins, K. M. (2022). *Evaluation of compressive strength, durability, and erodibility of expansive soils stabilized with quarry dust-based geopolymer cement*. *Multiscale and Multidisciplinary Modeling, Experiments, and Design*, 5 (1), pp. 81–90.
- Ramani, E.; Sirvaraman, S.; Kumar, A. (2020). *Impact of hydration and gelation properties of guar gum on soil modification mechanism*. *Arabic Journal of Geosciences*, 13 (1278). <https://doi.org/10.1007/s12517-020-06258-x>
- Retuerto, V. G.; Gonzales, J. A. (2022). *Increase in the support capacity of the unstable soils of the Av. Naranjal in San Martín de Porres - Lima, through stabilization with biopolymer Lignin*. Thesis for bachelor's degree. Peruvian University of Applied Sciences, Lima, Perú.
- Shrivastava, A.; Saxena, A.; Sachan, A. (2024). *Effect of guar gum biopolymer on shear strength and liquefaction response of coal ash*. In: Jose, B.T., Sahoo, D.K., Puppala, A.J., Reddy, C.N.V.S., Abraham, B.M., Vaidya, R. (eds) *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2022 Volume 3. IGC 2022. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 478. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-97-1745-3_20
- Soldo, A.; Miletic, M. (2022). *Durability against wetting-drying cycles of sustainable soils treated with biopolymers*. *Polymers*, 14, 4247. <https://doi.org/10.3390/polym14194247>
- Sujatha, E. R.; Saisree, S. (2019). *Geotechnical behavior of soil treated with guar gum*. *Soil and Foundation*, 59 (6), pp. 2155-2166. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2019.11.012>
- Verbal, F. (2020). *Consideraciones básicas sobre la compactación del suelo*. *Revista de Ingeniería de la Construcción*. *Revista de Ingeniería de la Construcción*, (3), pp. 46-62.
- Villalta, V. J.; Chang, B. E. (2020). *Estudio experimental de las propiedades físicas, mecánicas y de resistencia de suelos arcillosos mediante el uso de puzolana natural, polvo de ladrillo y goma guar en San Cristóbal-Huancavelica*. Tesis de grado. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.

A MECÂNICA DOS SOLOS NA PRÁTICA DO PROJETO GEOTÉCNICO

Soil mechanics and geotechnical design practice

Emanuel Maranha das Neves^a

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

RESUMO – O objetivo principal deste artigo é o de salientar que no uso prático de modelos clássicos de comportamento dos solos, possa ser de grande utilidade analisar os resultados de sua aplicação tendo presentes os conceitos da mecânica dos solos moderna. Dois modelos, um elástico perfeitamente plástico e outro baseado na teoria dos estados críticos, são apresentados como exemplos da mecânica dos solos clássica e da mecânica dos solos de estados críticos, respetivamente. São mencionados os modelos hipoeásticos não apenas pela sua reconhecida utilidade na previsão das deformações de estruturas geotécnicas, mas sobretudo para salientar que a sua natureza elástica não permite tirar ilações que enriqueçam a capacidade crítica dos resultados da aplicação dos modelos da mecânica dos solos clássica. São apresentados modelos elásticos perfeitamente plásticos com dilatação na sua fase plástica, procedendo-se à sua análise à luz da teoria dos estados críticos. Expõem-se outros modelos elastoplásticos abertos com endurecimento, com amolecimento (ou ambos). Qualificam-se os modelos elásticos perfeitamente plásticos quando utilizados na verificação de estados limite nas estruturas geotécnicas. São expostas algumas reflexões sobre solos que se afastam significativamente do arquétipo inicialmente descrito.

ABSTRACT – The main objective of this paper is to emphasize the importance of resorting to the fundamental concepts of critical state theory when analyzing the practical results of the use of classical soil behaviour models. Two models, one perfectly elastic and the other based on the critical state theory, are described as examples of classical soil mechanics and critical state soil mechanics, respectively. Hypoelastic models for deformations prediction of geotechnical structures are mentioned and the main objective of this mention is to make clear that their elastic nature avoids the enrichment of the judgment capacity of the results of applying classical soil mechanics models. Elastic perfect plastic models with dilation in their plastic phase are presented. Elastic-plastic models with hardening, softening (or both), which are a function of the increments of distortional plastic deformation are introduced. A qualification of perfectly plastic elastic models used in the verification of limit states in geotechnical structures design is also presented. Some reflections about soils that deviate significantly from the archetype initially described, are exposed.

Palavras Chave – plasticidade, dilatação, estados críticos.

Keywords – plasticity, dilation, critical states.

1 – INTRODUÇÃO

Historicamente, a avaliação da segurança de estruturas geotécnicas iniciou-se com o cálculo à rotura baseado na teoria da plasticidade (Coulomb, 1773). Só muito tempo depois (década de 60 do século XX), beneficiando dos desenvolvimentos mais recentes na teoria da plasticidade aplicável

E-mail: emanuelmaranhadasneves@gmail.com (E. Maranha das Neves)

ORCID: orcid.org/0000-0001-5395-8560 (E. Maranha das Neves)

aos solos (Drucker et al.,1957), surgiu a teoria dos estados críticos (Roscoe et al.,1958) que possibilitou atingir um de seus principais objetivos: a previsão dos deslocamentos estruturais antes da rotura.

Este progresso resultou da incorporação na teoria entretanto desenvolvida nesse intervalo de tempo, de um fenómeno intrínseco ao comportamento dos meios particulados, logo aos solos: a dilatância (Reynolds, 1885). Deste avanço resultou uma mecânica baseada no conceito de estado, em detrimento da mecânica dos solos clássica, baseada no conceito de tensão. Mas também foi muito relevante ter-se estabelecido que a resistência ao corte do solo depende do atrito entre partículas e em certas circunstâncias, do imbricamento das partículas. O que tem como corolário a inexistência de coesão efetiva em qualquer solo saturado, arenoso ou argiloso, cuja estrutura seja caracterizada pela não ocorrência de cimentação entre as suas partículas (ou cimentação suscetível de anular-se em resultado de reduzidas deformações).

Neste artigo, além de se abordarem vários aspetos relacionados com a modelação do comportamento do solo, será destacada a vantagem para os projetistas geotécnicos de se familiarizarem com os conceitos fundamentais da mecânica dos solos dos estados críticos (*MSEC*). Por familiarização entende-se uma atitude que vise uma perceção do verdadeiro (real) comportamento do solo. Assim, com base naqueles conceitos que justificaram a consagração do modelo e independentemente dum conhecimento mais aprofundado da sua base física e matemática, uma interpretação qualitativa do modelo vai possibilitar uma visão crítica não só do projeto, como do comportamento da estrutura, durante e após a construção, principalmente se o projeto adotar o método observacional.

Por outro lado, o tipo de modelos que adiante são abordados, são frequentemente usados em programas de cálculo atualmente disponíveis. Acontece que o uso desses programas nem sempre é acompanhado, por parte do utilizador, dum conhecimento que lhe permita, entre os numerosos modelos existentes, compreender com clareza aquele que está a utilizar. Esta situação pode influenciar a interpretação dos resultados do projeto, mesmo quando são usados modelos hipelásticos, elásticos perfeitamente plásticos ou elastoplásticos.

Não se pretende descrever, discutir ou promover o uso de modelos mais recentes baseados na teoria dos estados críticos. Visa-se sim a atividade geotécnica onde é frequente o uso de modelos da mecânica dos solos clássica (*MSC*) através de programas de cálculo comerciais. Por outras palavras, concentra-se na contribuição que os fundamentos da *MSEC* podem fornecer para a interpretação dos resultados dos modelos empregues no projeto (qualquer que eles sejam).

Deste modo são caracterizados os fundamentos da *MSC* e da *MSEC*, indispensáveis ao objetivo deste artigo. Seguem-se considerações sobre o modelo elástico perfeitamente plástico fundamental na *MSC* e bem como em versões com melhoramentos concretizados numa abordagem que procura introduzir a dilatância na fase plástica.

A apresentação de um modelo hipelástico num artigo que é sobretudo dedicado à plasticidade tem duas razões. A primeira, por bons motivos, para assinalar a antecipação do modelo na obtenção das deformações em qualquer fase da vida de uma estrutura geotécnica. A segunda, de índole diferente, deve-se ao desejo de contrastar o principal objetivo deste artigo (uso da teoria dos estados críticos no julgamento dos resultados dos projetos baseados na *MSC* e na aplicação do método observacional) com uma informação da mesma natureza (sobre o comportamento real dos solos) obtida de um modelo elástico-variável. Mas esta última é praticamente nula.

São também discutidos os modelos elastoplásticos que incorporam o endurecimento e amolecimento inspirados pela teoria dos estados críticos, mas em que aqueles comportamentos são função das deformações distorcionais plásticas.

Dado o largo emprego, mesmo nos dias de hoje, de modelos da *MSC*, e a avaliação da segurança e funcionalidade estrutural é baseada nos conceitos de estados limite, apresenta-se uma qualificação da utilidade dos diferentes modelos para esse fim.

Por meio do método observacional, a descrição dos deslocamentos estruturais durante e após a construção é obtida em tempo real. Este método é utilizado em estruturas geotécnicas mais ou menos

complexas. Levando em consideração a capacidade de medir de forma confiável os deslocamentos estruturais durante e após a sua execução, estes podem ser comparados com os previstos no projeto (se o modelo utilizado o permitir). Em princípio, um projeto baseado em tensões poderia seguir um caminho semelhante, mas a medição de tensões em obras geotécnicas está longe de apresentar a mesma fiabilidade que a medição das deformações.

Chama-se a atenção para o facto de em certas estruturas geotécnicas, o solo poder exibir variações de grande amplitude do estado de tensão. Sendo que é no domínio das tensões de menor valor que é mais acentuada a relação entre a deformação e a rigidez, podem ser importantes as repercussões na funcionalidade estrutural.

Finalmente discorre-se sobre o comportamento de solos que se desviam significativamente do arquétipo adotado na elaboração da teoria dos estados críticos.

2 – MECÂNICA DOS SOLOS CLÁSSICA E DOS ESTADOS CRÍTICOS

Espõem-se de seguida os dois modelos em que se baseia a descrição do comportamento do solo até à rotura bem como as condições a que esta deve satisfazer: um corresponde ao usado na *MSC*, baseado no conceito de tensão e outro, desenvolvido no âmbito da *MSEC*, fundamentado no conceito de estado (caracterizado por uma tensão e um volume específico).

Mesmo quando os modelos baseados na *MSEC* não são utilizados, os conceitos fundamentais desta teoria podem acrescentar uma importante contribuição adicional à avaliação da segurança de estruturas geotécnicas, mesmo que tal avaliação tenha sido feita utilizando modelos da *MSC*. Como foi aflorado em 1, na apresentação desses conceitos será privilegiada uma descrição qualitativa, sem prejuízo de uma abordagem física e matemática, quando indispensável.

Introduzem-se de seguida o modelo elástico perfeitamente plástico baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb (*MC*) e o modelo Cam Clay (*CC*), como exemplos paradigmáticos da *MSC* e da *MSEC*, respetivamente.

2.1 – O modelo elástico perfeitamente plástico com critério de rotura de *MC*

O modelo elástico perfeitamente plástico satisfaz o comportamento associado e é amplamente utilizado na *MSC*. Na sua fase plástica, satisfaz os princípios clássicos da plasticidade, isto é, a lei da normalidade (comportamento associado) e o postulado da estabilidade (Prager e Drucker, 1952), princípios esses em que se baseiam os teoremas fundamentais aplicáveis ao colapso plástico, indispensáveis na avaliação da segurança das estruturas geotécnicas.

A geotecnia baseada na *MSC* permanece na mente de muitos engenheiros, não apenas por caracterizar frequentemente a sua formação académica nessa área, mas também porque muitos dos conceitos fundamentais da *MSC* permanecem válidos e úteis, como é o caso, por exemplo, da análise limite, da avaliação da resistência num dado plano, nos métodos de equilíbrio limite, etc..

O modelo baseia-se no critério de cedência (rotura) de Mohr-Coulomb, aplicável ao plano em análise, e é descrito pela Equação 1:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

onde τ é a resistência ao corte, c' a coesão efetiva, σ' a tensão normal efetiva e ϕ' o ângulo de resistência ao corte efetiva (ou ângulo de atrito interno efetivo). Esta equação é reproduzida na Figura 1. Como pode ver-se a Equação 1 envolve apenas tensões sendo que a tensão intermédia, σ_2 , não é tida em conta neste critério.

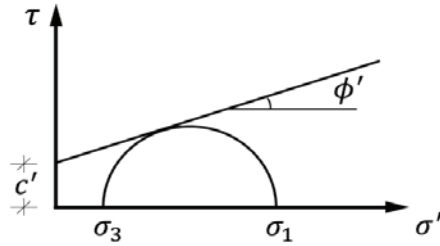


Fig. 1 – Critério de rotura no plano (τ, σ').

2.2 – O modelo baseado na teoria dos estados críticos

Seguidamente é apresentado o modelo baseado na teoria dos estados críticos, teoria que está na base da MSEC. Não é integralmente demonstrado, pois tal é desnecessário face aos objetivos deste artigo. Como se verá de imediato esta mecânica beneficiou de avanços na teoria da plasticidade com endurecimento que ocorreram na década de 1950 (Drucker et al., 1957). São de mencionar a sugestão da existência de uma superfície de escoamento fechada, a ocorrência de incrementos de deformação plástica normais a essa superfície (lei da normalidade) e o controlo da variação da geometria daquela superfície limite ser função dos incrementos das deformações volumétricas plásticas.

O modelo Cam Clay Original (CCO), o primeiro no âmbito da teoria dos estados críticos, (Schofield e Wroth, 1968) considera não só a rotura do solo, mas também a deformação que a precede e sucede, e como já foi apontado, aborda o comportamento do solo com base no conceito de estado e não apenas no conceito de tensão. O modelo que será apresentado de seguida, tem apenas ligeira diferença quanto à geometria da superfície limite dos estados do CCO, logo da linha de cedência, daí ser denominado de Cam Clay Modificado (CCM), (Roscoe e Burland, 1969).

As equações básicas do modelo CCM, são as seguintes:

$$q = M'p' \quad (2)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (3)$$

$$v = v_k - \lambda \ln p' \quad (4)$$

As Equações 2, 3 e 4 são representadas nas Figuras 2a e 2b. Na Figura 2a está representado o modelo, no qual a linha de cedência é uma elipse. A Figura 2c resulta da substituição de p' por $\ln p'$ na Figura 2b.

A Equação 2, representada na Figura 2a, pode parecer à primeira vista o critério de rotura representado na Figura 1 (obviamente sem coesão efetiva). Mas na verdade, em vez do ângulo de atrito interno efetivo, é representado o parâmetro de atrito, M' e a linha em 2b) é o lugar geométrico dos estados de rotura, não definido apenas no plano das tensões (τ, σ') mas sim no espaço (q, p', v). Tem assim em consideração as variações do volume específico v . Este lugar geométrico é designado por linha de estado crítico (LEC). O gradiente da LEC (M'), relaciona-se com o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), através da expressão:

$$M' = (6 \sin \phi') / (3 - \sin \phi') \quad (5)$$

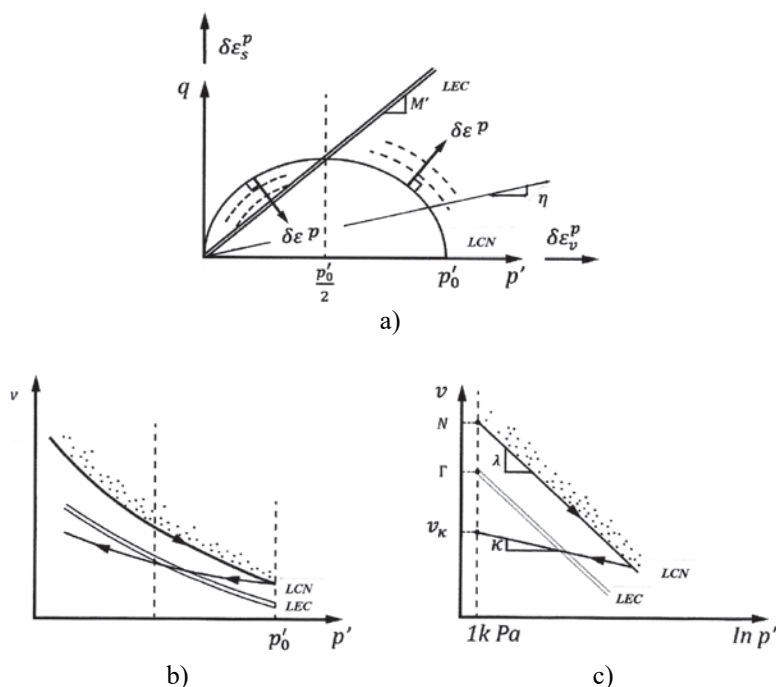


Fig. 2 – Representação gráfica do modelo CCM; a) sistemas de eixos sobrepostos (q, p') e $(\delta\epsilon_p, \delta\epsilon_v)$; b) sistema de eixos (v, p') ; c) sistema de eixos $(v, \ln p')$. LCN e LEC representam as linhas de compressão normal e dos estados críticos, respetivamente.

A LEC define assim um estado de rotura e não apenas uma tensão de rotura, o que vai permitir a modelação das deformações antes e depois da cedência. Abre-se assim a possibilidade de dotar o modelo com a capacidade de abranger o fenómeno da dilatância.

A dilatância (ψ) é definida pela relação entre o incremento na deformação volumétrica, $\delta\epsilon_v$, e o incremento da deformação distorcional de engenharia, $\delta\gamma$:

$$\operatorname{tg} \psi = -(\delta\epsilon_v)/\delta\gamma \quad (6)$$

sendo ψ o ângulo de dilatância e $\delta\gamma = 2\delta\epsilon_s$ (em que $\delta\epsilon_s$ é o incremento de deformação distorcional). É usado o sinal negativo nesta equação de modo a que a uma dilatância positiva corresponda um aumento de volume.

Saliente-se que, na MSC, a contribuição da coesão efetiva para a resistência do solo é substituída pelo efeito da dilatância na MSEC. Esta questão é detalhadamente analisada em Maranhã das Neves (2007).

No critério de rotura descrito na Equação 1, há dois parâmetros que quantificam a resistência ao corte. A equação equivalente (mas muito diferente) na MSEC é:

$$q \delta\epsilon_s + p \delta\epsilon_v = M' p' |\delta\epsilon_s| \quad (7)$$

Este critério foi proposto claramente por Taylor (1948), mas durante anos e anos, inexplicavelmente, o valor excecional desta proposta não foi reconhecido, mesmo na sua escola (MIT).

Neste critério, a energia aplicada reparte-se entre uma parte armazenada - lado esquerdo da Equação 7 e uma parte dissipada que depende do parâmetro de atrito M' (lado direito). Deve acrescentar-se que a variação na deformação volumétrica não produz qualquer dissipação de energia, conforme foi experimentalmente verificado por Thurairajah (1961).

Na Figura 2a, observa-se a intersecção da superfície limite dos estados estáveis, que no modelo CCM, é assumida, como já se referiu como um elipsoide, com o plano de tensões, (p, q') (Roscoe e Burland, op. cit.). Obviamente, essa intersecção é uma elipse e no seu interior o comportamento do solo é elástico não linear. Recorde-se que no modelo Cam Clay original (CCO) se admite que a geometria da superfície limite é diferente, sendo a intersecção uma espiral logarítmica (Schofield e Wroth, op. cit.).

Admite-se que essa superfície fechada é a função de cedência. Tal significa que qualquer incremento da deformação plástica, $(\delta\epsilon_p)$, é normal à superfície limite e as suas componentes, volumétrica e distorcional, que são representadas num segundo sistema de eixos $(\delta\epsilon_v^p, \delta\epsilon_s^p)$, o qual se sobrepõe ao sistema de eixos (p, q') . No eixo p' , p_0' é o valor da pressão de consolidação.

Note-se que os incrementos de deformação volumétrica plástica implicam que a superfície de cedência intersekte o eixo da tensão normal, daí a designação de modelos fechados (cap models), o que contrasta com os modelos baseados no critério MC, denominados modelos abertos, os quais são abordados mais à frente.

Retornando à Figura 2a e designando $\eta (=q/p')$ por obliquidade, quando ocorre um aumento da deformação plástica e se verifica a condição $\eta < M'$, a componente volumétrica de $\delta\epsilon^p$, ou seja, $\delta\epsilon_v^p$, é positiva, como se vê na figura. A superfície limite dos estados (ou função de cedência) expande-se, o que significa um endurecimento do solo. A quantificação do endurecimento é uma função do valor acumulado dos incrementos de deformação volumétrica plástica. Acrescente-se que, quando $\eta \leq M'$, o solo exhibe um comportamento de deformação elastoplástico, permanecendo sempre homogêneo e contrátil. Consequentemente, o seu comportamento é estável.

Já quando se verifica a condição $\eta > M'$, pode observar-se na Figura 2a que $\delta\epsilon_v^p$ é negativo e que a função de cedência se contrai, indicando assim um aumento no volume específico, ou seja, um amolecimento do solo. Verifica-se ainda que a máxima resistência ao corte, que é transitória por natureza, diminui progressivamente até estacionar num valor correspondente ao estado crítico. O comportamento do solo nessa fase deixa de exibir homogeneidade e é instável. Naturalmente, se $\eta = M'$, o solo situa-se num estado crítico, logo $\delta\epsilon_v^p = 0$.

Esta descrição qualitativa do modelo baseado na teoria dos estados críticos, neste caso do CCM, visa melhorar a capacidade de julgar tanto os resultados de outros modelos utilizados no projeto como também os dados de observação obtidos não só nas fases de construção e após construção da obra, particularmente, quando é usado o método observacional.

Podemos acrescentar-se uma explicação física, quer do endurecimento quer do amolecimento examinando e comentando a Figura 3, a qual mostra as trajetórias, no plano (p', v) , de duas amostras de solo, W e D , quando submetidas a um ensaio de corte em compressão triaxial, drenado, com p' constante. Tratando-se de endurecimento e amolecimento é óbvia a importância da variação volumétrica. O solo W é ligeiramente *OC* (*over consolidated*) e possui um volume específico inicial, v , maior que o correspondente ao estado crítico, v_c . Portanto, o seu volume tem de diminuir no seu caminho até à rotura (estado crítico). Como se referiu anteriormente o solo comporta-se como um meio contrátil, o que corresponde a um endurecimento. A resistência nesta trajetória é só devida ao atrito. Entende-se por ligeiramente *OC* um grau de sobreconsolidação entre de 2 a 3 (Maranha das Neves, op. cit.). Já com solo D , que é *OC*, como v é menor que v_c , o volume tem de aumentar na sua trajetória para a rotura (estado crítico), visto que, ao gerar um aumento no volume específico, ocorre uma contração da superfície limite dos estados de que resulta amolecimento. A resistência na trajetória até à resistência de pico é devida ao atrito e ao imbricamento (*interlocking*). Na trajetória da resistência de pico para o estado crítico, a componente da resistência devida ao imbricamento diminui progressivamente até se anular ao atingir o estado crítico.

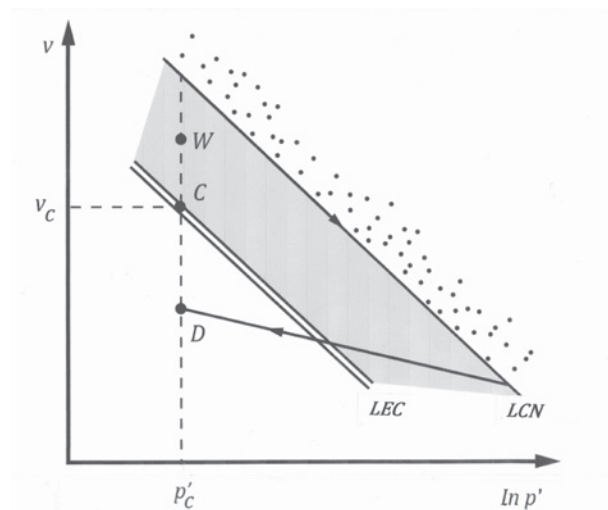


Fig. 3 – Ensaio de corte em compressão triaxial, drenados, com p' constante, de dois provetes de solo: W (ligeiramente OC) e D (OC). Trajetórias de v até à cedência, no plano $(\ln p', v)$.

Já com solo D , que é OC , como v é menor que v_c , o volume tem de aumentar na sua trajetória para a rotura (estado crítico), visto que, ao gerar um aumento no volume específico, ocorre uma contração da superfície limite dos estados de que resulta amolecimento. A resistência na trajetória até à resistência de pico é devida ao atrito e ao imbricamento (*interlocking*). Na trajetória da resistência de pico para o estado crítico, a componente da resistência devida ao imbricamento diminui progressivamente até se anular ao atingir o estado crítico.

A Figura 3 também pode servir como guia em relação às propriedades esperadas para os solos atrás mencionados. As referências são a LCN e a LEC (Linha de Expansão). Os estados dos solos verdadeiramente NC situam-se naturalmente na LCN . Esta linha, tão usada na mecânica dos solos clássica, é agora interpretada como uma relação tensão-deformação de endurecimento e associada às sucessivas envolventes de cedência (marcadas na Figura 2a). A LCN constitui uma fronteira para os estados possíveis, pelo que a área pontuada, à direita da LCN , é uma zona inacessível. Os estados denominados ligeiramente OC localizam-se entre a LCN e a LEC , na área cinzenta da Figura 3. Os estados OC localizam-se na área branca à esquerda da LEC .

Deve salientar-se que a MSC não ignorava a dilatância, o que não estava é incorporada nos modelos. Na realidade mediam-se as variações volumétricas nos ensaios triaxiais. Mas estas eram apenas usadas para, empiricamente, ajudar na definição da tensão de rotura, quando o solo exibía uma resistência de pico.

O modelo CCO está intimamente ligado à teoria dos estados críticos. A incorporação adequada da dilatância é um marco na mecânica dos solos pois permite prever deformações antes (e depois) da cedência e porque vincula a resistência apenas ao atrito nos solos NC ou ligeiramente OC e ao atrito e imbricamento nos solos OC .

3 – COMPORTAMENTO ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO COM DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS NA CEDÊNCIA

A MSC está intimamente ligada ao comportamento elástico perfeitamente plástico, o que implica satisfazer uma lei de fluxo associada, ou seja, o incremento de deformação plástica deve ser normal à função de cedência (admitida, no caso deste modelo, igual ao critério de rotura de MC).

3.1 – Modelo elástico perfeitamente plástico e sua aplicação, para diversas funções de cedência, a um ensaio de corte em compressão triaxial

De acordo com este modelo, o comportamento elástico, antes da rotura, não abrange as variações de volume associadas às tensões deviatoricas. Após a rotura, como se trata de um material perfeitamente plástico, só consegue detetar distorções, e não deformações volumétricas. Estas significativas limitações justificam algumas considerações quanto ao seu uso principalmente as tentativas de lidar com a dilatância, a qual está totalmente ausente na formulação do modelo básico.

Abordam-se os procedimentos com vista a tentar dotar o modelo com a capacidade de descrever variações volumétricas na fase de cedência, não se limitando a descrever as deformações distorcionais. Sendo a dilatância indissociável do comportamento real dos solos, procura-se também, ainda que com significativas entorses, que o modelo tenha em conta aquele fenómeno.

Uma forma de associar a dilatância à cedência é recorrer a outras funções de cedência que não o critério de MC. Após a exposição sobre a adoção de tais funções, são apresentados os resultados duma aplicação do modelo.

A inovação consiste em admitir outra função de cedência $G(\sigma)$, diferente, mas do mesmo tipo que a função de cedência $F(\sigma)$, esta última igual ao critério de rotura de MC (Wood, 2004). Respeita-se assim o princípio do escoamento associado (normalidade do incremento de deformação plástica à função de cedência). Estas funções são dadas pelas Equações 8 e 9:

$$F(\sigma) = F(p', q) = q - M' p' = 0 \quad (8)$$

e

$$G(\sigma) = G(p', q) = q - M^* p' + k = 0 \quad (9)$$

Estão destacadas na Figura 4 as funções de cedência (F) e de potencial plástico (G). A figura permite também definir $M^* = -(\delta \varepsilon_v^p)/(\delta \varepsilon_s^p)$. Resta assim definir a relação entre M^* e ângulo de dilatância ψ . Usando para M^* uma definição semelhante à de M , só que usando ψ_e em vez de ϕ , tem-se que $M^* = (6 \sin \psi_e) / (3 - \sin \psi_e)$, sendo que a relação entre ψ_c e ψ_e é dada por $\psi_c = \arcsin[(1 - 3 \sin \psi_e) / (3 - \sin \psi_e)]$, (Maranha das Neves e Caldeira, 2018). Deste modo, de acordo com Wood (op. cit.):

$$M^* = (6 \sin \psi_e) / (3 - \sin \psi_e) \quad (10)$$

Como é evidente está-se no domínio dos modelos abertos.

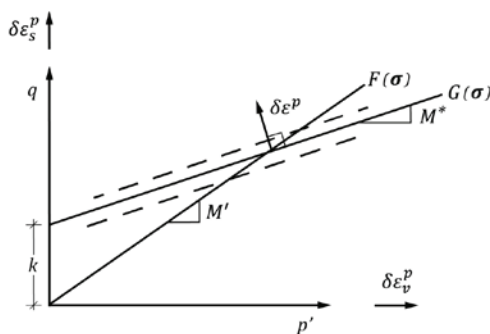


Fig. 4 – Modelo elástico perfeitamente plástico com dilatância na fase plástica (observe-se a coincidência da orientação dos eixos de tensão com a dos eixos dos incrementos de deformação plástica). Potencial plástico $G(\sigma)$ e critério de rotura de MC, $F(\sigma)$ (adaptado de Wood, 2004).

3.2 – Aplicação do modelo elástico perfeitamente plástico, com dilatância na fase plástica, ao caso de um ensaio triaxial

Na Figura 5, são apresentados os resultados da aplicação do modelo a um ensaio de corte em compressão triaxial, drenado, com p' constante, de um solo consolidado a 100 kPa (Maranha das Neves e Caldeira, 2018). Na mesma figura, em 5a, podem observar-se os resultados no plano (q, p') e em 5b, no plano $(\delta\varepsilon_v, \delta\varepsilon_s)$.

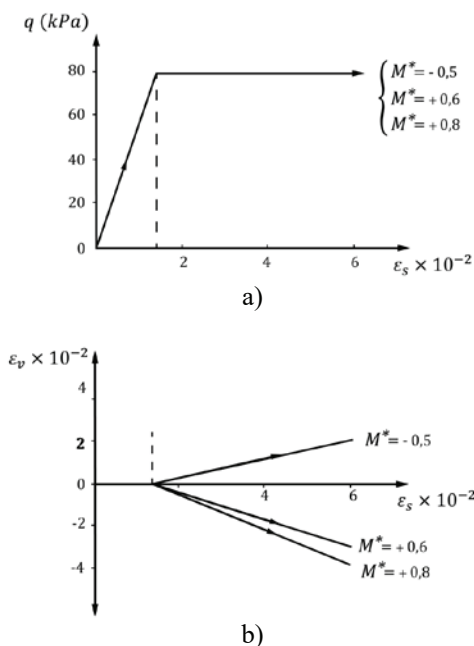


Fig. 5 – Modelo elástico perfeitamente plástico com outras funções de cedência diferentes do critério de cedência de *MC*. a) resultados no plano (q, p') ; b) resultados no plano $(\varepsilon_s, \varepsilon_v)$, no qual pode ver-se a deformação volumétrica durante a cedência, para diferentes valores da dilatância.

Parâmetros do solo: K (módulo de compressibilidade volumétrica) = 5 MPa,
 ν (coeficiente de Poisson) = 0,25 e $M = 0,8$.

Os resultados da Figura 5 mostram variações de volume, mas é importante recordar que o modelo só incorpora a dilatância na fase de cedência, muito diferente, como se verá mais à frente, do que sucede com os modelos elastoplásticos e no *CC*. Estes resultados evidenciam como atribuir ψ , ou M^* , constantes, implica incrementos de deformação volumétrica que variam a uma taxa constante com os incrementos de deformação distorcional, tendendo para um valor infinito. Como já foi salientado anteriormente, o valor do ângulo de dilatância, é introduzido *ad hoc*, ou seja, de acordo com objetivos específicos.

3.3 – Quantificação do ângulo de dilatância (ψ)

Para obter o valor de ψ pode recorrer-se, por exemplo, ao ensaio de triaxial (Maranha e Maranhã das Neves, 2009). Num ensaio drenado, assumindo que na rotura a tensão permanece constante e que as deformações elásticas são desprezáveis em comparação com as plásticas, a taxa de variação da deformação volumétrica, $\delta\varepsilon_v$, em relação à deformação axial, $\delta\varepsilon_a$, no caso do critério de rotura de *MC*, é dada pela Equação 10:

$$\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_a = (-2\operatorname{sen}\psi)/(1-\operatorname{sen}\psi) \quad (11)$$

logo

$$\psi = \arcsen \left[\left(\frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_a} \right) / \left(\frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_a} \right) - 1 \right] \quad (12)$$

Importante é o facto de ψ ser uma constante no modelo, o que implica que, durante a fase plástica, o volume aumentará (ou diminuirá) linear e indefinidamente, o que é materialmente impossível. Este aspeto já foi destacado nos comentários aos resultados da Figura 5b.

Ora, na natureza, a dilatância é variável, dependendo, entre outros fatores, do volume específico e do nível da tensão instalada no solo. Essa realidade deve ser levada em consideração na interpretação dos resultados para avaliação de segurança das estruturas geotécnicas.

3.4 – Limitações do modelo elástico perfeitamente plástico com dilatância na cedência

Sendo este modelo utilizado em programas de cálculo disponíveis comercialmente, é importante destacar aspetos considerados relevantes na sua utilização prática.

Num comportamento drenado, como pode ver-se na Figura 5b, se M^* for negativo ($\psi > 0$), o volume do solo aumenta a uma taxa constante. Se M^* for positivo ($\psi < 0$), o volume diminui igualmente a uma taxa constante. Para $M^* = 0$, a deformação plástica ocorre a volume constante, portanto $\psi = 0$.

Já em condições não drenadas, se o solo tende a ser contrátil ($\psi < 0$), a pressão da água nos poros aumentará a uma taxa constante e, conseqüentemente, a resistência diminuirá. De acordo com este modelo, a resistência tende para a zero (o que é fisicamente impossível). Se ($\psi > 0$), o solo apresenta dilatância positiva e a pressão da água nos poros diminui. Portanto a resistência aumenta a uma taxa constante. Em consequência, o solo não rompe, pois a resistência não drenada vai tender para infinito. O que na realidade não pode acontecer visto que a pressão negativa na água não pode ser superior à sua pressão de cavitação (≈ -100 kPa).

3.5 – Interpretação dos resultados da aplicação dos modelos elásticos perfeitamente plásticos à luz da teoria dos estados críticos

Que benefícios podem ser obtidos quando, ao interpretar resultados de modelos da *MSC*, se faz uso de informação sobre a teoria dos estados críticos? Concretamente, é dispor da descrição do comportamento dos solos muito mais próximo do real do que sucede com os modelos elásticos perfeitamente plásticos. Pode ser muito vantajoso pois permite que certos comportamentos do solo, não detetados pelos modelos elásticos perfeitamente plásticos, não sejam ignorados. Estas considerações podem estender-se a outros modelos elastoplásticos da *MSC*.

Não obstante a teoria dos estados críticos ter sido desenvolvida com base num dado arquétipo de solo, o seu conhecimento favorece um julgamento qualitativo de natureza prática sobretudo no que respeita ao papel da dilatância (deformação) e do atrito e imbricamento (resistência). Na interpretação que se segue, embora tendo presentes os conceitos da *MSEC*, usar-se-á fundamentalmente a terminologia da *MSC*.

O aspeto mais significativo tem a ver com as variações volumétricas as quais podem condicionar tão marcadamente o comportamento resistente do solo, bem como a sua repercussão na estabilidade do material quando os incrementos da deformação volumétrica plástica geram, nos modelos fechados, endurecimento ou instabilidade associada ao amolecimento.

Outra situação, explicável pela teoria dos estados críticos mas dificilmente abordável com base nos modelos da *MSC*, é o comportamento de um solo muito *OC* e sujeito a uma tensão efetiva muito

reduzida. Tal pode ocorrer, por exemplo, no caso do solo do núcleo de uma barragem de terra-enrocamento após enchimento da albufeira (Maranha das Neves, 2023). Esta ocorrência propicia condições para que a obliquidade, η , possa atingir valores muito elevados ($\eta \gg M$), o que leva a que o estado limite (início da cedência) se caracterize por uma rigidez muito elevada que vai originar a formação de fraturas, as quais delimitam blocos rígidos e passíveis de serem deslocados. Esta exemplo é suficiente para mostrar quão longe estão os modelos da MSC de poder explicar a situação que acaba de se descrever e que tão gravemente pode afetar a segurança da estrutura em causa,

De seguida, aborda-se o papel da drenagem no comportamento baseado nos modelos elásticos perfeitamente plásticos (com ou sem dilatação incluída *had hoc* na cedência) mas tendo como pano de fundo dessa apreciação a teoria dos estados críticos.

Em condições drenadas

Sendo o comportamento drenado, um solo *NC*, ou ligeiramente *OC*, exhibe dilatação negativa na sua trajetória para a rotura e mantém a sua homogeneidade. Como se viu em 3.1, a MSC, pretendendo não ignorar liminarmente a dilatação, introduz-la ad hoc na fase plástica do modelo. Tem de ter-se presente que a dilatação negativa (endurecedora) e essa homogeneidade, asseguram estabilidade à estrutura geotécnica em que esse solo é utilizado. A resistência mobilizada tem origem apenas no atrito.

Se o solo for *OC*, apresenta resistência de pico antes da rotura (estado crítico). Exhibe necessariamente dilatação positiva, pelo que resiste não só por atrito e mas também por exhibir aquele comportamento dilatante. Antes de atingir a resistência de pico, o comportamento nessa trajetória é em tudo análogo ao que caracteriza o comportamento do solo *NC*.

Mas, uma vez atingida a resistência ao corte de pico, o comportamento do solo altera-se radicalmente. Passa instantaneamente a exhibir dilatação positiva (amolecimento) e perde a sua homogeneidade, dando origem a planos de deslizamento, devido à concentração de deformações distorcionais. Estas originam camadas planas paralelas onde o material que as preenche amolece, tornando-se numa pasta, com uma resistência igual à que se verifica no estado crítico. Nessa trajetória rumo à cedência, o solo é caracterizado por dilatação positiva e por uma progressiva diminuição da resistência ao corte, desde o valor de pico até ao valor correspondente à cedência. Naturalmente a dilatação cessa ao ser atingida a rotura.

Em termos da MSC está-se perante uma rotura progressiva. Mas a descrição acabada de fazer tem presente, sem o explicitar, o conceito de estado, ou seja, como é que a resistência e a deformação evoluem até à rotura, com especial atenção para a fase em que a resistência de pico já foi ultrapassada. E como esses comportamentos se podem repercutir na estabilidade.

Em condições não drenadas

Já em condições não drenadas, há que ter em conta um facto importante: a constância do volume específico do solo, o que implica que a resistência dependa apenas do volume específico inicial, o que é válido independentemente do grau de sobreconsolidação do solo. Na rotura, o solo exhibe comportamento plástico, dissipando trabalho por meio de atrito interno (e não por ligações coesivas ou adesivas entre as partículas). Essa trajetória é caracterizada por instabilidade, o que tem influência na segurança estrutural.

De acordo com este modelo, o comportamento elástico, antes da rotura, não abrange as variações de volume associadas às tensões deviatórias. Após a rotura, como se trata de um material perfeitamente plástico, só consegue detetar distorções, e não deformações volumétricas. Estas significativas limitações justificam algumas considerações quanto ao seu uso e as tentativas de lidar com a dilatação, fenómeno totalmente ausente no modelo básico. Algumas tentativas de aprimorar o modelo com esse propósito foram descritas em 3.1, tendo sido entretanto incentivadas pelo

aparecimento da teoria dos estados críticos. Mas devido às limitações acabadas de descrever, os resultados da utilização do modelo requerem particular atenção.

4 – MODELOS HIPOELÁSTICOS

Tendo em conta que o comportamento elástico linear dos solos só tem interesse prático em condições muito particulares, justifica-se uma breve nota sobre o uso de modelos hipoeelásticos, visto que, mesmo com algumas limitações, permitem, com grande utilidade, a previsão das deformações antes da rotura de estruturas geotécnicas (Duncan, 1996). Deve notar-se que o início de seu uso coincidiu com a generalização da aplicação dos métodos de elementos finitos e diferenças finitas. É importante fazer algumas considerações sobre essa classe de elasticidade, que é a hipoeelasticidade.

Os princípios da elasticidade são satisfeitos por uma relação biunívoca entre a tensão σ e a deformação ε :

$$\sigma = D\varepsilon \quad (13)$$

onde D é um tensor constitutivo de segunda ordem. O tensor σ não depende do caminho de deformação, nem do trabalho realizado. Desta forma, a energia é gerada em ciclos de deformação fechados, o que significa que as leis termodinâmicas apropriadas não são satisfeitas. Mas se a relação tensão-deformação for expressa incrementalmente:

$$\Delta\sigma = D\Delta\varepsilon \quad (14)$$

onde D , um tensor de quarta ordem, é função das tensões e deformações. Neste caso, o material é dito hipoeelástico.

A aplicação de modelos hipoeelásticos para prever deformações, iniciada na década de 1960, possibilitou estender o modelo elástico aos comportamentos não lineares dominantes em estruturas geotécnicas. Geralmente, as leis constitutivas aplicáveis a esse comportamento elástico variável expressam os módulos de elasticidade como uma função da tensão, da deformação ou de ambas. O material é considerado um meio contínuo, homogêneo e elástico até atingir a rotura.

A não linearidade é introduzida variando a rigidez volumétrica, K , com a tensão média, e a rigidez distorcional, G , a tender para zero com as trajetórias de deformação ($G=0$ quando $\varepsilon_s \rightarrow \infty$). Essas variações são quantificadas por meio de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, nos quais as trajetórias no protótipo são reproduzidas o mais possível. Logicamente, adota-se um critério de rotura definido no espaço de tensões. E dada a natureza do modelo, não inclui variações volumétricas devidas exclusivamente a variações na tensão deviatória, como na realidade ocorre nos meios particulados (dilatância).

Finalmente é interessante chamar a atenção para a diferença entre este modelo, que recorre à elasticidade variável para poder prever deformações (e que provou a sua utilidade nesse campo) e o modelo baseado nos estados críticos. O primeiro é muito engenhoso, mas no fundo permanece elástico, e da sua aplicação pouca informação se obtém sobre o que caracteriza o comportamento real do solo. Debruça-se apenas sobre o resultado final. O que é muito diferente de um modelo que na sua formulação descreve a resposta de um solo muito próxima da real. A formulação do modelo hipoeelástico nada nos transmite sobre as razões que determinam o comportamento real do solo. Uma das razões para ter introduzido neste artigo o modelo hipoeelástico é precisamente a de salientar este contraste.

5 – OS PARÂMETROS ELÁSTICOS E AS CONDIÇÕES DE DRENAGEM

Estando a lidar-se com modelos que incluem uma fase elástica significativa, é importante, numa breve nota, mencionar a relação entre os parâmetros constitutivos elásticos e as condições de drenagem. No caso de comportamento drenado, como é bem conhecido, o modelo admite vários

pares alternativos de parâmetros mecânicos constitutivos independentes. Por exemplo, (K, G) ou (E, ν) , onde ν é o coeficiente de Poisson. Se o comportamento for não drenado, tal condição não pode alterar a resposta constitutiva do solo. Mas a aplicação de tensões totais pode ser considerada e usando propriedades elásticas não drenadas, obter a resposta elástica correspondente em tensões totais.

Num ensaio triaxial, δp e δq podem ser controlados independentemente, mas como $\delta \varepsilon_v = 0$, tal significa que $\delta \varepsilon_v = \delta p (K_u = 0)$, o que implica $K_u = \infty$, portanto $\nu_u = 0,5$. A rigidez distorcional é a mesma, quer se considerarem tensões totais ou efetivas, pois a distorção, para o mesmo δq , é igual. Consequentemente:

$$G_u = G \quad (15)$$

e

$$E_u = 3G \quad (16)$$

Portanto, ao contrário da situação drenada, os parâmetros constitutivos não são independentes e estão diretamente relacionados com as características de rigidez em tensões efetivas.

6 – MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

O interesse dos modelos elastoplásticos que se apresentam seguidamente, reside nas modificações introduzidas nos modelos elásticos perfeitamente plásticos da *MSC*, modificações essas também inspiradas na teoria dos estados críticos. Nestes últimos modelos a função de potencial plástico coincide com a função de cedência, tendo sido mostrado à saciedade que tal impede a reprodução das deformações volumétricas observadas no comportamento real dos solos. As funções de cedência e de potencial plástico coincidem e são representadas por retas. Trata-se de modelos abertos.

Saliente-se que, tal como se expôs em 3, os modelos elásticos perfeitamente plásticos foram objeto de aperfeiçoamentos numa tentativa de contornar as dificuldades com a reprodução das deformações. Mas limitaram-se a introduzir as variações de volume na fase de escoamento e através de um procedimento ad hoc que tenta simular a dilatância. No fundo usaram-se funções de potencial plástico e de cedência diferentes, mas do mesmo tipo (representadas por retas). Os resultados, não obstante a introdução de dilatância, não foram muito animadores.

Já no caso dos modelos elastoplásticos, adotam-se funções de potencial plástico e de cedência muito diferentes. O modelo que é apresentado (Wood, op. cit.) é em parte inspirado na teoria dos estados críticos. A função de cedência (critério de rotura de *MC*), é obviamente representada por uma reta e a de potencial plástico é representada por uma espiral logarítmica, tal como no modelo *CCO*. Mas o endurecimento e o amolecimento, ao contrário do que sucede no *CCO*, são função dos incremento de deformação distorcional plástica. Os modelos elastoplásticos que se descrevem de seguida contemplam o endurecimento, o amolecimento, ou ambos.

6.1 – Modelos elastoplásticos com endurecimento, com amolecimento e com endurecimento e amolecimento

Os modelos elastoplásticos com endurecimento e com amolecimento, modelam as variações volumétricas que um solo pode exibir antes da cedência, depois da resistência de pico ou antes e depois da resistência de pico. Na prática, são aplicáveis sobretudo a solos arenosos.

Modelo elastoplástico com endurecimento

Como se referiu, é um modelo aberto, já que o critério de cedência é o de *MC*. Na exposição que se segue faz-se uso das condições de tensão e deformação correspondentes às do ensaio de corte em compressão triaxial. Admite-se que a componente elástica do comportamento é isotrópico e linear. Na verdade, G , nos materiais arenosos, não é constante e varia com p' . Mas o modelo considera G constante. A Equação 17 descreve estas propriedades:

$$\begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_v^e \\ \delta \varepsilon_s^e \end{Bmatrix} \quad (17)$$

O critério de cedência será:

$$F(p', q, \eta_y) = q - \eta_y p' \quad (18)$$

onde η_y é um parâmetro de endurecimento que define a dimensão corrente do lugar geométrico dos pontos de cedência, que no caso presente é uma reta, tal como pode ver-se na Figura 6.

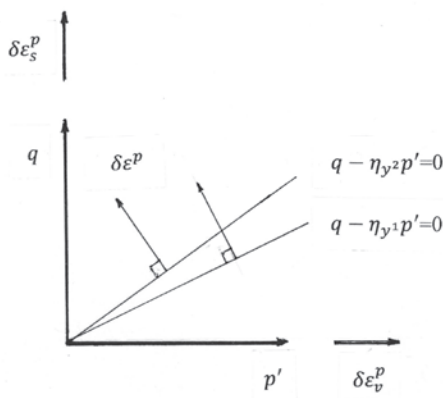


Fig. 6 – Comportamento elastoplástico com endurecimento associado ao critério de rotura de *MC*. Normalidade dos vetores incremento de deformação plástica relativa à linha que representa o lugar geométrico dos pontos de cedência.

A lei de endurecimento a estabelecer, como se vê na Figura 6, deve permitir que a linha de cedência se expanda progressivamente até um valor limite (rotura). Quanto à lei de escoamento plástico, tal como no comportamento elástico perfeitamente plástico, não é adequado admitir a normalidade do vetor $\delta \varepsilon^p$ à linha de cedência, isto é, $(\delta \varepsilon_v^p)(\delta \varepsilon_s^p) = -\eta_y$, como pode ver-se na Figura 6.

São óbvios os inconvenientes de um progressivo incremento de ε_v^p à medida que η_y aumenta. Este comportamento não só não corresponde ao real, como contraria a teoria dos estados críticos que preconiza que a taxa de variação de volume terá de diminuir progressivamente até se anular na cedência, ou seja, no estado crítico (ver em 2.2).

Com base nos já referidos trabalhos de Taylor (op. cit.) em que se estabelece, num ensaio de corte direto, a ligação entre a dilatância e o atrito mobilizado, Wood (op. cit.) propôs a seguinte equação tensão-dilatância, expressa em termos de deformação total:

$$\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_s} = M - \frac{q}{p'} = M - \eta \quad (19)$$

Estando a tratar-se de um comportamento elastoplástico pode entender-se a Equação 19 como uma lei de escoamento que controla a relação dos incrementos de deformação plástica:

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_s^p} = M - \frac{q}{p'} = M - \eta_y \quad (20)$$

onde $M=q_c/p_c'$, é o valor de M no estado crítico, logo onde se processam deformações distorcionais a volume constante. É evidente que a Equação 20 só é aplicável quando o solo está na cedência. Para valores baixos de η_y (longe da rotura), as deformações elásticas são muito significativas, pelo que a interpretação baseada na Equação 19 (incrementos de deformação total) será diferente da obtida a partir da Equação 20 (incrementos de deformação plástica). Mas na aproximação da rotura, as deformações plásticas tornam-se dominantes e a não consideração da diferença entre deformações plásticas e deformações totais torna-se muito menos importante.

É possível mostrar (Wood, op. cit.) que a lei de escoamento expressa pela Equação 20 corresponde à função de potencial plástico representada pela Equação 21 (Schofield e Wroth, op. cit.):

$$G(\sigma) = q - Mp' \ln \frac{p_r'}{p'} \quad (21)$$

onde p_r' é uma variável arbitrária que permite obter a curva de potencial plástico que interessa o estado de tensão corrente. Assim:

$$\left\{ \begin{matrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_s^p \end{matrix} \right\} = \lambda \left\{ \begin{matrix} \frac{\delta G}{\delta p'} \\ \frac{\delta G}{\delta q} \end{matrix} \right\} = \lambda \left\{ \begin{matrix} M - \eta_y \\ 1 \end{matrix} \right\} \quad (22)$$

a qual é consistente com a Equação 20, sendo λ um escalar multiplicador, a determinar. Na Figura 7 estão representadas as curvas de potencial plástico, bem como o conjunto das curvas de cedência (retas).

Como pode verificar-se é muito significativa a diferença entre as direções dos $\delta \varepsilon^p$ resultantes da aplicação da lei da normalidade. Na cedência, para valores baixos de η , ocorre deformação volumétrica plástica de compressão (positiva), mas que vai diminuindo à medida que η_y aumenta. Anula-se para $\eta_y=M$ e para $\eta_y>M$, ocorre expansão volumétrica (negativa).

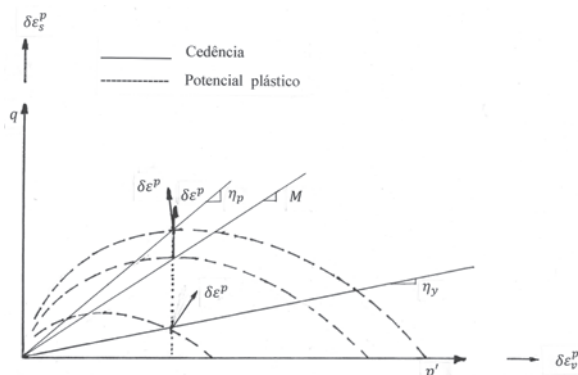


Fig. 7 – Funções de cedência e de potencial plástico no comportamento elastoplástico com endurecimento de um modelo que obedece ao critério de rotura de MC.

Quanto à lei de endurecimento, admite-se, como já foi referido, que o solo endurece devido à ocorrência de deformações distorcionais plásticas. Assim η_y depende unicamente de $\delta\varepsilon_s^p$. Como com este modelo constitutivo se pretende descrever o comportamento de um material cuja rigidez diminui com a deformação distorcional, Wood (op. cit.) recorreu a uma relação hiperbólica entre a tensão e a deformação distorcional plástica. Em termos incrementais, ter-se-á:

$$\delta\eta_y = \frac{(\eta_p - \eta_y)^2}{a\eta_p} \delta\varepsilon_s^p \quad (23)$$

onde η_p é o valor assintótico de q/p' e a é uma constante do solo que vai funcionar como um fator de escala de $\delta\varepsilon_s^p$, uma vez que a Equação 23 é função de $\delta\varepsilon_s^p/a$.

Pode assim estabelecer-se uma relação de rigidez elastoplástica:

$$\begin{Bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} - \frac{\begin{bmatrix} K^2\eta_y(M - \eta_y) & 3GK(M - \eta_y) \\ -3GK\eta_y & 9G^2 \end{bmatrix}}{3G - K\eta_y(M - \eta_y) + p' \frac{(\eta_p - \eta_y)^2}{a\eta_p}} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\varepsilon_v \\ \delta\varepsilon_s \end{Bmatrix} \quad (24)$$

Na Equação 24, a rigidez elástica surge separada da rigidez plástica. Assim na aplicação desta equação pode recorrer-se à rigidez elástica para prever a alteração e tensão resultante de uma modificação na deformação. Se a tensão assim calculada se situar exteriormente à linha de cedência corrente (curva), η_y , pode usar-se a rigidez plástica para uma correção que leve o estado de tensão calculado para a linha de cedência (eventualmente endurecida).

Claro que se η_y for igual a η_p , esta rigidez torna-se igual à deduzida para o modelo elástico perfeitamente plástico de MC , bastando considerar $\eta_y = \eta_p = M$ e $M - \eta_y = M - \eta_p = M^*$. Em ambas as situações, como se admitem leis de escoamento não associadas, a matriz de rigidez não é simétrica. A função de potencial plástico, descrita pela Equação 23, é na realidade muito diferente da função de cedência dada pela Equação 18.

Na Figura 8 são apresentados os resultados experimentais de um ensaio de corte em compressão triaxial, drenado, que visou caracterizar o comportamento tensão-deformação de um solo arenoso do rio Tejo (Miranda, 2019). Procurou-se modelar esse comportamento com o modelo elastoplástico com endurecimento acabado de apresentar, (Maranha das Neves e Caldeira, 2018), bem como com o modelo elastoplástico com endurecimento e amolecimento no qual a resistência ao corte depende de um parâmetro de estado (Maranha das Neves e Caldeira, op. cit.) modelo esse que é introduzido mais à frente.

Como se pode observar, os resultados experimentais (*A*) mostram uma resistência de pico, natural num solo *OC*. Quanto ao modelo elastoplástico com endurecimento (*B*), observa-se que ele reproduz adequadamente as deformações medidas antes da rotura. De particular interesse são os valores positivos de ε_v para reduzidos valores de ε_s (e valores baixos de η), que são iguais aos medidos no ensaio.

Mas o modelo (curva *B*) não conseguiu reproduzir nenhuma resistência ao corte de pico, a qual é claramente identificada nos resultados do ensaio triaxial (curva *A*), mas que não se observa nos resultados do modelo.

Assim, enquanto nos modelos elásticos perfeitamente plásticos a superfície limite dos estados permanece fixa, nos modelos elastoplásticos pode contrair-se ou expandir-se. Estas alterações da dimensão da configuração da superfície limite dos estados, correspondem a um endurecimento (expansão) ou amolecimento (contração) do solo. Os conceitos de endurecimento e o amolecimento introduzidos neste modelo, embora se trate de um modelo aberto inspiram-se na teoria dos estados críticos a qual nasceu com modelos fechados.

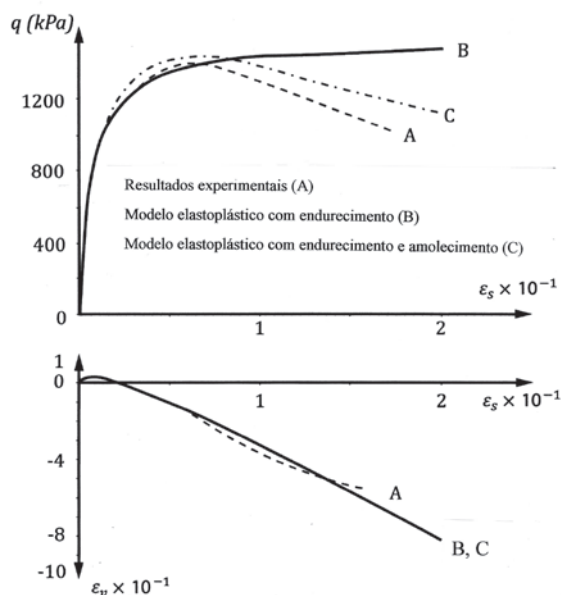


Fig. 8 – Comparação, nos planos (ϵ_s, q) e (ϵ_s, q) , dos resultados de um ensaio de corte em compressão triaxial com os obtidos de duas modelações deste ensaio. A – descreve os resultados experimentais de uma areia com densidade relativa (D_r) igual a 0,8, uma pressão de consolidação igual a 300 kPa, $\eta_c = (q_c/p_c) = 1,47$ e $\phi_c' = 36,1^\circ$; B – apresenta os resultados do modelo elastoplástico com endurecimento; C –, apresenta os resultados do modelo elastoplástico que engloba simultaneamente endurecimento e amolecimento e com resistência ao corte dependente de um parâmetro de estado.

O modelo elastoplástico com amolecimento

Quanto ao modelo elastoplástico com amolecimento, já que os fundamentos básicos são os mesmos do modelo elastoplástico com endurecimento, é abordado de forma menos pormenorizada que este último. É claro que o modelo que trata o amolecimento se destina aos solos OC, sendo de notar que não abrange a fase do comportamento pré resistência de pico. Mas a partir da resistência de pico exhibe uma dilatância negativa a uma taxa que diminui progressivamente durante o escoamento.

De facto, para baixas deformações ($\eta_v \ll \eta_p$) admite-se que o solo se comporta elasticamente logo a localização da linha de cedência mantém-se fixa, sendo obviamente nulos os incrementos de deformação distorcional plástica. Atingido o valor de η_p , o solo aumenta de volume (amolece) a uma taxa que vai diminuindo progressivamente de valor até ser atingido o estado crítico (η reduz-se até atingir o valor de M). A partir desse valor, ($\eta_p = \eta_c = M$), os incrementos de deformação volumétrica plástica cessam, passando o solo comporta-se como elástico perfeitamente plástico, isto é, continuam a ocorrer deformações distorcionais plásticas, mas a volume constante.

Portanto, dependendo do problema em análise, deve escolher-se o modelo mais apropriado: aquele que trata apenas do endurecimento antes da rotura (no caso de material NC ou ligeiramente OC) ou o que aborda o amolecimento e redução da dilatância positiva após a resistência de pico (por exemplo, areias OC submetidas a grandes deformações distorcionais). Neste último caso este

modelo pode ser útil. Mas em areias *NC* ou ligeiramente *OC*, recomenda-se naturalmente o modelo elastoplástico com endurecimento.

Em princípio, podia conjecturar-se uma combinação dos dois modelos introduzindo uma mudança para o modelo de amolecimento quando fosse atingido um determinado valor de η_p . No entanto, essa mudança nem do ponto de vista físico é considerada satisfatória (Wood, 2004, op. cit.).

6.2 – Um modelo elastoplástico com endurecimento e amolecimento e com resistência dependente de um parâmetro de estado

Mas o endurecimento e o amolecimento podem ser introduzidos simultaneamente num só modelo elastoplástico. No entanto é necessário introduzir mais um parâmetro, o qual define a dependência da resistência ao corte em relação a um parâmetro de estado. Mais especificamente, a resistência ao corte máxima (de pico) não é constante, mas sim uma função do volume específico atual. É este o parâmetro de estado escolhido. O símbolo para esse parâmetro é ψ (igual ao proposto para o ângulo de dilatância).

É bem sabido que a resistência ao corte das areias depende de sua compactidade e da pressão efetiva que sobre elas atua. Esta última, por exemplo, pode modificar a resposta do material a tal ponto que uma areia densa, submetida a uma pressão de confinamento suficientemente elevada, pode comportar-se como areia fofa.

No presente caso, a função potencial plástica a ser considerada no estado de tensão atual é idêntica à do *CCO*, o que significa que o escoamento, para valores baixos de η , conduz a taxas de contração volumétrica. Com o aumento de η , a taxa de contração volumétrica diminui progressivamente, atingindo um valor zero. A partir daí a deformação distorcional é acompanhada por uma expansão volumétrica (esta descrição pode ser acompanhada visualmente recorrendo à Figura 7). Este modelo elastoplástico foi apresentado muito depois do estabelecimento da teoria dos estados críticos (Wood, op. cit.).

A Figura 9 pode ajudar a explicar o conceito da variável de estado escolhida. Este parâmetro é definido, para um dado p' , em relação à *LEC*. No endurecimento, assume-se que η_p é uma variável em vez de uma constante, sendo uma função do valor atual de v , ou seja, uma função da variável de estado ψ . O valor desta variável em A (Figura 9) será $\psi_A = v_A - \Gamma$, e a relação entre ψ e a resistência é dada por $\eta_p = M k \psi$, onde k é uma constante do solo.

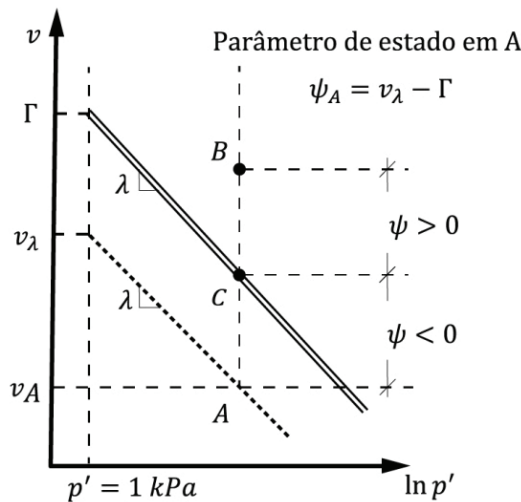


Fig. 9 – Definição da variável de estado ψ .

O modelo procura a condição em que v se encontra na *LEC* convergindo sempre para a máxima resistência ao corte atual, de acordo com uma lei de endurecimento hiperbólica, monotónica e crescente. No entanto, essa resistência máxima está em constante mudança, à medida que o solo se contrai ou expande devido à tensão de corte a que está submetido. A resistência máxima é, portanto, um objetivo móvel que só pode ser alcançado para uma deformação distorcional infinita (a assíntota da lei de endurecimento), situação que pode ser identificada com a resistência no estado crítico. Assim como já havia ocorrido com a função de cedência do modelo, neste caso, o conceito de estado crítico também é utilizado para definir a variável de estado.

A aplicação deste modelo a um ensaio triaxial pode ser vista na Figura 8, (exemplo C). Como pode ver-se, a resposta em termos de tensão-deformação, além do endurecimento com a deformação, também descreve um amolecimento, acompanhado por uma transição suave entre dilatação negativa e positiva.

A Figura 8 permite uma comparação entre os resultados dos dois modelos, *B* e *C*, aplicados ao mesmo ensaio triaxial. No que diz respeito à resistência, o modelo *C* reproduz o valor máximo medido no ensaio, o que não sucede com o modelo *B*. Quanto às evoluções de ε_v e ε_s , são bem previstas por ambos os modelos.

7 – A UTILIZAÇÃO DE MODELOS ELÁSTICOS PERFEITAMENTE PLÁSTICOS DA MSC (COM E SEM VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS NA FASE DE CEDÊNCIA) NA VERIFICAÇÃO DE ESTADOS LIMITE

São apresentadas de seguida algumas considerações sobre o papel dos modelos elásticos perfeitamente plásticos, dominantes na *MSC* (com ou sem incrementos de deformação volumétrica na cedência) no dimensionamento de estruturas geotécnicas com base na verificação de estados limite. Se for considerada a utilização de ψ neste modelo, tal implica algumas precauções.

Por exemplo, evitar o uso de $|\psi|=\phi'$ (uma possibilidade contemplada em alguns programas comerciais de cálculo). Se o modelo estiver a ser usado numa análise de elementos finitos de problemas de estabilidade em condições não drenadas deve adotar-se um valor de $\psi=0$. Em 3.2 e 3.3 já houve ocasião de salientar outras precauções com o uso de ψ neste modelo, em particular o facto do valor a adotar nos cálculos, ser constante. Ora na realidade a dilatância, como já se viu, é variável (dependendo, entre outros fatores, do volume específico e do nível da tensão instalada no solo). A teoria sobre o papel da dilatância como condicionador do comportamento dos solos, foi exposto em 2.2.

Finalmente deve ter-se presente que todos os modelos abordados nesta secção são abertos e que tanto o endurecimento como o amolecimento são função dos incrementos de deformação distorcional plástica.

Modelos elástico perfeitamente plásticos, com possibilidade de incluir, ou não, deformações volumétricas na fase plástica

A aplicação dos modelos aos solos *NC*: se o comportamento for drenado e pretendendo-se avaliar ELU 's (onde a resistência é a propriedade dominante) o modelo é muito útil. Já no que diz respeito à avaliação de ELU 's (onde a deformação é a propriedade dominante) o modelo não tem qualquer utilidade. Se o comportamento for não drenado o modelo pode considerar-se com alguma utilidade na avaliação de ELU 's, mas não é aplicável no caso de ELU 's.

No que respeita aos solos *OC*, se o comportamento for não drenado, o modelo é útil na avaliação de ELU 's, mas não é recomendável usá-lo na avaliação de ELU 's.

Modelo elastoplástico com endurecimento

Estes modelos distinguem-se pela descrição do comportamento elastoplástico antes da cedência, buscando aproximar-se do comportamento real e têm um apreciável papel nas áreas da *MSC*. Uma razão adicional para ter presentes os fundamentos daquela teoria ao analisar os resultados da aplicação destes modelos elastoplásticos com endurecimento.

A aplicação aos solos *NC*, quando o comportamento é drenado e se pretendendo avaliar *ELU's* o modelo é de grande utilidade. Na avaliação de *ELU_i's*, o modelo pode ser útil dada a melhor descrição da deformação da cedência. No caso de comportamento não drenado o modelo não deve ser usado.

No que respeita aos solos *OC*, se o comportamento for não drenado, o modelo não é recomendável na avaliação de *ELU's* e de *ELU_i's*.

Modelos elastoplásticos com amolecimento

Como o modelo só descreve o comportamentos pós pico (antes de atingir a resistência de pico o comportamento é considerado elástico), é natural que o modelo só interesse aos solos *OC* e em condições drenadas, podendo ser muito útil na avaliação de *ELU's* e de algum interesse no caso de *ELU_i's*. Em condições não drenadas este modelo não deve ser usado.

Modelo elastoplástico com endurecimento e amolecimento

Como se descreveu em 6.2, o endurecimento e o amolecimento são abrangidos num só modelo elastoplástico, para o que se introduz um parâmetro de estado, ψ , que define a dependência da resistência de pico do volume específico atual. A resistência ao corte máxima não é constante.

Este modelo (que não tem a divulgação dos anteriormente descritos nesta secção, e que visa sobretudo uma aplicação a solos arenosos) é o que se revela mais útil na avaliação de estados limite relacionados com a segurança e funcionalidade. Em condições drenadas, quer o solo seja *NC* ou *OC* é muito útil avaliação de *ELU's*, e de *ELU_i's*. Se as condições forem não drenadas, seja qual for grau de sobreconsolidação, admite-se o seu uso, embora com menor fiabilidade quando comparado com a sua utilização em condições drenadas.

8 – ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE AS DEFORMAÇÕES DO SOLO

Esta questão está intimamente ligada ao tipo de estrutura geotécnica, mas muitas vezes é necessário garantir que os movimentos do solo não excedam um determinado limite, o que normalmente implica deformações muito pequenas. Por exemplo, em condições de serviço, a grande massa de solo que circunda uma estrutura, ou sobre a qual ela se apoia, apresenta deformações superiores a 10^{-3} . No entanto, numa determinada zona, podem ocorrer deformações muito menores no solo tendo sido observadas deformações plásticas de 3×10^{-2} a 5×10^{-4} (Atkinson, 1993). Acima de tudo, deve ter-se em mente que a rigidez de um solo varia continuamente com a localização, o carregamento e as deformações, sejam muito pequenas ou grandes.

9 – QUANDO O SOLO SE AFASTA SIGNIFICATIVAMENTE DO ARQUÉTIPO INICIALMENTE CONSIDERADO

Atualmente, estão a desenvolver-se campos de pesquisa que apontam numa direção que parece contradizer alguns conceitos básicos da MSEC: a importância das ligações entre as partículas e o papel relevante da estrutura e da fábrica do solo. Basicamente, esses campos afetam solos que têm em comum conexões entre as partículas que garantem a ocorrência de estruturas únicas, conexões

que são destruídas quando os solos são submetidos a ações exteriores. Mas se tal não acontecer, está-se a lidar com rochas brandas e não com solos.

O estado do solo natural depende principalmente da história da deposição e erosão, podendo ser alterado posteriormente por processos de envelhecimento: adensamento, fluência, cimentação, intemperismo e variações na salinidade da água intersticial. O envelhecimento pode alterar o estado atual ou a posição da superfície limite dos estados estáveis.

Considerem-se, por exemplo, solos com índices de vazios muito elevados mas com resistência considerável devido a estruturas em que ligações permanentes, de natureza físico-química, desempenham um papel decisivo nesse comportamento (solos apelidados no passado de problemáticos). Ora hoje em dia tem-se por certo que na modelação do comportamento desses solos, o conhecimento do seu estado final é fundamental e a teoria dos estados críticos torna-se indispensável. Duma forma mais abrangente, a previsão do comportamento desses solos nunca poderá ser obtida através da MSC, antes incorporando a teoria dos estados críticos. Esta problemática foi exposta por Viana da Fonseca (2024).

Em suma, o que à primeira vista parece colocar a MSEC em questão, pelo contrário, confirma a utilidade da teoria em que se baseia esta mecânica. Recorde-se, por exemplo, a utilização das características mecânicas de argilas remoldadas como referência básica para a interpretação das características correspondentes de argilas de sedimentos naturais (Burland, 1990). As propriedades das argilas remoldadas são denominadas propriedades intrínsecas, uma vez que são inerentes ao solo, independentemente do seu estado natural.

Coincidindo com esta perspetiva do papel da estrutura do solo no seu comportamento, e beneficiando dos notáveis avanços na tecnologia da informação, vale a pena mencionar a investigação que considera o meio em questão como verdadeiramente particulado, em detrimento do conceito de meio contínuo (utilizando, por exemplo, o método dos elementos discretos). Contudo, importa salientar desde já que, no caso de partículas argilosas, os modelos particulados são muito difíceis de implementar devido aos efeitos de natureza físico-química na interação entre estas partículas submicroscópicas (Gudehus, 2011).

10 – NOTA FINAL

No que acaba de ser exposto, procurou mostrar-se que um conhecimento dos fundamentos da teoria dos estados críticos pode ser particularmente útil, na apreciação dos resultados da aplicação prática dos modelos da mecânica dos solos clássica, bem como no julgamento, a par e passo, dos dados resultantes do uso de projetos baseados no método observacional.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atkinson, J. (1993). *An introduction to the mechanics of soils and foundations*. London, McGraw-Hill Book Company.
- Burland, J. (1990). *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique, 40 (3), pp. 329-378. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.329>
- Coulomb, C.-A. (1773). *Sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'Architecture*. Mém. Div. Sav., 7, pp. 343-382.
- Drucker, D. C.; Gibson, R. E.; Henkel, D. J. (1957). *Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity*. Trans., ASCE, 122 (1), pp. 338-346. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.00074>
- Duncan, J. (1996). *State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes*. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7), pp. 577-596. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:7\(577\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577))

- Gudehus, G. (2011). *Physical soil mechanics*. London Springer Heidelberg, Dordrecht.
- Maranha, J.; Maranhã das Neves, E. (2009). *The experimental determination of the dilatancy in soils*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 147-154, Alexandria, Egypt.
- Maranhã das Neves, E. (2023). *Solos argilosos compactados, muito sobreconsolidados e o comportamento estrutural de barragens de aterro*. Geotecnia, 159, pp. 3-24. https://doi.org/10.14195/2184-8394_159_1
- Maranhã das Neves, E. (2007). *Resistência dos solos: dilatação versus coesão efetiva*. Geotecnia, 109, pp. 5-23. https://doi.org/10.14195/2184-8394_109_1
- Maranhã das Neves, E.; Caldeira, L. (2018). *As equações constitutivas na modelação geotécnica*. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, IST Press.
- Miranda, L. (2019). *Liquefaction mitigation: prospective application to immersed tunnel foundations*. Tese de Doutoramento. Universidade de Lisboa, Portugal.
- Prager, W.; Drucker, D. Q. (1952). *Soil mechanics and plastic analysis of limit design*. Applied Mathematics, 10:2, pp. 157-165.
- Reynolds, O. (1885). *On dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations*. The London, Edinburgh and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, Vol. XX, 5th Series, pp. 469-481.
- Roscoe, K. H.; Burland, J. (1969). *On the generalized stress-strain behaviour of “wet” clay*, *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, Heyman, J. e Leckie, F., editors.
- Roscoe, K.; Schofield, A.; Wroth, P. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, 8, pp. 22-53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Schofield, A.; Wroth, P. (1968). *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill Pb. Cp. Ld., UK.
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley, New York.
- Thurairajah, A. (1961). *Some properties of kaolin and sand*. Tese de Doutoramento. University of Cambridge.
- Viana da Fonseca, A. (2024). *Metaestabilidade em solos e fragilidade de obras de terra*. XLI Lição Manuel Rocha (https://www.youtube.com/watch?v=2k_-D_lpzTE).
- Wood, D. M. (2004). *Geotechnical modeling*. Abingdon, Oxfordshire: Spon Press.

ESTABILIZACIÓN GEOPOLIMÉRICA DE SUBRASANTE LOÉSSICA (CÓRDOBA, ARGENTINA)

Geopolymer stabilization of loessic subgrade (Córdoba, Argentina)

María Pía Cruz^a, Italo Federico Martin-Schmädke^a, Francisco Locati^{a,b}

^a Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Córdoba, Argentina.

^b Centro de Investigaciones en Ciencias de la Tierra (CICTERRA, CONICET-UNC), Argentina.

RESUMEN – La estabilización de caminos de tierra ha adquirido importancia. Son relativamente nuevos los estudios con metodologías físico-químicas no convencionales en suelos problemáticos, incorporando geopolímeros en el proceso de compactación. En este trabajo, se presenta una síntesis de la línea investigativa en geotecnia vial de la Universidad Católica de Córdoba, Argentina. Se aborda la estabilización de suelos limo-loésicos (A-4) mezclados con metasilicato de sodio en estado sólido e hidróxido de calcio, conformando así un geopolímero. Se caracterizan suelos erodables y colapsables regionales, se establece la dosificación óptima con el geopolímero, y su respuesta en tramo piloto de camino, monitoreando el comportamiento geotécnico-vial de la macro y microestructura de una subrasante solicitada a inclemencias climáticas y tránsito. Se comprueba la efectiva estabilización diseñada y se compara con otros paquetes estructurales viales de igual número estructural equivalente, evaluando las ventajas de su utilización.

ABSTRACT – The development of dirt-road stabilization has acquired significance. Studies using unconventional physical-chemical methodologies in problematic soils, incorporating geopolymers in the compaction process, are relatively new. In this study, a summary of the research line in road geotechnics at the Universidad Católica de Córdoba, Argentina, is presented. The stabilization of silty-loessic soils (A-4) mixed with solid sodium metasilicate and calcium hydroxide, thus forming a geopolymer, is addressed. Regional erodible and collapsible soils are characterized, the optimal geopolymer dosage is established, and its response is monitored on a pilot road section. The geotechnical behavior of the macro- and microstructure of a subgrade subjected to inclement weather and traffic is monitored. The effective stabilization design is verified and compared with other road structural packages of the same equivalent structural number, evaluating the advantages of its use.

Palavras Chave – geopolímero, limo-loésico, silicato de sodio.

Keywords – geopolymer, loessic silt, sodium silicate.

1 – INTRODUÇÃO

El grupo de investigación de geotecnia de la Universidad Católica de Córdoba (U.C.C.), viene trabajando con la estabilización vial de suelos erodables y colapsables de la región pampeana cordobesa (Argentina) a través de incorporar nuevos aditivos no convencionales. Dichas subrasantes problemáticas sin pavimentar del centro-este provincial, corresponden a sedimentos finos del tipo A-4 o A-6 según la American Association of State Highway and Transportation Officials

E-mails: 9606773@ucc.edu.ar (M. Cruz), italo.martin@ucc.edu.ar (I. Martin), flocati@unc.edu.ar (F. Locati)

ORCID: orcid.org/0000-0001-8522-174X (M. Cruz), orcid.org/0000-0003-4371-2959 (I. Martin),
orcid.org/0000-0001-9067-1497 (F. Locati)

(A.A.S.H.T.O.). Manifiestan un variado comportamiento tenso-deformacional ante aumentos del contenido de humedad natural, grado de saturación, tensión de corte, tensión normal media y presión de poros (Zur y Wiseman, 1973). En la Figura 1 se pueden apreciar diversas patologías viales relevadas durante el diagnóstico inicial de la traza en estudio dentro del establecimiento “La Toma”; ubicado próximo a la localidad de Pedro Vivas sobre ruta nacional N°19 en el departamento Río Primero (Córdoba), ver Figura 2.



Fig. 1 – Patologías de subrasantes no pavimentadas limo-loésicas: a) suelo friable al tacto; b) falta de bombeo transversal; c) ahuellamiento excesivo; d) carcavamientos localizados; e) polvo en suspensión; y f) zonas inundables.

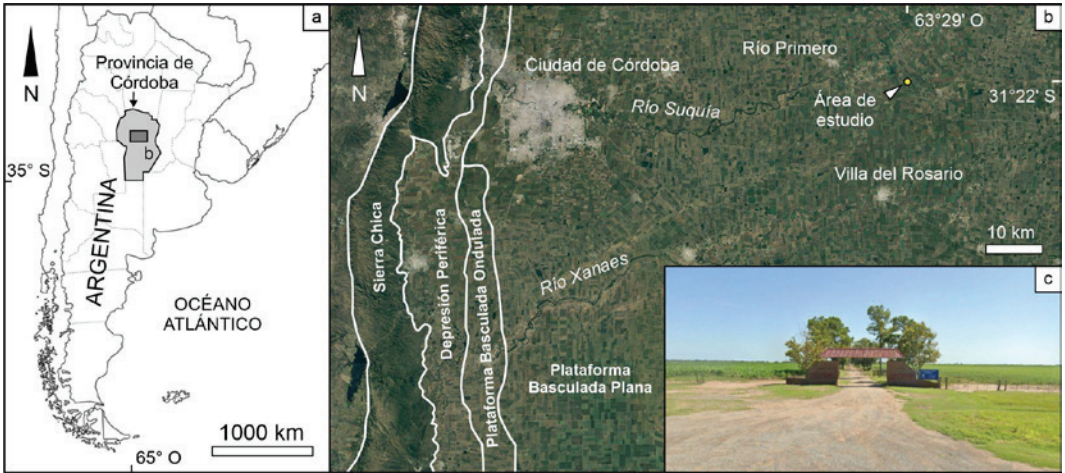
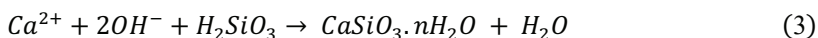
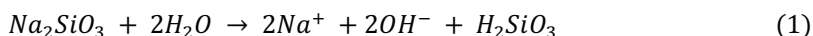


Fig. 2 – Localización del sector de estudio en: a) Argentina, b) en provincia de Córdoba. c) Ingreso al campo “La Toma” de la U.C.C.

Al manifestarse las patologías citadas se producen cíclicas pérdidas económicas en esta zona agro-ganadera. Existe una dificultad para extraer de los campos la producción de cultivos y el ganado

tanto en épocas de lluvia cuando los caminos se inundan y permanecen anegados, como en épocas con bajas precipitaciones pluviales, cuando los caminos muy deteriorados por la acumulación de sectores erodados pierden su capacidad soporte y aminoran el módulo resiliente final, Rahman et al. (2023). En las estaciones secas, los caminos presentan gran cantidad de polvo en suspensión, que produce afecciones respiratorias, acumulación de polvo en cultivos con baja de la actividad de fotosíntesis y constituye un grave factor que impacta en la accidentología vial (en general). Según mediciones de este grupo, los suelos limo-loésicos cordobeses sufren una modificación de sus parámetros naturales reflejados en reducción de la densidad seca (pasa de 1,35 tn/m³ a <1,2 tn/m³), agotamiento de la resistencia al corte no drenado (pasa de 24,52 KPa a <9,81 KPa), aumento de la deformación vertical por colapso por arriba de un 3% e incremento de erosión por arriba de 10 tn/ha.año (entre leve y superior según Gaitán et al. (2017)). Estos valores son compatibles con trabajos internacionales sobre caminos de suelos loésicos sin pavimentar según referencian Li et al. (2016), Xie et al. (2018), Ramos-Scharrón (2018) y Wang et al. (2025). Una reducción de un 11% de la densidad seca es coherente con pérdida de bombeo, estructura y erosión superficial (Moloisane y Visser, 2014). La caída de un 60% de la resistencia al corte no drenado es elevada, pero no extrema como otras de hasta un 90% (Liu et al., 2024). Las deformaciones por colapso varían entre un 2% a 8% (Jiang et al., 2017). La erosión calculada sobrepasa registros sudamericanos que oscilan entre 0 y 9,25 tn/ha.año (Riquetti et al., 2022).

Desde hace diez años este grupo ha abordado la estabilización de suelos finos limo-loésicos (A-4 o A-6) con la incorporación puntual del agente químico conocido como silicato de sodio; empleándose en una primera etapa el silicato de sodio en fase líquida (Cruz et al., 2015) y por último en fase sólida (Simón y Pagés, 2017). En varias regiones de la provincia de Córdoba, la presencia de calcio natural intercambiable es fluctuante por lo que, dependiendo de la región, se adiciona junto con el silicato de sodio sólido una fracción de hidróxido de calcio (cal hidratada). Se forma un geopolímero que involucra a los silicatos (ricos en sílice), la cal hidratada y suelos finos inestables tenso-deformacionales, que al mezclarse forman ácido silícico que aglomera a las partículas limo-loésicas sueltas. El alto potencial alcalino (pH) de los aditivos facilita las reacciones alcalinas que transforman partículas dispersas en cementadas. Al hidratarse, el silicato de sodio forma ácido silícico (1) que reacciona con el calcio proveniente de la cal hidratada (2), para formar un gel de silicato cálcico hidratado (3), generalmente denominado C-S-H por sus siglas en inglés. Es un gel insoluble microcristalino cementante que actúa como adhesivo de las partículas del suelo, va ocupando los poros y envolviendo las partículas limosas, generando una estructura más firme y cohesiva, con menores deformaciones y reducción de erodabilidad en el tiempo (ver Figura 3).



donde n , representa cantidades variables de agua.

Los estudios de nuevos aditivos químicos no convencionales se enfocan en activación alcalina de cenizas volantes, puzolanas o escorias de alto horno, que mejoran la capacidad portante y durabilidad de suelos blandos y expansivos. Tienen menor huella de carbono en su fabricación que la estabilización con cemento Portland, ya que son preparados con menor consumo energético y emplean desechos de otras industrias (Cruz et al., 2023). Se crean geles estables de sílice-alúmina o de silicato-calcio para aglutinar las partículas del suelo. Tienen limitación de depender de residuos industriales con alta variabilidad química y de producción (según ciclos económicos). La mejora de la resistencia al corte no drenado del suelo tratado oscila entre 150% y 400% (Abdila et al., 2022;

Wu et al., 2022); el incremento de CBR entre 100% y 350% (Disu y Kolay, 2021); la reducción por colapso varía entre un 40% y 80% (Raj et al., 2025); la pérdida de masa en ciclos de durabilidad entre un 5% y 12% (Abdila et al., 2022; Wu et al., 2022).



Fig. 3 – a y b) Lente de suelo estabilizado extraído de tramo piloto; c) Fotomicrografía tomada bajo microscopio petrográfico de una muestra estabilizada en campo (sección delgada), donde se puede ver un nódulo de bordes redondeados cementado por el silicato de sodio (nicoles paralelos).

El estudio de la evolución investigativa de estabilización de subrasantes limo-loésicas demandó la necesidad de identificar aspectos geotécnicos del suelo natural erodable y colapsable, determinar la mezcla óptima limo-cal-silicato (descrita en sección 3.4), estudiar la variación de resistencia de la mezcla adoptada con el paso del tiempo ante condiciones extremas en laboratorio (alternancia de períodos acelerados de secado y humedecimiento) y finalmente ratificar dicha resistencia (entre otros parámetros) en un testeo in situ con la materialización de un paquete estructural vial con la dosificación óptima, incorporando solicitaciones reales en la subrasante estabilizada, principalmente tránsito de vehículos pesados rurales con condiciones climáticas propias de climas secos y húmedos. Se complementó la valoración de dicha subrasante estabilizada con la materialización de otros dos tramos seriados testigos contiguos (ver sección 4.1). Se establecieron analogías de durabilidad en términos de pérdida de masa, cambio volumen, módulo de elasticidad inicial, densidad seca y resistencia al corte no drenado entre probetas remoldeadas en el laboratorio con la dosificación óptima, respecto a probetas remoldeadas del suelo problemático compactado. Sin embargo, no se considera factible hacer una correlación directa entre los resultados de resistencia al corte no drenado de los ensayos de durabilidad del laboratorio en sus distintos ciclos, con los valores de resistencia al corte no drenado de las probetas extraídas a distintas edades de la subrasante estabilizada afectadas por el tránsito y los factores climáticos.

2 – RESEÑA DE LA HISTORIA DEL ARTE

El agente químico primario de esta estabilización de suelos es el silicato de sodio; históricamente utilizado como adhesivo, cementante, detergente, defloculante, película protectora, inhibidor, base catalítica, blanqueador, entre otras aplicaciones. Johann Van Fuchs comercializó el silicato soluble a principios del siglo XIX para favorecer el endurecimiento de piedras artificiales. Alrededor de 1910 el silicato de sodio, el silicato de calcio o silicato de aluminio se emplearon para bacheos de caminos de tierra. En 1915, Albert Francois implementó el mejoramiento de suelos por medio de inyecciones de lechada cementicia con la adición de silicato de sodio para mejorar la durabilidad del estabilizado. Hugo Joosten, inyectó silicato de sodio y cloruro de calcio en perforaciones profundas promoviendo la combinación química y formación de un gel insoluble, garantizando cubrir oquedades, bajar la permeabilidad de infiltración y disminuir los asentamientos. Mainfort en 1951 estudió la vulnerabilidad de las mezclas de silicato de sodio frente a la variación del contenido de humedad. Iniciales ensayos de durabilidad en probetas de suelos arenosos

mezclados con 1% de silicato de sodio fueron ejecutados por Dogra y Uppal en 1958. Posteriormente las probetas eran sometidas a 12 ciclos de 5 horas de inmersión en agua y 42 horas de secado a 70 °C; resultando dichos ensayos en un 3,5% a 4,0% de pérdida de peso al final del último ciclo. En el M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology) a fines de los '50 se estandarizó el ensayo de durabilidad en probetas de arcillas estabilizadas con silicatos junto a otros aditivos. Lambe, Michaels y Moh aplicaron sales de sodio e hidróxido de sodio (soda cáustica) en los suelos para estabilizarlos, y se comenzó a utilizar el silicato de sodio como un agregado secundario al cemento, cal y cenizas (entre otros). Ruff, Davidson y Ellis estabilizaron suelos arcillosos con silicato de sodio más cal y con cenizas; analizando la incidencia del pH durante los ensayos de durabilidad. Investigadores rusos contemporáneos trabajaron en la estabilización de suelos limosos con silicatos de sodio. Hurley y Thornburn (1971) proponen que el silicato de sodio con casi cualquier otro material inorgánico causa la formación de un gel de sílice, pero las propiedades del gel, como la resistencia, la durabilidad y la permeabilidad, pueden variar mucho dependiendo de la concentración de la solución de óxido de sodio y dióxido de silicio en la composición del silicato, la temperatura y el tipo de sales, ácidos y bases con los que reacciona. Moretto (2006) estudió la estabilización de suelos loésicos colapsables mediante inyecciones de silicato de sodio en zonas rurales cordobesas. Rico y del Castillo (2011) publicaron resultados de ensayos de compresión simple mezclando limo con silicatos de sodio más cal. En Colombia, Galindo Torres y Avellaneda Moreno (2016) estudiaron mejoras de la capacidad portante de los suelos limo-arenosos y materiales pétreos estabilizados con silicato de sodio a la humedad de compactación. Jalal et al. (2020) explican que los materiales estabilizadores a base de calcio exhiben propiedades puzolánicas que mejoran las propiedades de los suelos finos mediante hidratación, intercambio catiónico, floculación, reacción puzolánica y carbonatación. En Perú, Bonifaz Moreno y Gamarra Sosa (2022) estudiaron la comparación del silicato de sodio con cemento para la estabilización de una subrasante. Yang et al. (2024, 2025) presentan aspectos fundamentales de la solidificación, propiedades mecánicas y mecanismo de falla del loess cuando se le adiciona silicato de sodio y polvo descartado de carbón. Kamiloğlu et al. (2024) y Chen et al. (2024) trabajan con geopolímeros basados en cenizas volantes con hidróxido de sodio (NaOH) y/o silicato de sodio (Na_2SiO_3) como activadores alcalinos para estabilizar suelos limosos.

3 – MATERIALES

En esta sección se presentan las principales características de los materiales utilizados en forma individual y combinada de esta investigación según los ámbitos de laboratorio y campo.

3.1 – Suelo problemático

Los suelos por estabilizar son limos inorgánicos problemáticos (A-4) según A.A.S.H.T.O, con un 16,5% de fracción gruesa muy uniforme (arena fina puntualmente). Responde a una potencia de estudio del orden de 0,6 m de profundidad desde el nivel de terreno natural en el campo “La Toma”, próximo a la localidad Pedro Vivas, a 54 km al este de la ciudad de Córdoba, Argentina.

Se emplazan en la llanura pampeana dentro de la provincia geológica llamada llanura chaco-pampeana (Sayago, 1981), siendo parte de la denominada plataforma plana basculada (Sanabria et al., 2004). La intensidad de la pendiente general hacia el este es menor a 0,5% y desde el punto de vista climático el sector se encuentra en la zona de transición entre un clima templado pampeano a un clima árido típico de llanuras y sierras (Argüello et al., 2010). Los suelos del sector corresponden a la serie de Villa del Rosario, se clasifican como haplustol éntico, y se originan a partir de sedimentos loésicos de textura franco limosa, vinculados a lomas extendidas casi planas (INTA y MAGyRR, 1992). Los depósitos de loess que dieron origen a estos suelos se habrían depositado principalmente entre el Pleistoceno superior-Holoceno, involucrando depósitos de origen eólico, así como de loess re-transportado y re-depositados por procesos coluviales o fluviales (Argüello et al., 2010).

Las principales problemáticas geotécnicas son la colapsabilidad y erodabilidad. Son limos loéssicos metaestables cuya estructura interna puede rápidamente ser afectada por cambios en el contenido de humedad o tensionales. Se producen variaciones de volumen de gran magnitud que impactan en las estructuras incapaces de resistir distorsiones y asentamientos diferenciales significativos (Rocca et al., 2006).

Se planificaron dos etapas de prospección in situ: anteproyecto (caracterización del suelo natural existente para definir dosificaciones del geopolímero) y proyecto (control de durabilidad post-constructivo de los tramos). Se ejecutaron tres sondeos espaciados 5 m entre sí de acuerdo con el reglamento argentino de estudios de suelos Cirsoc 401 (2018), para caracterizar geotécnicamente a nivel de anteproyecto este tipo de obras lineales. En la Tabla 1 se detallan los principales parámetros resultantes de los ensayos físicos-químicos del suelo natural sin estabilizar y de la dosificación óptima estabilizada.

Tabla 1 – Parámetros geotécnicos del suelo natural y de la dosificación óptima.

Nombre del ensayo	Parámetros (unidad)	Suelo natural	Dosificación óptima (en volumen) 25L ¹ :1C ² :1S ³ (en masa) 1L ¹ :4C ² :4S ³
Identificación	A.A.S.H.T.O.	A-4	A-4
ASTM D 3282 (2015)	S.U.C.S.	ML	ML
Lavado tamiz 200 ASTM C 136 (2001)	ω_{T200} (%)	83,5	-
Análisis granulométrico ASTM D 422 (2007)	Grava y arena (%)	16,5	-
	Limo (%)	76,5	-
	Arcilla (%)	7,0	-
	D ₁₀ (mm)	0,001	-
Límites de Atterberg ASTM D 4318 (2017)	ω_{LL} (%)	23,2	35,9
	ω_{LP} (%)	22,7	33,3
	Índice de plasticidad (%)	0,70	2,5
Sales solubles totales ASTM D 1889 (2000)	Sales solubles (%)	<0,1	1
Pin Hole ASTM D 4647 (2020)	Dispersivo/Erodable	Moderado	No manifiesta
Carbonato de calcio ASTM C 25 (2011)	CaCO ₃ (%)	1,90	-
pH, ASTM D1067 (2016)	-	7,91	10,39
Compresión confinada ASTM D 2435 (2011)	Salto por colapso, ϵ_{ω} (%)	3,30	0,85
	P _f sat (MPa)	0,022	0,085
	Porosidad final, n (%)	110	93
Proctor estándar ASTM D 698 (2012)	$\omega_{\text{óptima}}$ (%)	15,1	19,0
	$\gamma_{\text{ssmáx}}$ (gr/cm ³)	1,60	1,62
California Bearing Ratio ASTM D 1883 (2014)	CBR 2,5mm (%)	2,5	24,7
	Hinchamiento (%)	-0,44	+0,10
Durabilidad 9° ciclo de humedecimiento/secado adaptado USACE y NLA, ver sección 3.4	Pérdida de masa (%)	32,8	3,6
	Su _{rotura} (MPa)	0,11	0,55
	E _{inicial} (MPa)	19,4	24,7

¹: Suelo natural campo La Toma sobre ruta RN19, Pedro E. Vivas, Córdoba, Argentina.

²: Cal hidratada de origen argentino; ³: Silicato de sodio sólido de origen chino.

–: Contracción; +: Expansión.

La profundidad de investigación de estas tres prospecciones está delimitada según la potencia de cada tramo estabilizado en estudio; alcanzando un criterio común de dos veces la potencia del paquete estructural vial a estabilizar.

En la Tabla 2 se muestran las principales tareas de campo y ensayos de laboratorio de esta etapa de caracterización.

Tabla 2 – Resumen de tareas de campo y laboratorio en la etapa de anteproyecto.

Ámbito	Tipo de prospección	ID	Profundidad	Cantidad	Tipo muestras
Campo	Pala barreno	S-1	1,2 m	3	Alteradas
	Pala ancha	S-2	0,6 m	2	Inalteradas
	Pala barreno	S-3	0,6 m	2	Alteradas
	Relevamiento visual de la calidad de la calzada según el método de Comisión de Caminos Rurales (2018)				
Ámbito	Ensayo				Cantidad
Laboratorio	Humedad. ASTM D 2216				7
	Granulometría y Lavado T200. ASTM D 422 y ASTM C 136				7
	Límites de Atterberg. ASTM D 4318				4
	Proctor T99. ASTM D 698				4
	CBR. ASTM D 1883				4
	Durabilidad. USACE y NLA, ver sección 3.4				18
	Pin hole. ASTM D 4647				3
	Sales totales. ASTM D 1889				3
	Compresión confinada. ASTM D 2435				1
	Ensayos químicos. ASTM C 25 y ASTM D 1067				3

En la Tabla 3 se muestran las principales fases identificadas por difracción de rayos X (DRX) y los resultados de la cuantificación de fases por el método Rietveld para el suelo natural.

Tabla 3 – Cuantificación de fases identificadas en suelo natural por DRX y refinamiento Rietveld.

Fases identificadas (fracción total)	Porcentaje (%)
Plagioclasa	32,8
Muscovita	25,1
Piroxeno	16,6
Cuarzo	11,5
Feldespató potásico	9,0
Calcita	2,6
Caolinita	2,4
<i>Fases identificadas (fracción < 2 μm)</i>	
illita (+/- caolinita, esmectita) + cuarzo + plagioclasa	
<i>Parámetro de ajuste</i>	
Rexp: 1,54; Rp: 1,95; Rwp: 2,65; χ^2 : 2,96	

Se informan los parámetros de ajuste obtenidos luego del refinamiento. En la Figura 4a se observa patrón de difracción de la muestra, curva de ajuste por método Rietveld, y diferencia entre patrón medido y calculado. Como fases principales se reconoce plagioclasa, muscovita, piroxeno, cuarzo, feldespató potásico, calcita y caolinita. Se muestran los patrones de difracción del extendido secado al aire, glicolado y calcinado, así como la asignación de fases identificadas (Figura 4b). Se reconoció illita como mineral de arcilla dominante menor a 2 μm, con trazas de caolinita. Se observa

un leve incremento en la intensidad del background a bajos ángulos luego del glicolado con relación al secado al aire, lo indicaría presencia de trazas de una fase expansible, probablemente un estratificado tipo R3 (Moore y Reynolds, 1997) con illita dominante y muy escasa esmectita.

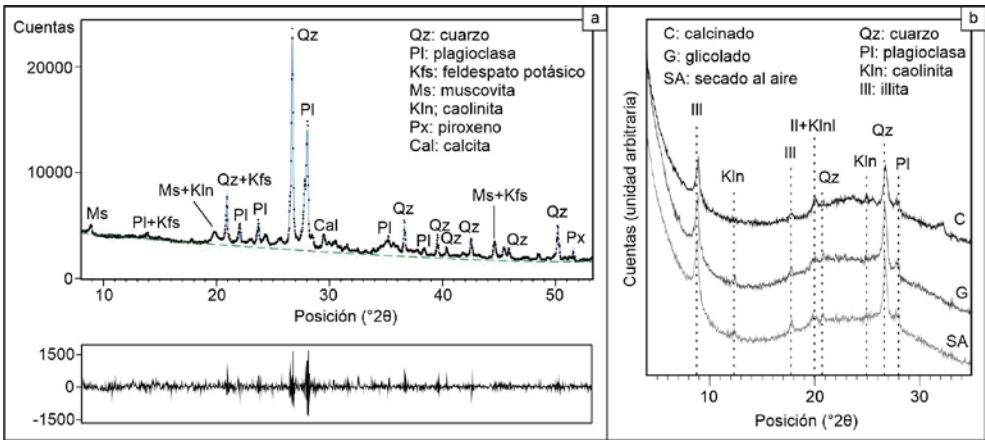


Fig. 4 – a) Arriba la curva de puntos muestra patrón de DRX del suelo natural y asignación de fases principales. La línea continua es la curva de ajuste según método Rietveld y la línea con trazos el fondo. Abajo se aprecia diferencia entre patrón natural y calculado; **b)** Patrón de DRX y asignación de fases de fracción < 2µm del suelo natural (muestra orientada), secada al aire (SA), glicolada (G) y calcinada (C).

La muestra presenta además proporciones menores de cuarzo y plagioclasa. Adicionalmente a las fases identificadas por DRX de la fracción total, los estudios petrográficos permitieron identificar cantidades minoritarias (< 1 %) de hornblenda, biotita, apatita, circón, minerales opacos, trizas de vidrio volcánico y óxidos/hidróxidos de hierro (Figura 5).

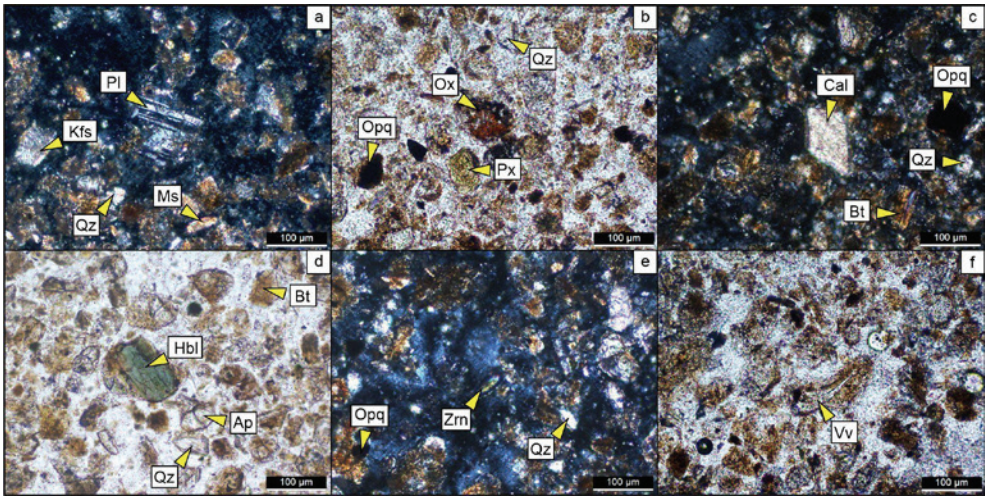


Fig. 5 – a-f) Fotomicrografías del suelo natural suelto (b,d,f: nicoles paralelos; a,c,e: nicoles cruzados). Pl: plagioclasa. Kfs: feldespato potásico. Qz: cuarzo. Bt: biotita. Ms: muscovita. Px: piroxeno. Ap: apatita. Zrn: circón. Hbl: hornblenda. Vv: vidrio volcánico. Opq: mineral opaco. Ox: óxido/hidróxido de hierro. Cal: calcita.

3.2 – Silicato de sodio

Se empleó metasilicato de sodio en estado sólido y seco de origen chino. Este producto en estado diluido con agua potable, presenta una tonalidad blanquecina a amarillenta. Se determinó su densidad seca de 0,85 a 0,95 gr/cm³ y el pH registrado fue de 13,7. Más características técnicas se citan en la Tabla 4.

Tabla 4 – Composición química del silicato de sodio sólido empleado (Fuente: fabricante chino).

Elemento	Unidad	Silicato de sodio
Total de álcali (sodio)	%	28,7 a 30,0
Silicio	%	27,8 a 29,2
Hierro	ppm	<50
Tamaño de la partícula 1400 µm – mm 425 µm	%	90
Solubilidad en agua	%	0,020
Transparencia	%	96

3.3 – Cal hidratada

El aditivo químico que brinda el vínculo cálcico a lo largo del tiempo es la cal hidratada. Se produce en la localidad de San Agustín, departamento Calamuchita de la provincia de Córdoba (Argentina). Posee una baja densidad aparente de 0,3-0,6 gr/cm³ y un pH de 11,7. La incorporación de calcio brinda al silicato de sodio garantiza un aceptable proceso de gelificación y posterior estabilización intergranular con los suelos problemáticos erodables con el paso del tiempo. En la Tabla 5 se proporcionan más características técnicas de este producto.

Tabla 5 – Composición química de la cal hidratada empleada (Fuente: fabricante argentino).

Elemento	Unidad	Cal hidratada
Óxido de calcio activo, CaO	gr/100g	30,33
Hidróxido de calcio, Ca(OH) ₂	gr/100g	40,06
Carbonato de calcio, CaCO ₃	gr/100g	59,70
Granulometría	-	-
> #30 (>0,59 mm)	gr/100g	0,0
< #30 >#80 (<0,59 mm >0,177 mm)	gr/100g	11,1
< #80 >#100 (<0,177 mm >0,149 mm)	gr/100g	3,9
< #100 >#200 (<0,149 mm >0,074 mm)	gr/100g	17,4
< #200 >#325 (<0,074 mm >0,044 mm)	gr/100g	49,5
< #325 (<0,044 mm)	gr/100g	15,2

3.4 – Dosificación óptima

Se plantearon inicialmente tres combinaciones de dosajes en esta investigación (1L:2C:2S, 1L:4C:4S y 1L:6C:6L), siendo L=limo-loésico, C=cal hidratada, S=silicato de sodio, descartando en primera instancia la opción que obtuviera bajos resultados a 5mm de penetración en el ensayo California Bearing Ratio para las probetas remoldeadas a los parámetros del proctor estándar. Puntualmente, se efectuaron 5 puntos con distintos contenidos de humedad para comenzar a estudiar cada dosificación, y se evaluó finalmente la densidad seca máxima, la humedad óptima, la trabajabilidad de la mezcla, así como, la dispersión de cada curva obtenida. En la preselección final quedaron 1L:2C:2S y 1L:4C:4S, adoptándose el índice CBR (ver Tabla 6) como variable principal

para escoger la dosificación óptima. La dosificación seleccionada, cuyos resultados geotécnicos se comparan con el suelo natural (ver Tabla 1), se compone de 1 parte de suelo limoso problemático, 4% de cal hidratada y 4% de metasilicato de sodio en estado sólido y seco (1L:4C:4S); o si se expresa en volumen corresponde a 25L:1C:1S (Cruz et al., 2020). Estas dosificaciones cumplen sobradamente con los valores admisibles solicitados para una subrasante según la Dirección Nacional de Vialidad de Argentina (DNV), ver Tabla 7.

La dosificación óptima compactada inmediatamente al mezclar los citados componentes, tiene un índice de plasticidad de 2,5%, con un límite líquido (ω_{LL}) de 35,9% y límite plástico (ω_{LP}) de 33,3%, concluyendo que corresponde según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) a un limo de baja plasticidad (ML), y al grupo A-4 según la A.A.S.H.T.O.

Tabla 6 – Resultados de CBR y proctor estándar en probetas de suelo natural compactado como en dosificaciones estudiadas en laboratorio.

Ensayo	Penetración (mm)	Suelo natural compactado		Dosificaciones estudiadas (en masa)			
				1L ¹ :2C ² :2S ³		1L ¹ :4C ² :4S ³	
		Presión (kPa)	Índice CBR (%)	Presión (kPa)	Índice CBR (%)	Presión (kPa)	Índice CBR (%)
California Bearing Ratio	2,5	166,71	2,5	1559,26	22,6	1696,55	24,7
	5,0	343,23	3,3	2432,05	23,6	3471,55	33,7
Proctor estándar	Parámetros	$\omega_{\text{óptima}}$ (%)	$\gamma_{\text{ssmáx}}$ (gr/cm ³)	$\omega_{\text{óptima}}$ (%)	$\gamma_{\text{ssmáx}}$ (gr/cm ³)	$\omega_{\text{óptima}}$ (%)	$\gamma_{\text{ssmáx}}$ (gr/cm ³)
		15,1	1,60	18,0	1,61	19,0	1,62

¹: Suelo natural campo La Toma, Pedro E. Vivas, Córdoba, Argentina.

²: Cal hidratada de origen argentino.

³: Silicato de sodio sólido de origen chino.

Tabla 7 – Valores exigidos para subrasante vial según Dirección Nacional de Vialidad.

Elemento del paquete vial	Parámetro	Valor reglamentario
Subrasante	CBR _{2,5mm} (%) $\geq$	3
	Hinchamiento (%) $\leq$	1
	Índice de plasticidad $\leq$	12

Para monitorear el efecto del geopolímero durante uso vial, se realizó el ensayo de durabilidad considerando aspectos metodológicos de dos organizaciones distintas: el método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos de América (USACE) y el método de la Asociación Nacional de la Cal de Estados Unidos de América (NLA). Esta investigación adopta principalmente el método de la NLA, al tratarse de una estabilización con cal a la que se le adiciona silicato, pero tomando parte de la metodología del método de USACE para contemplar la solicitud de los ciclos de humedecimiento y secado característicos de la región en estudio.

A modo de simple reseña de ambos ensayos de durabilidad, se citan algunos aspectos particulares de cada uno de ellos:

- El método de la NLA (National Lime Association, 2006) tiene requerimientos mínimos para que la cal reaccione con el suelo. Pide un índice de plasticidad > 15 y un pasante por el tamiz N° 200 mayor a 25%. De no cumplirse la primera condición es indispensable agregarle sílice o alúmina al suelo tratado para que reaccione con la cal. Propone adicionar cal (ASTM D 6276, 2019), hasta que el pH no varíe. La densidad máxima con humedad

óptima se logra con el ensayo proctor estándar (ASTM D 698, 2012) y el humedecimiento de la muestra es de 7 días a 40 °C. Posteriormente se someten las probetas a ensayos de compresión simple para ciclos de congelamiento y descongelamiento.

- El método del USACE compacta probetas de suelo-cemento con el proctor modificado (ASTM D 1557, 2012), propone un humedecimiento de 48 hs a 49 °C y establece parámetros mínimos de durabilidad y resistencia para considerar estabilizada la muestra. De cumplirse sólo una de las condiciones, se trata de un mejoramiento y no de una estabilización. La durabilidad se cuantifica con el porcentaje de pérdida en peso de la probeta luego de 12 ciclos de humedecimiento, secado y raspado con un cepillo metálico (ASTM D 559, 2015), y la resistencia mínima a la compresión del suelo (ASTM D 1633, 2017) varía de acuerdo con la función dentro del paquete estructural de la vía.

4 – METODOLOGÍA

Se realizaron en primera instancia ensayos de caracterización de los diferentes materiales y de la dosificación óptima en laboratorio (ver sección 3), buscando luego validar los mismos y establecer correlaciones al estudiar el comportamiento del geopolímero propuesto en un tramo de camino sometido a desgaste por solicitaciones climáticas y tránsito.

4.1 – Ejecución de tramo piloto de camino para testeo

Se materializaron tres tramos contiguos de camino de 5m de longitud cada uno en media calzada, con tres paquetes estructurales para controlar la durabilidad con medición de la resistencia al corte no drenado, entre otros parámetros geotécnicos. El período de análisis fue de 493 días (casi un año y cinco meses) para así poder evaluar los ciclos climáticos o estaciones secas/húmedas y el impacto del tránsito pesado a lo largo de distintas visitas de control. El grado de deterioro y la pérdida en volumen del suelo erodado en los tres tramos experimentales, se estableció una analogía relativa entre la pérdida en peso de cada ciclo y el valor de resistencia al corte no drenado para una deformación vertical del 1% de las probetas remoldeadas en el laboratorio para el ensayo de durabilidad (Cruz et al., 2018, 2020).

Se clasificó vialmente la subrasante rural no pavimentada según su jurisdicción, su función principal y su importancia dentro de la red nacional. De acuerdo con las características del perfil transversal, el tráfico, conectividad y accesibilidad de la vía, se definió la clasificación funcional como una vía rural secundaria que presenta una circulación de tránsito pesado (maquinarias y camiones de carga). Se calcularon los espesores de los paquetes estructurales de cada tramo in situ; respetando el mismo número estructural equivalente. En la Figura 6 pueden observarse las tres opciones ejecutadas para evaluar comparativamente el desgaste y durabilidad de cada tramo.

El primer tramo se materializó con 3 capas de 0,20 m de espesor del suelo natural compactado, el segundo tramo con dos capas de 0,15 m de espesor de suelo estabilizado con cal hidratada y silicato de sodio sólido, cuya dosificación en volumen fue de 25:1:1 (Suelo:Cal:Silicato o L:C:S). El tercer tramo presentó tres capas; las primeras dos de L:C:S con 0,15 m y 0,10 m de espesor respectivamente, terminado con una capa de 0,05 m de espesor de agregado granular 0-6 mm compactado. Se realizó un modelo digital del terreno para mensurar la durabilidad in situ a partir de conocer la pérdida en volumen del suelo erodado en cada tramo experimental.

En la Figura 7a se visualiza la preparación del terreno con escarificación y limpieza de la traza rural (común a los tres tramos). En la Figura 7b se aprecia el mezclado mecánico del suelo con cal y silicato para los tramos 2° y 3°. El compactado de al menos el 90% de la densidad seca del proctor estándar (ASTM D 698, 2012) por capas del suelo natural o mejorado con la humedad óptima calculada, se observa en Figuras 7c y 7d. Finalmente, al tercer tramo se le adicionó una última capa compactada de 0,05 m de espesor de agregado granular 0-6 mm sobre el estabilizado de suelo-cal-

silicato para brindar más rugosidad superficial al rodar el neumático (Figura 7e). En la Figura 7f se observa una vista en perspectiva de los 3 tramos materializados.

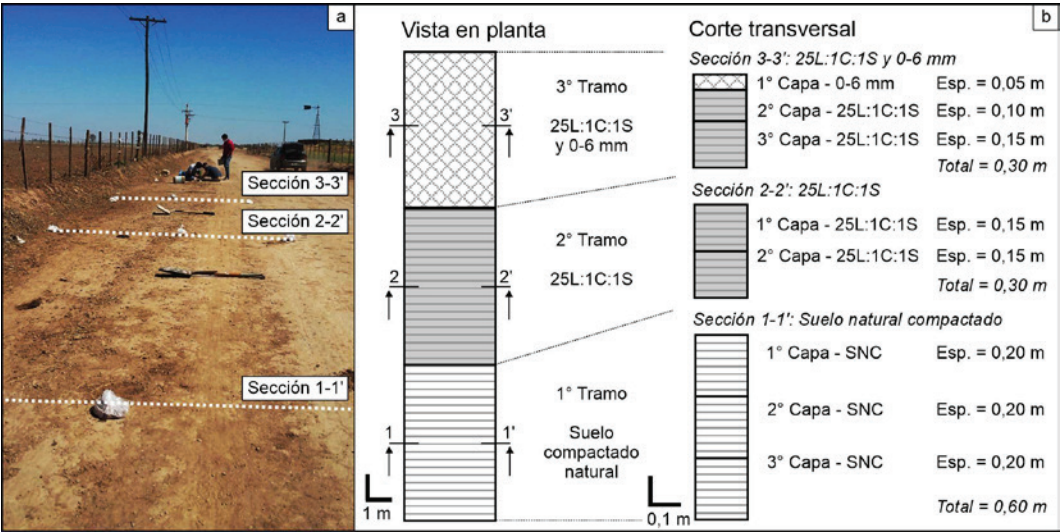


Fig. 6 – a) Vista de los tres tramos de subrasante materializados in situ; b) Detalle en planta y corte de los paquetes estructurales viales materializados in situ.



Fig. 7 – a) Escarificación y extracción de caja de suelo del tramo experimental; b) Mezcla del suelo natural con cal y silicato de sodio; c) y d) Relleno, vibrado y compactación por capas; e) Terminación del tramo 3° con agregado 0-6 mm; f) Vista de los tres tramos terminados.

La ejecución del tramo piloto se efectuó un día nublado, con temperatura media y sin viento, facilitando la conservación de la humedad de la mezcla. Se realizaron dos controles con el cono de arena por tramo de humedad y densidad in-situ. Se inspeccionó que los materiales estuvieran uniformemente mezclados. Se fueron midiendo con nivel óptico los espesores de las capas de

compactación en los distintos tramos y se empleó la misma energía de compactación ya que se usaron los mismos equipos e idéntico operario para dicha tarea.

4.2 – Monitoreo del tramo vial de estudio

El registro in situ de los distintos parámetros geotécnicos viales en cada visita, buscaba monitorear la performance de cada tramo ante la presencia de solicitaciones climáticas y de tránsito. Para esta tarea fue necesario planificar campañas geotécnicas:

- Campaña directa: Cateo de suelos en tramo piloto para obtener probetas de suelo estabilizado in situ y realizar ensayos de la macroestructura (compresión simple – ASTM D 2166, 2016, compresión confinada – ASTM D 2435, 2011, clasificación geotécnica- ASTM D 422, 2007) como de la microestructura (microscopía óptica de polarización sobre secciones delgadas impregnadas con/sin resina fluorescente) (Figura 8a).
- Campaña indirecta: Ensayo de penetración liviana (DCP ligera) hasta una profundidad del orden de 0,6 m a 1,2 m desde el nivel de subrasante en cada visita (Figura 8b). La profundidad de estudio fue condicionada en base a la máxima potencia estabilizada entre los tres tramos; siendo la inicial determinada en el 1° tramo de 0,6 m (Figura 6b). El nivel de subrasante fue erodándose a lo largo de los 493 días estudiados; el más afectado fue el suelo natural sin estabilizar (traza existente), le siguió el suelo natural compactado y en menor medida los tramos 2° y 3° estabilizados con geopolímero (suelo-cal-silicato).



Fig. 8 – a) Cateo de probeta del 2° tramo a la edad de 155 días para realizar corte delgado;
b) Ensayo de penetración liviana (DCP ligera).

Se ejecutó también un relevamiento planialtimétrico del tramo piloto de subrasante rural no pavimentada al finalizar su ejecución (edad 0 días) y en las sucesivas visitas de campo (edad 30, 70, 155, 258 y 493 días), (Cruz et al., 2018). En la Figura 9 se observan los modelos de planialtimetría resultantes a la edad de 30 días y 493 días de materializados los tramos de testeo in-situ; siendo destacado con sombreado gris oscuro el aumento de la zona erodada con el correr del tiempo luego de ser solicitados al tránsito como condiciones climáticas reales.

En cada visita a campo se relevó visualmente la zona de estudio y se calificó la traza teniendo en cuenta los siguientes estados posibles (Comisión de Caminos Rurales, 2018): severas erosiones (tanto hídricas como eólicas) y bajos niveles de conservación. Para analizar el nivel de deterioro del camino se consideraron: irregularidad superficial, ahuellamiento localizado, deformación longitudinal, corrugaciones u ondulaciones, pérdida del perfil transversal, polvo en suspensión, falta de drenaje, entre otras (Figura 1). En la Figura 10, se muestra la planilla de relevamiento vial usada que valora semi-cualitativamente el estado de cada tramo materializado en el tiempo. A partir de

varios relevamientos se puede ponderar en forma comparativa cómo se mantiene o deteriora la calzada de circulación en una línea temporal.

La síntesis de la campaña de ensayos y relevamientos in-situ a lo largo del tiempo de estudio para el monitoreo del comportamiento del tramo piloto estabilizado se aprecia en la Tabla 8.

Tabla 8 – Resumen de tareas de campo y laboratorio en la etapa de monitoreo.

Ámbito	Ensayo/Muestreo	Cantidad
Campo	DCP ligero. ASTM D 6951	17
	Cono de arena. ASTM D 1556	8
	Prospección con pala ancha	3
	Relevamiento planialtimétrico	6
	Relevamiento visual de estado del camino	9
Laboratorio	Compresión simple. ASTM D 2166	3
	Compresión confinada. ASTM D 2435	3
	Granulometría por sedimentación. ASTM D 422	12

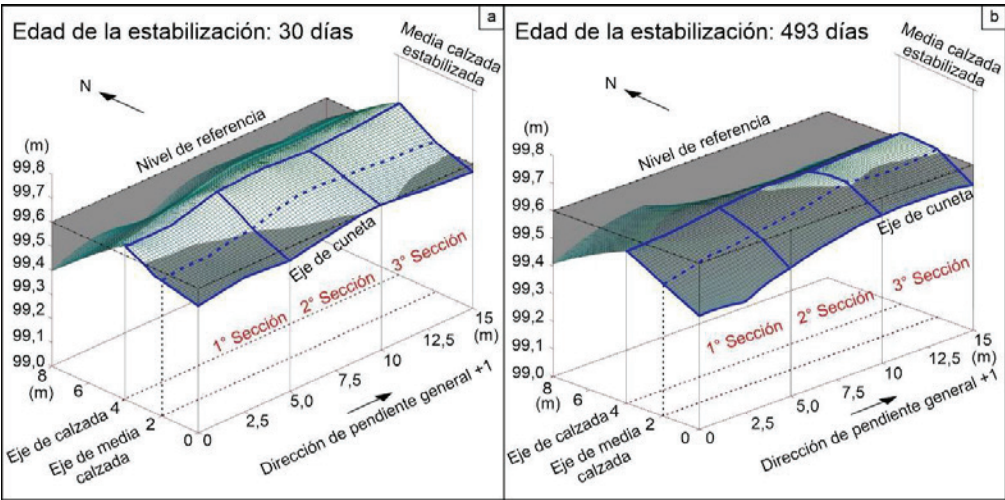


Fig. 9 – Modelos digitales de elevación de tramos a la edad de: a) 30 días; b) 493 días.

4.3 – Caracterización de la macroestructura

Se realizó una caracterización geotécnica-vial de los sedimentos a estabilizar, implicando la planificación de tres etapas de ensayos; siendo, la primera sobre muestras de suelo en estado natural, la segunda sobre probetas de suelo con silicatos de sodio seco más cal hidratada y la tercera etapa sobre probetas estabilizadas con la dosificación óptima extraídas de los tramos testeados in-situ. Cabe mencionar que las muestras de suelos estudiadas, corresponden a la subrasante no pavimentada de la traza en estudio dentro del establecimiento “La Toma”; cuyo rango de profundidades estudiadas varía entre 0,0 m y 0,6 m desde el actual nivel de terreno. Los ensayos realizados en la etapa primera y segunda, se resumen en la Tabla 1. Mientras que los ensayos de la tercera etapa se mencionan en la sección 4.2.

En la Figura 11, se observa un cateo para muestrear el suelo natural sin estabilizar y probetas dosificadas con silicato de sodio seco y cal hidratada prontas a ser ensayadas en el laboratorio.

Edad mejoramiento:	70 días	Estado	Clasificación		Natural	1º Tramo	2º Tramo	3º Tramo
Descripción del suelo			min	max	-	Suelo natural compactado	25L:1C:1S	25L:1C:1S y 0-6mm
Irregularidades superficiales: escasas o nulas		Muy bueno	9	10				
Deformaciones localizadas: no hay								
Ahuellamiento o deformación longitudinal: no hay								
Corrugaciones u ondulaciones: no hay								
Pérdida del perfil transversal: no hay								
Pérdida de materiales: no hay o mínima								
Drenaje: bueno								
Irregularidades superficiales: pocas		Bueno	7	8		7	7	
Deformaciones localizadas: bajas						7	7	
Ahuellamiento o deformación longitudinal: apreciables						7	7	
Corrugaciones u ondulaciones: mínimas						8	7	
Pérdida del perfil transversal: escasa						7	8	
Pérdida de materiales: escasa						7	8	
Drenaje: bueno						7	7	
Irregularidades superficiales: moderada		Regular	4	6	4			5
Deformaciones localizadas: media					4			5
Ahuellamiento o deformación longitudinal: importante					4			5
Corrugaciones u ondulaciones: algunas					4			4
Pérdida del perfil transversal: moderado					4			4
Pérdida de materiales: moderado					4			4
Drenaje: con deficiencias puntuales								
Irregularidades superficiales: elevadas		Malo	1	3				
Deformaciones localizadas: altas								
Ahuellamiento o deformación longitudinal: excesivo								
Corrugaciones u ondulaciones: altas								
Pérdida del perfil transversal: importante								
Pérdida de materiales: apreciable								
Drenaje: malo					3			3

Fig. 10 – Planilla de relevamiento cualitativo vial a 70 días de la intervención.



Fig. 11 – a) Cateo para caracterización del suelo natural en traza estudiada; b) Desmolde de probeta remoldeada con la dosificación óptima; c) Probeta pronta a ser tallada en probetas remoldeadas para ensayar durabilidad; d) Probetas esbeltas remoldeadas del ensayo de durabilidad.

4.4 – Caracterización de la microestructura

El objetivo principal fue identificar en la microestructura razones que justifiquen diferencias en valores de resistencia al corte no drenado (como otros parámetros) de las probetas con la dosificación óptima en el laboratorio sometidas a alternancia de ciclos de secado/humedecimiento (ensayo de durabilidad) respecto a probetas extraídas de la subrasante estabilizada solicitadas al tránsito rural como clima real.

Para tal fin se realizaron estudios por microscopía óptica de polarización (con epifluorescencia) sobre secciones delgadas impregnadas con/sin resina fluorescente, con un microscopio Leica DM EP. Se trabajó sobre muestras extraídas del 2° tramo experimental a 155 días de su materialización en campo, y sobre probetas solicitadas al 5° ciclo de humedecimiento-secado del ensayo de durabilidad (obtenidas en laboratorio) (Figura 12a). Se definieron dos direcciones de corte perpendiculares entre sí a fin de evaluar cambios según la dirección de conformación de las muestras. En primera instancia las muestras fueron impregnadas con resina epoxi de baja viscosidad adicionando fluoresceína sódica y posteriormente fueron cortadas con sierra diamantada en seco. Se realizó un nuevo impregnado sobre la superficie de corte y desbaste con abrasivos de carburo de silicio. Sobre la cara pulida de las muestras se pegó un vidrio ($46 \times 27 \times 1$ mm) y se efectuó un corte con máquina Petrothin (Figura 12b). Finalmente se llevaron a altura con abrasivos de diferente granulometría para conseguir secciones delgadas de aproximadamente $30 \mu\text{m}$ de espesor (Figura 12c). Desde la óptica de la microestructura se identificaron los tipos de partículas elementales, los tipos de agregados de partículas y los tipos de poros según las estructuras

mencionadas por Alonso et al. (1987). En Figura 12d-1 se aprecia la microestructura de tipo matricial constituida por una masa de partículas distribuida de forma homogénea; en la Figura 12d- 2 puede verse una microestructura de agregados, cuando se observan grupos o asociaciones de partículas elementales formando granos de mayor tamaño y poros entre ellos de mayor magnitud que en la microestructura matricial; y para concluir en la Figura 12d-3 se presenta una microestructura de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos entre partículas sin conectores de arcilla.

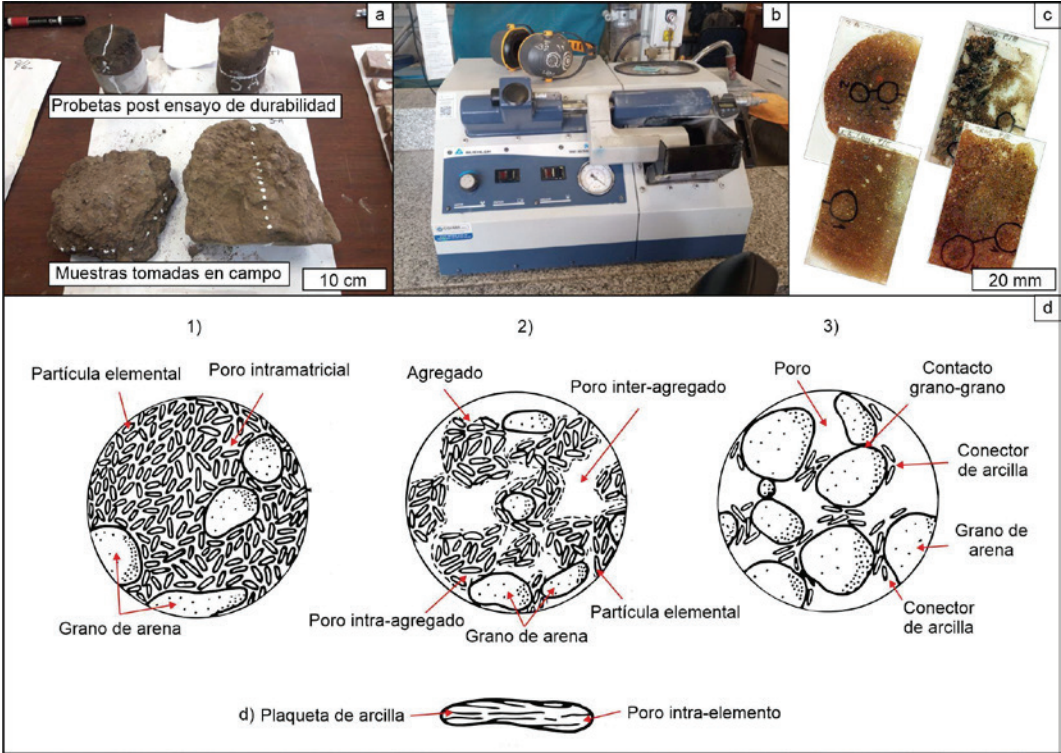


Fig. 12 – a) Preparación de muestras extraídas en campo post materialización del 2º tramo experimental a 155 días y probetas solicitadas al 5º ciclo de humedecimiento-secado del ensayo de durabilidad (obtenidas en laboratorio); b) Máquina Petrothin para corte de precisión; c) Secciones delgadas obtenidas; d) Microestructura de suelos según Alonso et al. (1987). 1- Microestructura tipo matricial homogénea. 2- Microestructura de agregados con grupos de partículas elementales. 3- Microestructura de granos de arenas y/o limos con o sin conectores de arcilla.

5 – RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1 – Experiencias en laboratorio

Luego de identificar el suelo natural y determinar la dosificación óptima en laboratorio, se realizó el ensayo de durabilidad alternando períodos de secado y humedecimiento en probetas remoldeadas compactas al menos al 95% de la densidad seca máxima del proctor estándar, con suelo natural compactado y con la dosificación óptima Cruz et al. (2020). Finalizado cada ciclo (1, 3, 5, 9, 13 y 15) se determinó el porcentaje de pérdida en peso (ΔP) de las respectivas probetas según la Ecuación 4 y se realizaron los correspondientes ensayos de compresión simple. Así, se calcularon

los parámetros de resistencia al corte no drenado a la deformación vertical de rotura ($\epsilon_{rot\%}$) y a la deformación vertical del 1% ($\epsilon_{1\%}$), sus módulos de elasticidad a valor de deformación elástica inicial (E), pérdida de masa, presión de fluencia saturada y porcentaje de colapso.

$$\Delta P = \frac{P_{inicial} - P_{final}}{P_{final}} \tag{4}$$

donde $P_{inicial}$ es la masa inicial y P_{final} es la masa de la probeta al finalizar el ciclo del ensayo.

En la Figura 13a se observa la diferencia de pérdida de masa de suelo en probetas de laboratorio luego del ensayo de durabilidad; siendo la situada a la derecha la probeta remoldeada con la dosificación óptima (geopolímero) y a la izquierda la remoldeada sólo con suelo natural compactado. La probeta de suelo natural compactado manifestó mayor pérdida de masa. En la Figura 13b puede apreciarse que la probeta con suelo estabilizado tuvo una rotura franca, compatible con una falla general por corte al finalizar el ciclo 15. El compendio de resultados tenso-deformaciones para estos ensayos de compresión simple se muestra en la Figura 13c. Se ejecutaron tres probetas por ciclo; siendo el fin poder obtener una estadística de resultados mínimos. La Figura 13d manifiesta un decaimiento de la resistencia a compresión simple (para $\epsilon_{1\%}$) a medida que avanzan los ciclos para las probetas sin aditivos, mientras que las probetas con geopolímeros tienen un leve incremento con el paso del tiempo. La Figura 13e expone los valores de las pérdidas de masa ciclo a ciclo para las probetas con la dosificación óptima, que permanecen relativamente estables, a diferencia de las probetas de suelo natural compactado que manifiestan deterioros incrementales continuos con el avance de los ciclos del ensayo de durabilidad. En la Tabla 9 se resumen los principales parámetros resultantes del ensayo de durabilidad con una acotada estadística de los mismos.

Tabla 9 – Resultados del ensayo de durabilidad en probetas de suelo natural compactado y con dosificación óptima.

Número de ciclo	Suelo natural compactado			Mejoramiento 1L ¹ :4C ² :4S ³		
	1°	3°	9°	1°	3°	9°
Pérdida de masa promedio (%)	1,2	13,2	32,8	0,6	1,6	3,6
Desviación estándar	0,15	4,9	5,4	0,19	0,15	0,42
Su _{rotura} promedio (MPa)	0,59	0,32	0,11	0,65	0,52	0,55
Desviación estándar	3,93	2,18	0,70	1,28	1,73	0,64
E _{inicial} (MPa)	33,9	33,9	19,4	39,1	37,1	24,7
Desviación estándar	0,50	0,49	0,24	0,84	0,53	0,20

¹: Suelo natural campo La Toma sobre ruta RN19, Pedro E. Vivas, Córdoba, Argentina.

²: Cal hidratada de origen argentino.

³: Silicato de sodio sólido de origen chino.

Desde el análisis de la microestructura en probetas extraídas del 2° tramo materializado con dos capas de 0,15 m de espesor de suelo ML con cal hidratada y silicato de sodio sólido con dosificación en volumen de 25L:1C:1S, se logró constatar que sus nódulos gelificados ante la reacción del silicato de sodio con la cal hidratada, son 12,5 veces mayores que los nódulos de las probetas solicitadas a los distintos ciclos del ensayo de durabilidad remoldeadas en el laboratorio. En la Figura 14 se observan vistas parciales de un agregado nuevo o sea un nódulo cementado sin (caso a) y con epifluorescencia (caso b), hallado en la probeta de 155 días proveniente del estabilizado en el campo. Dicha fracción de nódulo cementado presenta un tipo de agregación en forma de bloque angular

separado nítidamente de su matriz basal. El nódulo completo tiene una dimensión menor a 10 mm y responde a un nódulo pequeño blando (Cruz, 2020). Se identifican agregados de caras aproximadamente planas que al cortarse forman aristas y estas a su vez originan vértices. Se identifican conformas parecidas a poliedros geométricos irregulares. Las caras de los agregados se conjugan perfectamente con las caras de los agregados vecinos por lo que se integra correctamente con la matriz basal (ambas no están separadas). Intrínsecamente en el nódulo, se observa un fuerte estado desarrollado de agregación como de acomodamiento de las fracciones finas entre las fracciones gruesas (en ese orden de prioridad) sin casi poros internos y/o vinculados con la matriz basal circundante. Por otra parte, el tipo de poro presenta un ancho de influencia de ~0,5 mm a ~1,5 mm que separa circunferencialmente el nódulo pequeño con la matriz basal; siendo identificado como un conjunto de microporos circundantes al nódulo visualizado eficazmente en la vista con epifluorescencia.

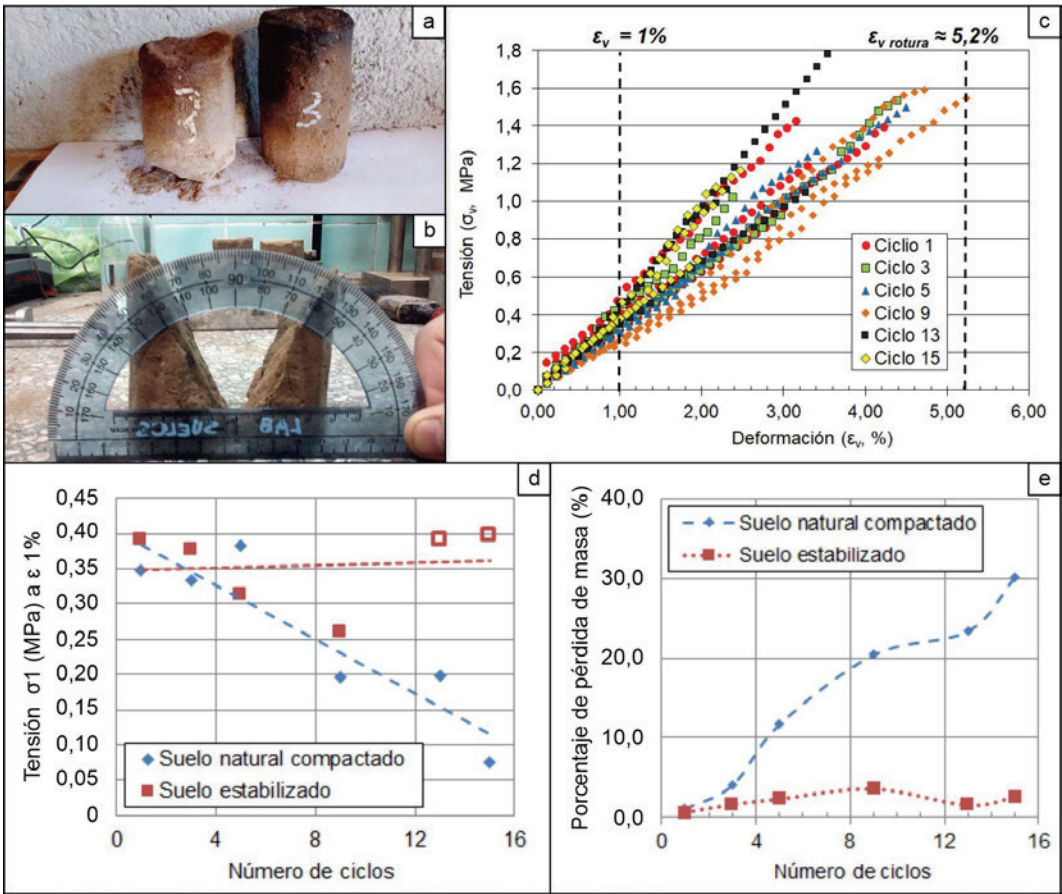


Fig. 13 – a) Estado de probeta con geopolímero vs. probeta de suelo natural compactado; b) Rotura en probeta con dosificación óptima, ciclo 15; c) Resultados tenso-deformacionales a compresión simple, ciclos 1, 3, 5, 9, 13 y 15; d) Resistencia a compresión para ciclos de humedecimiento y secado; e) Pérdida de material en ciclos de ensayo de durabilidad.

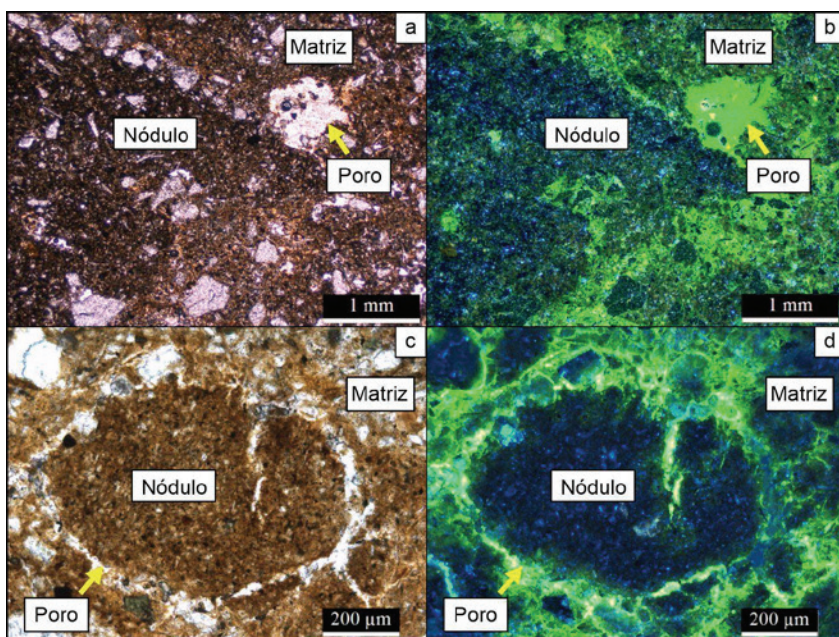


Fig. 14 – Fotomicrografías tomadas mediante microscopía óptica de polarización con nicoles paralelos (a y c) y con epifluorescencia (b y d); a y b) Microestructura de probeta inalterada extraída de campo a la edad 155 días; c y d) Microestructura de probeta remoldeada en laboratorio del 3° ciclo de humedecimiento/secado en el ensayo de durabilidad.

Por su parte en las Figuras 14c y 14d, se observa un nódulo de la probeta remoldeada en el laboratorio y solicitada hasta el 3° ciclo de humedecimiento/secado en el ensayo de durabilidad. Dicho nódulo presenta una forma de esferoide; siendo la dimensión menor de $\sim 0,5$ mm y la mayor de $\sim 0,8$ mm. Al igual que la Figura 14a y Figura 14b, este es un nódulo pequeño blando identificado por microscopía óptica de polarización sin (caso c) y con epifluorescencia (caso d) (Cruz, 2020). Las caras de los agregados se integran correctamente con matriz basal. Intrínsecamente en el nódulo, se observa un fuerte estado desarrollado de agregación como de acomodamiento de las fracciones finas únicamente, sin poros internos y ligeramente infiltrado por la matriz basal circundante. Por otra parte, el tipo de poro presenta un ancho de influencia de ~ 25 μm y separa circunferencialmente el nódulo pequeño con la matriz basal en forma esferoide; siendo identificado por una cámara conectada con micro-canales que conforman una forma esférica de paredes irregulares infiltradas a micro-fisuradas, circundantes al nódulo. El origen de este tipo de poro, podría deberse a la desecación sufrida de forma acelerada en la estufa del laboratorio durante la etapa de secado en el ensayo de durabilidad; limitándose así el crecimiento volumétrico de las dimensiones del nódulo como además brinda respuesta a las bajas magnitudes de resistencia al corte no drenado en probetas ensayadas a durabilidad en el laboratorio. Puntualmente, los sucesivos y acelerados ciclos de humedecimiento/secado generan una fragilidad nodular (microfisuras internas) en las probetas esbeltas a nivel de microestructura que justificaría los bajos módulos de elasticidad inicial (hasta $\varepsilon_{\text{vert}} 1\%$) de estas probetas respecto a los módulos de elasticidad inicial de probetas estabilizadas en el tramo 2° en campo; que fueron sometidas a un deterioro paulatino a lo largo tiempo (Tabla 10). Esta fragilidad en la microestructura de probetas esbeltas no se manifestaría en probetas confinadas como son las probetas del ensayo de compresión confinada. Estas últimas analogías, serán objeto de nuevos estudios con el fin de poder correlacionar más apropiadamente la evolución del crecimiento nodular desde la micro a la macroestructura.

Tabla 10 – Resultados del ensayo de durabilidad de las probetas de la dosificación óptima en el campo y en el laboratorio.

Edad (días/ciclos)	Suelo estabilizado en campo			Suelo estabilizado en laboratorio		
	Días			Ciclos		
	0	155	350	1°	3°	9°
γ_{ss} (gr/cm ³)	1,61	1,75	1,43	1,44	1,48	1,53
E _{inicial} (MPa)	272,9	204,6	136,4	39,1	37,1	24,7

5.2 – Resultados y discusión de campo

De los resultados del ensayo de penetración liviana (DCP ligera) realizado en cada tramo materializado in-situ (1°, 2° y 3°), como así también en un tramo de suelo natural contiguo sin compactar, se analizó el porcentaje de la pendiente de avance acumulado penetrado según cada visita realizada desde el inicio de la experimentación o edad de 0 días (Figura 15). Puede apreciarse que en los tramos con presencia del geopolímero (2° y 3°), disminuyó siempre el avance acumulado de penetración con el paso del tiempo. Esto resulta de una estabilización del suelo problemático dada por la formación del gel de sílice, logrando un grado de cementación que mejora con la edad (Figura 15c). En el suelo natural sin compactar siempre se observa el máximo del porcentaje de la pendiente de avance acumulado penetrado (línea sólida en las Figuras 15a, 15b y 15c).

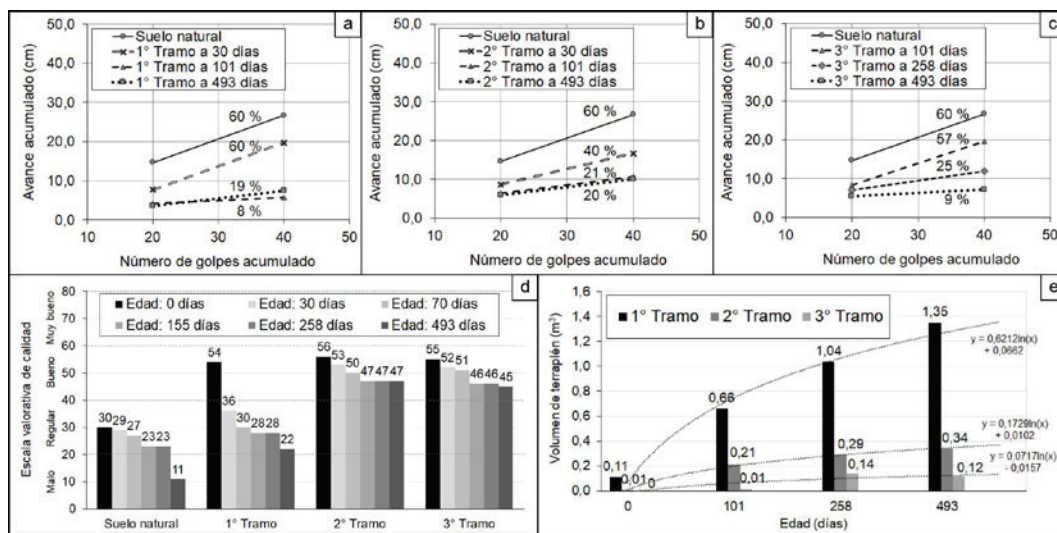


Fig. 15 – a-c) Avances acumulados según N° golpes de DCP del suelo natural sin compactar (SN) y compactado a diferentes edades en el tramo 1° (a), 2° (b) y 3° (c); d) Relevamiento vial del estado de los tramos estudiados vs. suelo natural sin compactar a diferentes edades; e) Cómputo del volumen de terraplén para cada tramo materializado a diferentes edades.

El relevamiento cualitativo vial iniciado en noviembre del 2019 (edad de 0 días) hasta marzo del 2021 (edad de 493 días) logró evaluar el deterioro de cada tramo materializado con respecto al suelo natural sin mejorar (Figura 15d). El inicio del monitoreo vial in situ se dio en primavera en Argentina; siendo el clima cálido y parcialmente húmedo. Mientras que la finalización de la medición dieciséis meses después abarcó dos estaciones de verano (época de lluvia) con una acumulación pluviométrica en la región próxima a 1000 mm y un rango de temperaturas entre 11°C

y 28°C. El eje vertical de la Figura 15d muestra una variación de 1 a 70; siendo 1, propio de un estado vial pésimo y 70, propio de un estado vial excelente. Resultando que los tramos 2° y 3°, se han mantenido en un estado vial bueno para todo el tiempo de estudio.

Se ejecutó un relevamiento planialtimétrico de los tres tramos estudiados en las edades de 0 día, 101 días, 258 días y 493 días, logrando computar el volumen (m^3) de terraplén requerido por tramo al ser solicitados al desgaste del tránsito pesado (maquinarias agropecuarias) como condiciones climáticas reales (Figura 15e). Se observa que los tramos estabilizados (2° y 3° en ese orden) generan la menor erodabilidad respecto al 1° tramo, garantizando una efectiva estabilización en el tiempo que impactará en reducciones económicas de tareas de rehabilitación y/o mantenimiento de subrasantes problemáticas no pavimentadas de esta región mediterránea argentina.

El geopolímero conformado por silicato de sodio-cal hidratada-limo loésico, presenta una performance similar o superior a geopolímeros con silicatos de calcio o sílice-alúmina presentados en la sección 1, especialmente en CBR (aumenta casi 1000%) y resistencia al corte no drenado (mejora 500%). Presentan similar rango de desempeño en reducción del colapso inicial y pérdida de masa en el ensayo de durabilidad (<4%), lo que potencia esta investigación.

6 – CONSIDERACIONES FINALES

El suelo problemático erodable y colapsable de la subrasante estabilizada en el campo “La Toma” de la Universidad Católica de Córdoba, responde a una región rural de la planicie limo-loésica cordobesa; pudiendo ser clasificado como A-4 según el sistema de clasificación de suelos viales de la A.A.S.H.T.O. Presenta illita (Ill) como mineral de arcilla dominante menor a 2 μm .

El nuevo geopolímero estudiado durante casi 10 años, está dosificado en masa con 1 parte de suelo limo-loésico problemático, 4% de cal hidratada y 4% de silicato de sodio sólido 1 L:4C:4S; o si se expresa en volumen sería 25L:1C1:S, siendo posible en este trabajo hacer una reseña de la trazabilidad investigativa desde el diseño experimental de la dosificación óptima en el laboratorio hasta el estudio del monitoreo estacional de dicho geopolímero en un camino no pavimentado de un campo agrícola ganadero.

Con la adición del geopolímero se logra una estabilización química-mecánica de las subrasantes limosas colapsables y erodables en base a la incorporación de hidróxido de calcio (cal hidratada, $Ca(OH)_2$) y metasilicato de sodio en estado sólido y seco (Na_2SiO_3). La cal suple la falencia de calcio natural en el suelo y el silicato de sodio conglomerará la reacción química.

Este suelo limo-loésico (A-4) analizado, luego de ser mejorado y estabilizado con el geopolímero propuesto, cumple con los requerimientos locales de aptitud para una sub-rasante vial, mejorando notablemente sus aspectos tenso-deformacionales. Las principales ventajas geotécnicas como viales al utilizar este geopolímero en la estabilización de subrasantes rurales de limo de Córdoba respecto al suelo natural existente son: aumenta casi 10 veces el valor $CBR_{2,5mm}$, aumenta un 500% la resistencia al corte no drenado en rotura, aumenta 3,5 veces el índice de plasticidad pero sostiene la clasificación de un suelo A-4 como ML en el tiempo, aumenta un 27% más el módulo de elasticidad secante seco en período elástico y aumenta 12,5 veces más el diámetro de los nódulos gelificados in situ respecto a los nódulos de las probetas solicitadas a los distintos ciclos provenientes del ensayo de durabilidad en el laboratorio. Además, disminuye 9 veces la pérdida de masa entre los períodos de secado-humedecimiento. Por ende, de forma análoga se disminuiría el volumen de m^3 a terraplenar ante la erodabilidad producida por el intemperismo climático y el tránsito pesado. De esta forma se puede inferir una disminución del impacto técnico-económico de la rehabilitación anual en este tipo de subrasantes rurales no pavimentadas cordobesas.

La estabilización geopolimérica con metasilicato de sodio y cal hidratada tiene un desempeño similar o superior a geopolímeros basados en escorias de alto horno, cenizas volantes o puzolanas, por lo que se presenta como una solución prometedora y sostenible para mejorar las propiedades geotécnicas y la durabilidad de las subrasantes problemáticas en Córdoba (Argentina), con impactos positivos en la funcionalidad vial y para el mantenimiento de caminos.

7 – AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (U.C.C.) y al Centro de Investigaciones en Ciencias de la Tierra (CICTERRA, CONICET-UNC) por el apoyo brindado. Este trabajo fue financiado con fondos del proyecto 10220240200067CC01 otorgado por la Secretaría de Investigación y Vinculación Tecnológica de la Universidad Católica de Córdoba, convocatoria 2022.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdila, S. R.; Abdullah, M. M. A. B.; Ahmad, R.; Burduhos Nergis, D. D.; Rahim, S. Z. A.; Omar, M. F.; Sandu, A. V.; Vizureanu, P.; Syafwandi. (2022). *Potential of soil stabilization using ground granulated blast furnace slag (GGBFS) and fly ash via geopolymerization method: A review*. Materials, 15 (1), 375. <https://doi.org/10.3390/ma15010375>
- Alonso, E. E.; Gens, A.; Hight, D. W. (1987). *Special problem soils. General report*. Proceedings of the 9th ECSMFE, 3, pp. 1087-1146.
- Argüello, G. L.; Dohrmann, R.; Sanabria, J. A.; Zahn, E. (2010). *Genetic implications of a retransported loess profile near Córdoba, Argentina*. Journal of South American Earth Sciences, 29(3), 642-649. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2009.12.003>
- ASTM C 136 (2001). Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 422 (2007). Standard test method for particle-size analysis. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 559 (2015). Standard test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 698 (2012). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 1067 (2016). Standard test methods for acidity or alkalinity of water. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 1557 (2012). Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 1633 (2017). Standard test methods for compressive strength of molded soil-cement cylinders. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 1883 (2014). Standard test method for California Bearing Ratio (CBR) of laboratory-compacted soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 1889 (2000). Standard test method for turbidity of water. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 2166 (2016). Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 2435 (2011). Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 3282 (2015). Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. ASTM International, West Conshohocken, PA.

- ASTM D 4318 (2017). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 4647 (2020). Standard test methods for identification and classification of dispersive clay soils by the pinhole test. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D 6276 (2019). Standard test method for using pH to estimate the soil-lime proportion requirement for soil stabilization. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Bonifaz Moreno, J. A.; Gamarra Sosa, R. E. (2022). *Comparación del silicato de sodio y cemento para la estabilización de la subrasante en la avenida los profesionales, ventanilla 2022* [Universidad César Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/109205>
- Chen, M.; Wu, D.; Chen, K.; Cheng, P.; Tang, Y. (2024). *The influence of fly ash-based geopolymers on the mechanical properties of OPC-solidified soil*. Construction and Building Materials, 432, 136591. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.136591>
- Comisión de Caminos Rurales (2018). *Manual de caminos rurales*. Asociación Argentina de Carreteras. <https://www.aacarreteras.org.ar/pdfs/documentos-tecnicos/MANUAL-CAMINOS-RURALESe-book.pdf>
- Cruz, M. P. (2020). *Caracterización de nódulos en los loess de Córdoba: Algunas consideraciones geotécnicas*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.21089.74087>
- Cruz, M. P.; Martin-Schmädke, I. F.; Arnaudo, C. E.; De Juan, M.; Rossi, A. I. (2018). *Durabilidad de subrasantes loésicas estabilizadas con silicato de sodio sólido y cal hidratada*. Memorias del XXIV CAMSIG-Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. XXIV CAMSIG, Salta.
- Cruz, M. P.; Martin-Schmädke, I. F.; Arnaudo, C. E.; Serrano, C.; Moretto, S.; Fernández Bowles, M. S.; Rossi Piccolo, A. I. (2020). *Estabilización de caminos rurales cordobeses. Del laboratorio al campo*. Memorias del XXV CAMSIG. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Posadas.
- Cruz, M. P.; Martin-Schmädke, I. F.; Arnaudo, C. E.; Vigilante, N. (2015). *Estabilización de subrasante loésica con silicato de sodio líquido*. Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires. <http://ebooks.iospress.nl/publication/41500>
- Cruz, M. P.; Martin-Schmädke, I. F.; Locati, F. (2023). *Micro y macroestructura de un geopolímero para estabilización vial: Sílice más calcio*. Memorias del XXVI CAMSIG. Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Comodoro Rivadavia.
- Disu, A. A.; Kolay, P. K. (2021). *A critical appraisal of soil stabilization using geopolymers: The past, present and future*. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 7 (2), 23. <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00267-w>
- Gaitán, J. J.; Navarro, M. F.; Tenti Vüegen, L. M.; Pizarro, M. J.; Carfagno, P. (2017). *Estimación de la pérdida de suelo por erosión hídrica en la República Argentina* (1ra ed.). INTA. <http://hdl.handle.net/20.500.12123/1981>
- Galindo Torres, J.; Avellaneda Moreno, E. (2016). *Análisis técnico del uso de silicato de sodio para estabilización química de suelos*. Universidad Francisco José de Caldas.
- Hurley, C. H.; Thornburn, T. H. (1971). *Sodium silicate stabilization of soils. A review of the literature*. University of Illinois.

- INTA; MAGyRR (1992). *Carta de suelos de la República Argentina: Hoja 3163-27, Arroyito*. INTA. <http://suelos.cba.gov.ar/ARROYITO/index.html>
- Jalal, F. E.; Xu, Y.; Jamhiri, B.; Memon, S. A. (2020). *On the recent trends in expansive soil stabilization using calcium-based stabilizer materials (CSMs): A comprehensive review*. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020 (1). <https://doi.org/10.1155/2020/1510969>
- Jiang, M.; Li, T.; Thornton, C.; Hu, H. (2017). *Wetting-induced collapse behavior of unsaturated and structural loess under biaxial tests using distinct element method*. *International Journal of Geomechanics*, 17 (1), 06016010. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000693](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000693)
- Kamiloğlu, H. A.; Kurucu, K.; Akbaş, D. (2024). *Investigating the effect of polypropylene fiber on mechanical features of a geopolymer-stabilized silty soil*. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 28 (2), pp. 628-643. <https://doi.org/10.1007/s12205-023-0488-z>
- Li, P.; Vanapalli, S.; Li, T. (2016). *Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8 (2), pp. 256-274. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.12.002>
- Liu, P.; Dai, F.; Huang, Z.; Wu, J. (2024). *The difference in shear behavior and strength between loess and paleosol and their prediction of unsaturated strength*. *Applied Sciences*, 14 (8), 3301. <https://doi.org/10.3390/app14083301>
- Moloisane, R. J.; Visser, A. T. (2014). *Evaluation of the strength behavior of unpaved road material treated with electrochemical-based non-traditional soil stabilization additives*. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 56 (1), pp. 28-39. http://www.scielo.org.za/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1021-20192014000100004&lng=en&tlng=en
- Moore, D. M.; Reynolds, R. C. (1997). *Diffraction and the identification and analysis of clay minerals*. *Geological Magazine*, 135 (6), pp. 819-842. <https://doi.org/10.1017/s0016756898501501>
- Moretto, S. (2006). *Estabilización de suelos loésicos colapsibles mediante inyecciones a base de silicato de sodio*. Universidad Católica de Córdoba.
- National Lime Association (2006). *Technical brief: Mixture design and testing procedures for lime stabilized soil*. National Lime Association.
- Rahman, M. M.; Gassman, S. L.; Islam, K. M. (2023). *Effect of moisture content on subgrade soils Resilient modulus for predicting pavement rutting*. *Geosciences*, 13 (4), 103. <https://doi.org/10.3390/geosciences13040103>
- Raj, R.; Yadav, B.; Yadav, J. S.; Kumar, S. (2025). *Advancement in soil stabilisation process by utilising fly ash-red mud geopolymer: A comprehensive review*. *Discover Materials*, 5 (1), 216. <https://doi.org/10.1007/s43939-025-00392-7>
- Ramos-Scharrón, C. E. (2018). *Land disturbance effects of roads in runoff and sediment production on dry-tropical settings*. *Geoderma*, 310, pp. 107-119. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2017.08.035>
- Rico Rodríguez, A.; del Castillo, H. (2011). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y aeropistas* (1a ed.). Limusa.

- Riquetti, N. B.; Mello, C. R.; Leandro, D.; Guzman, J. A.; Beskow, S. (2022). *Assessment of the soil-erosion-sediment for sustainable development of South America*. Journal of Environmental Management, 321, 115933. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2022.115933>
- Rocca, R. J.; Redolfi, E. R.; Terzariol, R. E. (2006). *Características geotécnicas de los loess de Argentina*. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 6 (2). https://www.scipedia.com/public/Rocca_et_al_2006a
- Sanabria, J. A.; Argüello, G. I.; Dasso, C. M. (2004). *Erosión hídrica en el centro de la provincia de Córdoba. Caracterización general*. Sinergia 2004. Primer Congreso de Geotecnia, Presas y Geología, Córdoba.
- Sayago, J. M. (1981). *Rasgos geomorfológicos del territorio argentino. Unidades morfoestructurales*. En Atlas Total de la República Argentina (pp. 284-285). Centro Editor de América Latina.
- Simón, C.; Pagés, F. (2017). *Aplicación en estacionamientos de la Facultad de Ciencias Químicas en el Campus de U.C.C.* Universidad Católica de Córdoba.
- Wang, J.; Liu, W.; Lin, G. (2025). *Saturation effects on the undrained shear behavior of loess: Application to static liquefaction*. Natural Hazards, 121 (10), pp. 11401-11422. <https://doi.org/10.1007/s11069-025-07236-w>
- Wu, D.; Zhang, Z.; Chen, K.; Xia, L. (2022). *Experimental investigation and mechanism of fly ash/slag-based geopolymers-stabilized soft soil*. Applied Sciences, 12 (15), 7438. <https://doi.org/10.3390/app12157438>
- Xie, W.; Li, P.; Zhang, M.; Cheng, T.; Wang, Y. (2018). *Collapse behavior and microstructural evolution of loess soils from the Loess Plateau of China*. Journal of Mountain Science, 15(8), pp. 1642-1657. <https://doi.org/10.1007/s11629-018-5006-2>
- Yang, Y.; Yu, S.; Hu, A.; Cao, Y.; Bai, Y. (2025). *Mechanical properties and damage model of alkali activated polymer solidified soil containing coal gangue powder*. Scientific Reports, 15 (1). <https://doi.org/10.1038/s41598-025-03525-3>
- Yang, Y.; Yu, S.; Ma, X.; Hu, A.; Li, P. (2024). *Investigation of engineering properties and solidification mechanism of loess by sodium silicate alkali-activated coal gangue powder*. Advances in Civil Engineering, 2024 (1). <https://doi.org/10.1155/2024/7718335>
- Zur, A.; Wiseman, G. (1973). *A study of collapse phenomena of an undisturbed loess*. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2.2, pp. 265-268.

COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE MICROESTACAS: ANÁLISE POR MEIO DE ESTUDO PARAMÉTRICO

Comparison of geotechnical and structural design methods
for micropiles: Analysis through a parametric study

Lucas de Freitas Souza^{a,b}, Manuel Teixeira Braz Cesar^a, Armando Belato Pereira^b,
António Miguel Verdelho Paula^a

^a Grupo de Investigação em Construção Sustentável (GiCos), Instituto Politécnico de Bragança – Campus de Santa Apolónia, 5300-253 Bragança, Portugal.

^b Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET/MG – Campus Varginha, Brasil.

RESUMO – Este artigo apresenta uma análise crítica de diferentes métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural aplicáveis a microestacas. Foram avaliados métodos clássicos e contemporâneos, considerando-se variáveis geométricas como o diâmetro de perfuração, comprimento da raiz e propriedades da armadura tubular. A metodologia incluiu um estudo de caso real, baseado em dados de campo e parâmetros obtidos por sondagem dinâmica, complementado por análises paramétricas implementadas em ambiente computacional. Os resultados permitiram quantificar a sensibilidade de cada método às alterações geométricas, destacando as divergências entre critérios de capacidade de carga do solo e de estabilidade estrutural. Verificou-se que alguns métodos apresentam variações significativas nos resultados. A abordagem adotada proporciona uma base técnica mais sólida para a comparação entre diferentes modelos de dimensionamento de fundações profundas, contribuindo para escolhas mais fundamentadas em projetos de fundações em ambientes urbanos ou industriais.

ABSTRACT – This paper presents a critical analysis of different geotechnical and structural design methods applicable to micropiles. Both classical and contemporary approaches were evaluated, considering geometric variables such as borehole diameter, root length, and steel casing properties. The methodology included a real case study based on field data and parameters obtained from dynamic probing tests, complemented by parametric analyses conducted in a computational environment. The results allowed for quantifying the sensitivity of each method to geometric variations, highlighting the discrepancies between soil bearing capacity criteria and the structural stability assumptions. It was found that some methods exhibit significant variations in their results. The adopted approach provides a more robust technical basis for comparing different deep foundation design models, contributing to more informed decisions in foundation projects for urban or industrial environments.

Palavras Chave – microestaca, análise paramétrica, capacidade de carga.

Keywords – micropiles, parametric analysis, bearing capacity.

E-mails: lucasfsouza991@gmail.com (L. Souza), brazcesar@ipb.pt (M. Cesar), armandobelato@cefetmg.br (A. Pereira), mpaula@ipb.pt (A. Paula)

ORCID: orcid.org/0009-0008-4455-8117 (L. Souza), orcid.org/0000-0001-5640-0714 (M. Cesar), orcid.org/0000-0002-5229-5483 (A. Pereira), orcid.org/0000-0003-4788-8644 (A. Paula)

1 – INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das microestacas teve origem no contexto de reconstrução pós-Segunda Guerra Mundial, quando diversos edifícios apresentavam danos estruturais, exigindo soluções de reforço de fundações com mínima interferência nas construções vizinhas. Diante desse cenário, no ano de 1952, o Doutor Fernando Lizzi desenvolveu o elemento de reforço por meio de um projeto de recalçamento eficaz ao criar uma rede de estacas finas moldadas *in loco* e armaduras de aço que pode ser executada em qualquer tipo de solo. A principal ideia de Lizzi era produzir um complexo de fundação por meio de sistema reticulado que simula raízes de árvore e consolida o solo, transformando-o em uma espécie de “solo armado”, nesse contexto surge “*pali radice*”, que significa: estacas em raiz. A aplicação da técnica foi tão impactante e após a apresentação de Lizzi no “X Convegno di Geotecnica” várias empresas começaram a desenvolver estacas com processos semelhantes, no entanto sem especificações sobre a pressão de injeções (Barbosa, 2019; Antunes, 2012; Alonso, 2016; Teixeira, 2014; Brito, 2000).

De acordo com Francisco (2007), Gonçalves (2010) e Antunes (2012), em Portugal as primeiras execuções de microestacas foram na transição das décadas de 1970 para 1980, em reforço e recalçamento de fundações superficiais. Na década seguinte, foram aplicadas para reabilitação de edificações antigas. Atualmente, microestacas se tornaram uma solução preferencial em obras de reabilitação urbana, graças à sua adaptabilidade, baixa intrusão e versatilidade, como pode ser evidenciado em casos emblemáticos, como a reabilitação do Theatro Circo em Braga e do Hotel Lanidor em Lisboa. Segundo Barbosa (2019) e Lima (2008), no Brasil, os elementos de reforço foram introduzidos também na transição das décadas de 1970 e 1980 pelo professor Costa Nunes sob a denominação de presso-ancoragem, basicamente eram tirantes injetados que conseguiam trabalhar sob compressão. Atualmente, devido as inovações tecnológicas as microestacas se diferenciam dos demais métodos por causa da sua viabilidade, sendo essa afirmação confirmada por Cabral (1986) ainda no início de desenvolvimento do elemento estrutural no país.

Observa-se que grande parte dos estudos se concentram em abordagens mais isoladas, como determinar a capacidade geotécnica da raiz, ou verificar a estabilidade de elementos estruturais, ou trabalhar em conceitos acerca do reforço e reabilitação das fundações, sendo esses aspetos muito importantes para uma aplicação real. Diante disso, o objetivo do trabalho é complementar os avanços da literatura, com a inclusão de informações relevantes para microestaca, como: variações geométricas por meio de uma comparação entre os diferentes métodos de cálculo para capacidade estrutural e geotécnica. Com base neste enquadramento, o presente artigo propõe uma contribuição relevante ao estudo das microestacas, por meio de uma abordagem paramétrica baseada em dados de um estudo de caso.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Dimensionamento da capacidade geotécnica

As incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos e à caracterização do solo, a estimativa da capacidade de suporte da raiz deve ser prioritariamente avaliada no dimensionamento de fundações profundas, já que é a resistência do solo que estabelece o limite inicial à transferência de cargas. Sendo assim, existem vários métodos que estimam a resistência lateral do fuste por meio de diferentes variáveis. O atrito superficial lateral é o mais frequente, com um papel fundamental no procedimento de cálculo. Uma vez obtida a resistência por meio dos métodos é necessário verificar a capacidade de suporte da raiz por meio da verificação da segurança da raiz, com coeficiente parcial de redução ou fator de segurança global, conforme definido pelas Equações 1 e 2.

$$R_d = \frac{R_p}{\gamma_b} + \frac{R_L}{\gamma_s} \quad (1)$$

$$R_{adm} = \frac{R_P + R_L}{FS} \quad (2)$$

onde R_d é a resistência de cálculo total da raiz da microestaca/estaca (kN); R_{adm} é a resistência admissível da raiz da microestaca/estaca; R_P é a resistência de ponta (kN); R_L é a resistência lateral (kN); γ_b é o coeficiente parcial de redução da resistência de ponta; γ_s é o coeficiente parcial de redução da resistência lateral e FS é o fator de segurança global.

Diversos autores contribuíram para a estimativa da resistência da raiz em fundações profundas. Alguns métodos originalmente desenvolvidos para ancoragens, como os de Littlejohn e Bruce (1975) e Bowles (1996), são frequentemente adaptados para o dimensionamento de microestacas. De forma semelhante, métodos semiempíricos inicialmente propostos para estacas convencionais, como os de Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Décourt e Quaresma (1978), também podem ser utilizados, com as devidas adaptações, no contexto das microestacas.

2.1.1 – Microestaca

2.1.1.1 – Método de Fernando Lizzi (1982)

Dentre todos os métodos utilizados para verificar a capacidade da raiz da microestaca, a Teoria de Lizzi (1982) é a mais usual. O grande diferencial dessa metodologia é a presença de coeficientes em relação ao diâmetro de furo e uma variável para determinar o atrito superficial que irão ponderar o resultado da resistência lateral. A Equação 3 mostra a fórmula que descreve a teoria.

$$R_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_m \cdot J \quad (3)$$

onde D é o diâmetro de perfuração da microestaca (m); L é o comprimento da raiz (m); τ_m é a variável do atrito superficial lateral médio (kPa) e J coeficiente de influência do furo.

A variável que pondera o atrito superficial médio limite é encontrada por meio de algumas tabelas, Lizzi (1982) estabelece uma classificação conforme a compacidade do solo para determinação do coeficiente em questão. De um ponto de vista mais físico, esse parâmetro indica a resistência ao corte na interface solo-estaca. Por sua vez, o coeficiente de influência do furo é estimado por meio de uma correlação com o diâmetro nominal de projeto (diâmetro de perfuração) conforme o Quadro 1.

Quadro 1 – Atrito superficial lateral médio e coeficiente de influência de furo (adaptado de Lizzi, 1982).

Atrito Superficial Lateral Médio		Influência do furo	
Tipo de solo	τ_m (kPa)	D (m)	J
Solo mole	50	0,10	1,00
Solo solto	100	0,15	0,90
Compacidade média	150	0,20	0,85
Muito rígido, cascalho, areias	200	0,25	0,80

2.1.1.2 – Método de Bustamante e Doix (1985)

O trabalho de Michel Bustamante e Bernard Doix nomeado “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*” publicado em 1985 possui uma metodologia empírica e original para o dimensionamento de microestacas e tirantes, os autores mencionam uma vasta base experimental composta com 120 ensaios em escala real em 34 locais geotécnicos diferentes. O

método baseia-se em dois tipos de esforços: carregamento (compressão) e arrancamento (tração), conduzidos no Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC) e por pesquisadores internacionais. Os autores destacam a importância da pressão de injeção na raiz do tirante/microestaca. A formulação fundamental do método de Bustamante e Doix (1985) baseia-se no equilíbrio entre a tração limite da microestaca/tirante e o fator de atrito lateral ao longo do fuste, conforme descrito pela Equação 4:

$$R_L = \sum_{i=1}^n \pi \cdot \alpha \cdot D_i \cdot L_i \cdot q_{s,i} \tag{4}$$

onde D_i é o diâmetro de perfuração na camada i (m); L_i é o comprimento da raiz na camada i ; $q_{s,i}$ é o atrito superficial lateral unitário limite (kPa), essa variável é obtida por meio dos ábacos empíricos de Bustamante e Doix (1985) e α é o coeficiente de majoração do diâmetro de perfuração, com base no tipo de injeção (IGU – Injeção global única e IRS – Injeção repetitiva seletiva) de acordo com o Quadro 2.

Quadro 2 – Coeficiente α (adaptado de Bustamante e Doix, 1985).

Tipo de solo	Coeficiente α		Quantidade mínima de calda recomendada (Vi)
	IRS	IGU	
Cascalho (Grave)	1,8	1,3 a 1,4	$1,5 \times V_s$
Cascalho arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4	$1,5 \times V_s$
Areia com cascalho	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3	$1,5 \times V_s$
Areia grossa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia média	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia fina	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 \times V_s$
Areia siltosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	$1,5 a 2 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 \times V_s$ (IGU)
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2	$2 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 \times V_s$ (IGU)
Argila	1,8 a 2,0	1,2	$2,5 a 3 \times V_s$ (IRS)
			$1,5 a 2 \times V_s$ (IGU)
Marga / Marga calcária	1,8	1,1 a 1,2	$1,5 a 2 \times V_s$ (para camadas compactas)
Greda alterada ou fragmentada			$2 a 6 \times V_s$ ou mais, se for camada fraturada
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	$1,1 a 1,5 \times V_s$, se finamente fissurada
			$2 \times V_s$ ou mais, se fraturada

Por fim, para esforços à compressão, os autores consideram uma parcela adicional da resistência de ponta. Os autores fornecem duas equações: simplificada e detalhado. A primeira abordagem assume que a resistência de ponta contribui com 15% da resistência lateral total, por utilizar uma probabilidade é necessário menos dados, sendo assim é importante para situações com informações imprecisas. A segunda abordagem é mais detalhada, ao utilizar um fator de capacidade de carga dependente do tipo de solo k_p e a pressão de injeção p_i . As Equações 5 e 6 mostram as abordagens descritas.

$$R_p = 0,15 \cdot R_L \quad (5)$$

$$R_p = A_{ponta} \cdot k_p \cdot p_i \quad (6)$$

onde A_{ponta} é a área da ponta da microestaca (m^2).

Vale destacar, que o fator k_p é diferente para cada tipo de solo de acordo com Bustamante e Doix (1985):

- 1,2 para areias e cascalhos;
- 1,6 para argilas;
- 1,8 para argilas densas;
- 1,5 para rochas alteradas ou fragmentadas.

2.1.2 – Ancoragens

Os métodos de Littlejohn e Bruce (1975) e Bowles (1996) foram apresentados como teorias para o dimensionamento de ancoragens e tirantes. Segundo Macnab (2002), o comportamento de interação com os solos é semelhante, ambos os elementos podem ser utilizados para reabilitação, possuem diâmetros pequenos e mecanismo de resistência por atrito lateral.

2.1.2.1 – Método de Littlejohn e Bruce (1975)

Stuart Littlejohn e Donald Bruce (1975) introduzem a metodologia em seu livro “Rock anchors – state of the art” e trazem uma abordagem de análise baseada em tirantes e ancoragens. É perceptível pelo título do livro e pelo conteúdo que os autores trazem uma perspectiva de ancoragens predominantemente em rochas. Com isso eles determinam o dimensionamento da ancoragem com base no diâmetro D e comprimento L , conforme definido pela Equação 7:

$$R_L = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau \quad (7)$$

Nota-se a presença da variável τ , que descreve a tensão de aderência entre a argamassa injetada e o solo em kPa. Os autores fornecem várias tabelas que auxiliam na obtenção/estimativa do valor, entretanto essas referências são aplicadas para rochas e não para outros tipos solos. No entanto, a FHWA (2005) – *Federal Highway Administration* fornece uma tabela que pode ser aplicada para determinar o valor em questão. A Figura 1 mostra os valores da tabela.

Como pode ser notado, o Método de Littlejohn e Bruce (1975) é bem parecido com o de Lizzi (1982). Ambos possuem os mesmos parâmetros a diferença é a presença da variável que descreve a tensão de aderência entre a argamassa injetada que depende do tipo de processo de injeção da microestaca. Segundo FHWA (2005), as microestacas podem ser divididas:

- Tipo A = Injeção por gravidade, injeção da calda de cimento sem pressão;
- Tipo B = Injeção sob pressão de até 1 MPa durante a retirada do revestimento/trado, é denominado IGU – Injeção Global Única em FOREVER (2005) e Ministério de Fomento (2005);
- Tipo C = Nesse tipo são 2 injeções. A primeira é por gravidade (Tipo A), após 15 a 25 minutos é realizada uma segunda injeção com pressão superior a 1 MPa;
- Tipo D = Nesse tipo podem ser 2 ou várias injeções. A primeira é por gravidade (Tipo A) ou pressão (Tipo B), após algumas horas é realizada uma nova injeção com tubos *manchettes*. Segundo FOREVER (2005), esse tipo de injeção recebe o nome de Injeção Repetitiva Seletiva – IRS.

Descrição do Solo / Rocha	Tensão Última de Ligação Calda-Solo - kPa (psi)			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
Silte e Argila (com alguma areia) (macio, plasticidade média)	35–70 (5–10)	35–95 (5–14)	50–120 (5–17,5)	50–145 (5–21)
Silte e Argila (com alguma areia) (rígido, denso a muito denso)	50–120 (5–17,5)	70–190 (10–27,5)	95–190 (14–27,5)	95–190 (14–27,5)
Areia (com algum silte) (fina, solta a média densidade)	70–145 (10–21)	70–190 (10–27,5)	95–190 (14–27,5)	95–240 (14–35)
Areia (com silte e cascalho) (fina a grossa, média a muito densa)	95–215 (14–31)	120–360 (17,5–52)	145–360 (21–52)	145–385 (21–56)
Cascalho (com alguma areia) (média a muito densa)	95–265 (14–38,5)	120–360 (17,5–52)	145–360 (21–52)	145–385 (21–56)
Till Glacial (silte, areia, cascalho) (média a muito densa, cimentada)	95–190 (14–27,5)	95–310 (14–45)	120–310 (17,5–45)	120–335 (17,5–48,5)
Folhosos Macios (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	205–550 (30–80)	N/D	N/D	N/D
Xistos e Folhosos Duros (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	515–1.380 (75–200)	N/D	N/D	N/D
Calcário (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	1.035–2.070 (150–300)	N/D	N/D	N/D
Arenito (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	520–1.725 (75,5–250)	N/D	N/D	N/D
Granito e Basalto (fraturamento fresco a moderado, pouco ou nenhum intemperismo)	1.380–4.200 (200–609)	N/D	N/D	N/D

Fig. 1 – Tensão última de ligação calda-solo (adaptado de FHWA, 2005).

2.1.2.2 – Método de Joseph Bowles (1996)

O método proposto por Joseph Bowles, no livro “*Foundation Analysis and Design*” em 1996 propõe uma solução para o dimensionamento de ancoragens direcionado a “*Sheet-Pile Anchorages*”, entretanto pode ser adaptada para dimensionar a resistência lateral de uma microestaca. A fórmula em questão pode ser visualizada na Equação 8:

$$R_L = \pi \cdot \sum_{i=1}^n D_i \cdot L_i \cdot [\gamma_i \cdot h_i \cdot K_{0,i} \cdot \tan(\delta_i) + c_{a,i}] \quad (8)$$

onde D_i é o diâmetro de perfuração na camada i (m); L_i é o comprimento da raiz na camada i (m); h_i comprimento da ancoragem/raiz da microestaca na camada i (m); γ_i peso específico da camada i (kN/m^3); δ_i é o ângulo de atrito solo-cimento (assumido igual ao ângulo de atrito interno ϕ) ($^\circ$); $c_{a,i}$ é a adesão da calda com o solo (usualmente estimada como a coesão efetiva do solo ou uma fração de s_u – resistência não drenada do solo) (kPa) e o $K_{0,i}$ é o coeficiente de empuxo lateral do solo em repouso.

O coeficiente de empuxo lateral do solo em repouso é determinado por meio da fórmula de Jaky (1948) exposta na Equação 9:

$$K_0 = 1 - \tan(\phi_i) \quad (9)$$

onde ϕ_i é o ângulo de atrito efetivo do solo na camada i ($^\circ$).

2.1.3 – Estacas convencionais

Os métodos de Aoki e Veloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) são destinados para as estacas convencionais, cravadas e escavadas no geral. Os autores possuem coeficientes/fatores que se adequam ao tipo de estaca. Dentre eles, destaca-se a estaca raiz que, de acordo com FHWA (2005), é o tipo original de microestaca desenvolvidos por Lizzi (1982).

2.1.3.1 – Método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso descrito primeiramente na literatura “*An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*” de Aoki e Velloso (1975), posteriormente descrito também por Fantine et al. (2000), Cintra e Aoki (2010) foi desenvolvido no ano de 1975 por meio de um estudo de comparação entre provas de cargas e sondagens SPT. Inicialmente, os autores se basearam nos ensaios de penetração estática do cone de Begeman com luva de atrito, *Cone Penetration Test* (CPT). Com isso, obtiveram uma resistência de ponta do cone (q_c) definido pela Equação 10 e o atrito lateral unitário da luva (f_s) pela Equação 11, que são minorados por dois fatores de correção.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (10)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (11)$$

Os fatores de correção presentes nas Equações 10 e 11, levam em consideração o efeito escala e são determinados para corrigir a diferença de comportamento entre estaca (protótipo) e o cone do ensaio CPT (modelo), ressalta-se que o método/processo executivo de cada tipo de estaca influencia no valor. Como pode ser observado no Quadro 3 referente aos fatores de correção, o método não é exclusivo para microestacas, mas pode ser adaptado ao considerar fatores para uma estaca raiz convencional.

Quadro 3 – Fatores de correção (Cintra e Aoki, 2010).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 \cdot F_1$
Metálica	1,75	$2 \cdot F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 \cdot F_1$
Escavada	3,00	$2 \cdot F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	$2 \cdot F_1$

Existe um coeficiente de conversão (K) que estabelece a proporcionalidade entre a resistência de ponta, este coeficiente apresenta valores diferentes dependendo do tipo de solo e ele surge por meio de uma função linear que correlaciona os ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) e CPT para fornecer o valor corrigido através do SPT, devido a popularidade do ensaio no Brasil. Além disso, tem-se mais um fator, chamado de razão de atrito (α_{AV}), que correlaciona o atrito local do cone com a ponteira e a tensão de ponta da estaca. O Quadro 4 fornece todos os valores correspondente ao tipo de solo.

A resistência total de uma estaca pode ser determinada por meio da soma da resistência de ponta com a resistência lateral. Conforme demonstrado na Equação 12:

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha_{AV} \cdot K \cdot N_{L_i} \cdot L_i) \quad (12)$$

onde R é a resistência total da microestaca (kN); N_P é o valor de N_{SPT} considerado ao nível da ponta da estaca; A_p é a área da base da estaca (m^2); U é o perímetro (m); N_{L_i} é o valor médio no N_{SPT} a cada segmento L_i de estaca e L_i é o comprimento da raiz na camada i (m).

Quadro 4 – Coeficiente de conversão e razão de atrito (Cintra e Aoki, 2010).

Solo	K (MPa)	α_{AV} (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

2.1.3.2 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

Foi desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma em 1978 e introduzido no artigo “Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT”. Cintra e Aoki (2010), Pereira et al. (2020) também descrevem essa metodologia. Apesar de direcionar inicialmente para estacas de concreto cravadas, obtendo reconhecimento internacional e nacional nesse campo, Décourt (1996) fez uma atualização no método ao ampliar a aplicação para outros tipos de estacas por meio dos coeficientes empíricos de correção de dados α e β , para refletir a resistência real do solo, na ponta e ao longo do comprimento do fuste da estaca, respectivamente. Segundo o próprio autor esses fatores só devem ser utilizados em caso de inexistência de experiência local. O Quadro 5 demonstra os fatores de correção proposto em 1996.

A resistência de ponta é multiplicada por um coeficiente característico do solo que foi corrigido através de 41 provas de carga realizadas (Cintra e Aoki, 2010; Décourt, 1996). Esse fator que relaciona o solo pode ser consultado no Quadro 6.

Diante do exposto, a resistência total, é a soma da resistência de ponta somado com a resistência lateral. Sendo assim, a Equação 13 é descrita da seguinte forma:

$$R = \alpha_{DQ} \cdot C \cdot \bar{N}_{P(DQ)} \cdot A_p + U \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{\bar{N}_{L_i(DQ)}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \cdot \beta_{DQ} \cdot L_i \quad (13)$$

onde R é a resistência total da microestaca (kN); $\bar{N}_{P(DQ)}$ é o valor médio de três valores do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, sendo eles: o anterior a ponta ou base, o correspondente e o posterior; A_P é a área da ponta da microestaca (m²); U é o perímetro (m); $\bar{N}_{Li(DQ)}$ é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT por todo o fuste, que deve ser entre 3 a 50 golpes.

Quadro 5 – Coeficientes empíricos α e β (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Coeficiente	Escavadas em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Estaca raiz	Injetadas sob altas pressões
Argilas	α_{DQ}	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
	β_{DQ}	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	α_{DQ}	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
	β_{DQ}	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	α_{DQ}	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
	β_{DQ}	0,55	0,60	1,00	1,50	3,00

Quadro 6 – Coeficiente característico do solo (Décourt, 2016).

Tipo de solo	C (kN/m²)	
	Deslocamento	Escavada
Argilas	120	100
Silte argiloso (residual)	200	120
Silte argiloso	250	140
Areia	400	200

2.2 – Dimensionamento da capacidade estrutural

2.2.1 – Capacidade de suporte da seção sob esforço de compressão

A norma NP EN 1993-1-1 (2005) considera algumas diretrizes para determinar a capacidade de suporte da seção da armadura tubular. De acordo com a norma, na seção 6.3.1, a resistência de cálculo à compressão com encurvadura associada para elementos uniformes deve ser calculada por meio das Equações 14 e 15:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3} \tag{14}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ para classe 4} \tag{15}$$

onde $N_{b,Rd}$ é a resistência de cálculo à compressão com encurvadura associada (kN); f_y refere-se à resistência característica do aço (MPa); γ_{M1} é um fator parcial para resistência dos membros à instabilidade avaliada por verificações dos membros; A é a área da seção transversal (m²); A_{eff} é a

área efetiva da seção transversal para elementos de classe 4 (m²). Enfim, tem-se o fator de redução para o modo de encurvadura relevante, χ , pode ser determinado por meio da Equação 16:

$$\chi = \frac{1}{0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] + \sqrt{(0,5[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2])^2 + \bar{\lambda}^2}} \tag{16}$$

O fator α reflete a imperfeição geométrica da estrutura. Para determiná-lo deve-se verificar qual das curvas de encurvadura que o Eurocódigo 3 disponibiliza caracteriza o material. A norma apresenta 5 curvas que podem ser visualizados na Figura 2.

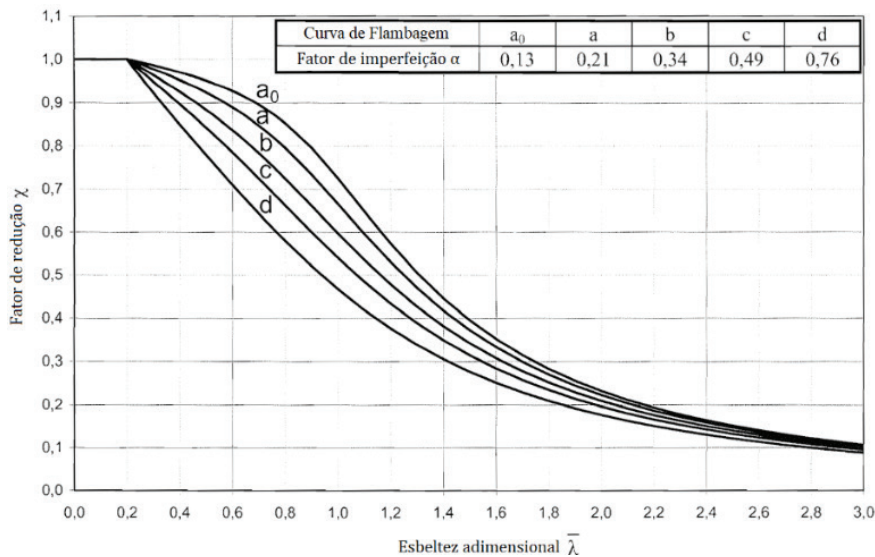


Fig. 2 – Fator de imperfeição e curvas de encurvadura (adaptado de NP EN 1993-1-1, 2005).

Por fim, pode-se determinar a esbelteza adimensional por meio das Equações 17 e 18:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}, \text{ para as classes 1, 2 e 3} \tag{17}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}, \text{ para classe 4} \tag{18}$$

O parâmetro N_{cr} refere-se a carga crítica de encurvadura, embora a norma não forneça uma fórmula, usualmente vários autores/projetistas utilizam a carga crítica de Euler para elementos estruturais. Para a estimativa da capacidade estrutural da microestaca existem outras fórmulas de determinar N_{cr} que consideram as reações horizontais do solo envolto, como o método geométrico de Euler descrito por Timoshenko (1938), Salas (1980) e Souche (1984). O modelo mais utilizado para representar o comportamento do solo é Winkler (1867), que considera a rigidez da mola de Winkler k_h para determinar a ação horizontal, o Quadro 7 fornece alguns valores que podem ser utilizados para o cálculo em MPa.

Quadro 7 – Coeficiente k_h (adaptado de Ministério de Fomento, 2005).

Compacidade das areias	Nível Freático	
	Acima	Abaixo
Muito fofa	1,0 MPa	0,6 MPa
Fofa	2,0 MPa	1,2 MPa
Média	5,0 MPa	3,0 MPa
Densa	10,0 MPa	6,0 MPa
Muito densa	20,0 MPa	12,0 MPa

2.2.2 – Carga crítica de encurvadura

2.2.2.1 – Método de Stephen Timoshenko (1938)

O Método Geométrico de Euler é apresentado por Stephen P. Timoshenko e J. N. Goodier (1938) em seu livro “*Theory of Elasticity*”. Timoshenko e Gere (1985) também abordam de forma mais clara o método no livro “*Theory of Elastic Stability*” e utiliza a Equação de Flexão de uma Viga Plana. Essa equação é adaptada para simular uma microestaca em compressão, essa metodologia considera o solo envolvente no elemento estrutural, portanto o módulo de reação do subsolo E_R , juntamente com a geometria e rigidez a flexão da microestaca influencia na determinação do número de meias-ondas, e consequentemente a carga crítica de Euler será influenciada. A Figura 3 mostra a concepção do modelo do autor.

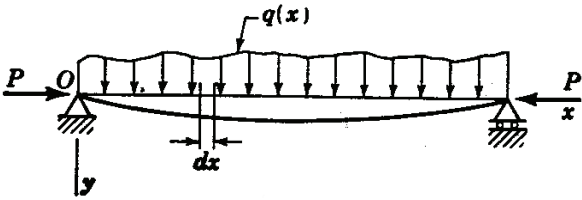


Fig. 3 – Viga envolta por um solo de Winkler (Timoshenko e Gere, 1985).

Timoshenko e Gere (1985) descreve nas primeiras páginas do livro todo o processo para encontrar a equação diferencial, entretanto em vez de utilizar a constante de Winkler para simular uma fundação/solo envolto, o autor usa uma carga distribuída $q(x)$. Não é escopo do presente artigo discutir o processo matemático do método, sendo assim, ao resolver a equação diferencial ordinária e aplicar as condições de contorno, encontra-se as Equações 19 e 20, que definem a condição da microestaca/fundação.

$$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \frac{\pi^2}{L_e^2} \cdot n_{red}^2 + E_{r,red} \cdot \frac{L_e^2}{\pi^2} \cdot n_{red}^{-2} \tag{19}$$

$$N_{cr} = E_i \cdot I_i \cdot \frac{2\pi^2}{L_e^2} \cdot n_{red}^2 + E_{r,red} \cdot \frac{L_e^2}{2\pi^2} \cdot n_{red}^{-2} \tag{20}$$

Onde a Equação 19 representa uma condição rótula (cabeça)-rótula (base) das extremidades da microestaca e a Equação 20 representa uma condição rótula (cabeça)-apoio fixo (base); E_i é o módulo de elasticidade da seção acoplada (betão + aço) (GPa); I_i é o momento de inércia da seção

acoplada (betão + aço) (m⁴); E_iI_i é a rigidez à flexão da seção acoplada (kNm²); L_e é o comprimento efetivo (m) – comprimento livre mais a metade do comprimento da raiz; E_{r,red} é a redução do módulo de reação horizontal do solo devido a possibilidade do comprimento livre da microestaca estar acima do solo (MPa); n_{red} é o número de meia onda reduzido devido também devido ao mesmo motivo.

O número de meia onda reduzido e o módulo de reação do solo reduzido são determinados pelas Equações 21 e 22, respetivamente.

$$n_{red} = \frac{L_c}{L_e} + \left(1 - \frac{L_c}{L_e}\right) \cdot \frac{L_e}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D_a}{E_i \cdot I_i}} \quad (21)$$

$$E_{R,red} = k_h \cdot D_a \cdot \left(1 - \frac{L_c}{L_e}\right) \quad (22)$$

onde L_c é o comprimento da cabeça da microestaca (m), sendo a parcela do comprimento acima do solo, portanto não é influenciada pela reação horizontal do terreno; L_e é o comprimento efetivo (m); k_h é a rigidez da mola de Winkler (MPa); D_a é o diâmetro da armadura tubular (m). Os outros parâmetros foram comentados em outras equações.

Para o presente estudo de caso foi considerado uma condição da Equação 20: rótula (cabeça) e apoio fixo (base).

2.2.2.2 – Método de Jiménez Salas (1980)

O método de proposto por José Antonio Jiménez Salas foi descrito em no livro “*Geotecnia y Cimientos III*” de 1980 e sua proposta para calcular a carga crítica de encurvadura começa a ser explicada no capítulo 3, o Ministério de Fomento também comenta sobre a metodologia no livro “*Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*” de 2005. Como é perceptível a teoria de Sala é extremamente relevante e abordada em vários livros. A carga crítica de encurvadura é determinada pela Equação 23:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{(L_L + L_{ef})^2} \cdot A \quad (23)$$

onde E_aI_a é a rigidez à flexão da seção transversal do aço (kNm²); L_L é o comprimento livre da microestaca (m) – parcela que considera apenas a armadura tubular; L_{ef} é o comprimento de extremidade fictícia (m) e A é a constante dependente do tipo de restrição na cabeça da microestaca, que pode ser definida por meio do Quadro 8.

Quadro 8 – Fator A (adaptado de Ministério de Fomento, 2005).

Restrição na cabeça	A
Articulada	2,045
Livre	0,250
Encastrada	4,000
Sem rotação e com deslocamento livre	1,000

Para o estudo de caso, a restrição na cabeça é considerada “Articulada”.
O comprimento de extremidade fictícia é determinado pela Equação 24:

$$L_{ef} = 1,2 \cdot f \cdot \sqrt[4]{\frac{3 \cdot E_a \cdot I_a}{E_L}} \quad (24)$$

Onde E_L é o módulo de elasticidade do solo na ponta da microestaca (MPa); f é coeficiente de relação entre o módulo de elasticidade do solo da primeira camada E_0 com a camada da ponta da microestaca E_L . O Quadro 9 mostra os valores correspondentes de cada relação.

Quadro 9 – Coeficiente de relação entre a camada inicial e final do solo (Ministério de Fomento, 2005).

E_0/E_L	f
0,0	1,70
0,5	1,25
1,0	1,00

2.2.2.3 – Método de Pierre Souche (1984)

A teoria proposta por Pierre Souche em 1984 é bem parecida com o método geométrico de Euler descrito no livro de Timoshenko e Gere “*Theory of elastic stability*” de 1985. Souche propõe sua metodologia em seu artigo “*Étude du flambement de pieux partiellement immergés dans offrant latéralement une réaction élastique puré*”. A Figura 4 mostra a concepção da metodologia de Souche (1984).

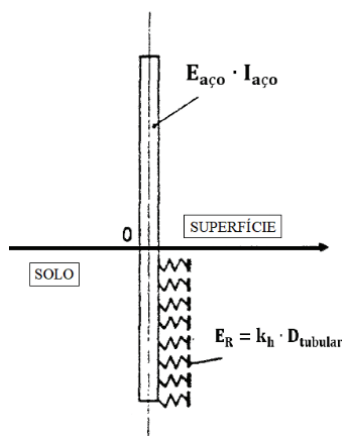


Fig. 4 – Estaca parcialmente cravada no solo (adaptado de Youssef, 2010).

A carga crítica de encurvadura é determinada pela Equação 25:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E_a \cdot I_a}{L^2} \cdot F(m, w) \quad (25)$$

onde L é o comprimento total da microestaca (m) e $F(m, w)$ valor obtido dos ábacos de Souche de acordo com a condição de contorno que irá determinar a carga crítica.

De acordo com Youssef (2010), Pierre Souche retoma as mesmas hipóteses de outros autores que também desenvolveram métodos para determinar a carga crítica de encurvadura, como Davisson

e Robinson (1965), no entanto Souche considera 8 condições de contorno. Os resultados são apresentados sob uma série de ábacos empíricos, baseados em dois parâmetros principais (*m* e *w*) que permitem uma relação com a equação adimensional, como visualizado nas Equações 26 e 27.

$$m = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot D_a}{E_a \cdot I_a}} \tag{26}$$

$$w = \frac{L_c}{L} \tag{27}$$

Os parâmetros utilizados nas equações já foram discutidos anteriormente.
Para o presente estudo foi considerado a condição: articulada (cabeça) – encastrada (base).

3 – ESTUDO DE CASO

O estudo de caso que direciona os conceitos desse artigo refere-se a um projeto de fundações de uma linha de transporte para contenedores localizada em uma Zona Industrial. A intervenção envolveu tanto fundações diretas quanto fundações profundas como a microestaca, sendo estas aplicadas em situações geotécnicas desfavoráveis, principalmente na base dos pilares localizados no topo do talude. O processo de conhecimento do solo do estudo de caso foi realizado por meio do ensaio Penetrometro Dinâmico (DP - *Dinamic Probing*). O ensaio consiste na determinação do número de pancadas de um pilão com uma determinada massa em queda livre em uma certa altura, essa execução promove um comprimento de penetração, essas características permitem uma classificação do ensaio (Fauzi et al., 2020). Foi utilizado uma correlação empírica estabelecida por Afonso et al. (2016) por meio de 15 ensaios realizados na região de Bragança em Portugal, pelo fato que a maioria dos métodos de cálculo utilizam como base o Ensaio de Penetração Padrão (SPT – *Standard Penetration Test*). A correlação pode ser visualizada por meio da Equação 28:

$$N_{SPT} = 0,96 \cdot N_{DP SH} \tag{28}$$

A partir dos resultados, estimaram-se os valores de resistência de ponta *R_p* e tensão máxima admissível *σ_{adm}* e o número de pancadas por camada com base na relação empírica com ensaio SPT por meio da Equação 28. Além disso, a heterogeneidade e classificação do solo pode ser evidenciada pelos dados geotécnicos associados à sondagem PDM 1 no Quadro 10.

Quadro 10 – Informações geológico-geotécnicas do estudo de caso.

Zona Geotécnica	Profundidade (m)	Nº pancadas médio N _{SPT}	Tipo de solo
ZG4	0,00 a 5,10	0	Aterro
ZG3	5,10 a 8,00	21	Areias alteradas
ZG2	8,00 a 10,50	38	Areias finas
ZG1	10,50 a 11,90	54	Areias médias

As fundações diretas foram dimensionadas com base na regulamentação em vigor, o Eurocódigo 7, parte 1 (NP EN 1997-1, 2010) e com base no relatório geotécnico. Pelo fato da obra estar junto a um talude, optou-se pela utilização de fundações diretas sapatas no pé do talude em conjunto com as microestacas para evitar uma instabilidade geotécnica. De acordo com a necessidade, foram utilizadas no conjunto de fundações (1, 2, 3 e 4) poços constituídos por manilhas

de betão e enchimento com betão ciclópico na base das sapatas e no coroamento das microestacas. Adicionalmente, foram aplicadas vigas de equilíbrio entre os maciços de coroamento do elemento de reforço para uniformizar os deslocamentos entre os elementos e garantir a distribuição da reação vertical na base dos pilares, conforme pode ser visualizado na Figura 5.

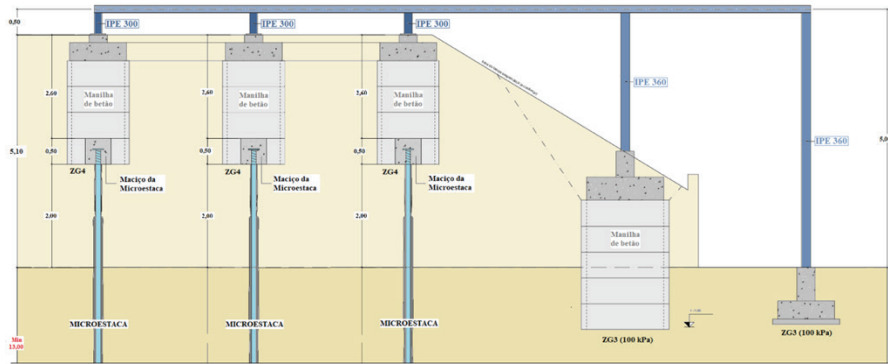


Fig. 5 – Detalhamento da seção do estudo de caso.

A armadura da microestaca (tubo metálico) tem um diâmetro de 88,9 mm e espessura de 6,5 mm. A tensão de cedência do aço fornecido é de 595 MPa. No interior do tubo foi colocado um varão de aço A500NR com 32 mm de diâmetro. O betão em todos os elementos de fundação foi C25/30, com resistência à compressão da argamassa/calda de 25 MPa. O elemento estrutural contém 2,00 m de comprimento livre, comprimento de raiz igual a 13,00 metros e diâmetro de perfuração é 160 mm. Outro ponto de destaque é o esforço que chega na fundação, a carga de máxima amplitude suportada pela microestaca é 233,19 kN. A Figura 6 mostra um diagrama de esforços solicitantes enfatizando o maior valor sobre uma microestaca de 233,19 kN.

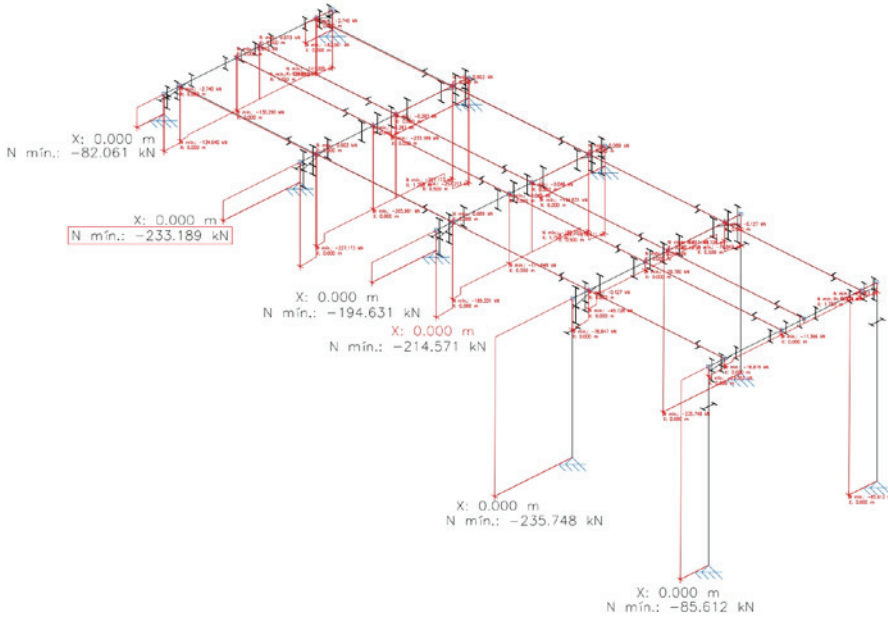


Fig. 6 – Reações verticais.

4 – METODOLOGIA

A metodologia adotada consistiu na elaboração de uma folha em Microsoft Excel, com o objetivo de automatizar os procedimentos de cálculo dos métodos descritos anteriormente. Essa abordagem permite a comparação direta entre os resultados obtidos, por meio de representações gráficas que facilitam a análise crítica dos modelos. Inicialmente, procedeu-se à identificação e definição dos parâmetros específicos exigidos por cada metodologia. Observa-se que os métodos originalmente desenvolvidos para ancoragens fazem uso de parâmetros geotécnicos como a resistência do solo e o peso específico, geralmente obtidos por meio de correlações empíricas baseadas nos resultados do ensaio de sondagem à percussão (SPT), conforme é habitual nas práticas da engenharia geotécnica.

Os estudos paramétricos desenvolvidos tiveram como objetivo analisar a influência das principais variáveis na capacidade resistente da seção transversal da armadura tubular, bem como na capacidade de carga geotécnica da raiz da microestaca. No âmbito estrutural, foram considerados como variáveis o comprimento livre, a espessura e o diâmetro externo da armadura tubular. No que se refere à resistência da raiz, foram analisadas variações no comprimento da raiz da microestaca e no diâmetro de perfuração. Importa referir que as propriedades geométricas e mecânicas da armadura foram obtidas a partir do catálogo técnico do fornecedor. O Quadro 11 a seguir apresenta os valores adotados no estudo paramétrico. Ressaltando que, quando um parâmetro é incrementado os outros mantem-se constantes e com os valores originais do projeto do estudo de caso.

Quadro 11 – Estudo paramétrico.

Armadura tubular - Parâmetros variáveis			Raiz da microestaca - Parâmetros variáveis	
Diâmetro tubular (mm)	Comprimento livre (m)	Espessura (mm)	Diâmetro de perfuração (mm)	Comprimento da raiz (m)
43,0	1,00	3,0	120	13,00
88,9	2,00	6,5	160	14,00
127,0	3,00	7,5	200	15,00
203,0	4,00	9,5	240	16,00
244,0	5,00	12,0	280	17,00

Para fins de clareza e padronização dos dados de entrada de cada método, apresenta-se na Figura 7 um quadro com os parâmetros específicos de cada método.

De mesmo do modo, apresenta-se na Figura 8 um quadro-síntese com outras variáveis consideradas na comparação entre os diferentes métodos.

Conforme ilustrado na Figura 8, o ângulo de atrito foi estimado com base nas correlações propostas por Peck et al. (1974) e Wolf (1989). O módulo de elasticidade do solo foi determinado a partir das formulações de Stroud (1988) e Imai e Tonouchi (1982), enquanto a rigidez do modelo de Winkler foi adotada segundo as recomendações do Ministério de Fomento (2005). O módulo de elasticidade do betão foi definido conforme os critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014). Por fim, a resistência à compressão da calda de injeção foi fixada com base nos dados do relatório do estudo de caso, em consonância com as disposições da NP EN 1992-1-1 (2010), sendo importante salientar que a norma específica para microestacas, NP EN 14199 (2015), bem como as recomendações da FHWA (2005), usualmente consideram valores de resistência à compressão situados no intervalo de 28 a 30 MPa.

CAPACIDADE GEOTÉCNICA					
Símbolo	Unidade	Parâmetro	Valor	Método	Observação
τ_m	kPa	Atrito superficial lateral	150,00	Lizzi (1982)	Valor médio das camadas - (Quadro 1)
α		Coefficiente de majoração	1,20	Bustamante e Doix (1985)	Areia grossa, IGU - (Quadro 2)
τ	kPa	Tensão última de ligação calda-solo	250,00	FHWA (2005)	Areia grossa, TIPO B - (Fig. 1)
F ₁		Fator de correção 1	2,00	Aoki e Velloso (1975)	Raiz, hélice e ômega - (Quadro 3)
F ₂		Fator de correção 2	4,00	Aoki e Velloso (1975)	Raiz, hélice e ômega - (Quadro 3)
K		Coefficiente de conversão	1,00	Aoki e Velloso (1975)	Areia - (Quadro 4)
α_{AV}	%	Razão de atrito	1,40	Aoki e Velloso (1975)	Areia - (Quadro 4)
α_{DQ}		Coefficiente empírico 1	0,50	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Estaca raiz - (Quadro 5)
β_{DQ}		Coefficiente empírico 2	1,50	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Estaca raiz - (Quadro 5)
C	kN/m ²	Coefficiente característico do solo	200,00	Décourt e Quaresma (1978)	Areia, Escavada - (Quadro 6)
CAPACIDADE ESTRUTURAL					
Método de Cálculo			Condição de Contorno		
Stephen Timoshenko (1938)			Cabeça: Rótula		Base: Apoio Fixo
Jiménez Salas (1980)			Cabeça: Articulada		Base: Encastrada
Pierre Souche (1938)			Cabeça: Articulada		Base: Encastrada

Fig. 7 – Dados de entrada dos métodos específicos.

CAPACIDADE GEOTÉCNICA								
Símbolo	Unidade	Parâmetro	Valor				Referência	Observação
			ZG4	ZG3	ZG2	ZG1		
γ	kN/m³	Peso específico	0	18	18	18	Godoy (1972)	
Φ'	°	Ângulo de atrito efetivo	0	33,15	37,00	41,33	Peck et al. (1974) Wolf (1989)	$\phi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot (N_1)_{60}^2$
c'	kPa	Coesão efetiva	0	0	0	0	Condição drenada	
E _{SOLO}	MPa	Módulo de elasticidade do solo	0	92,49	140,20	192,52	Stroud (1988) Imai e Tonouchi (1982)	$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot 5,8 \cdot N_{60}$
k _s	MN/m²	Rigidez da mola de Winkler	6,00				Ministério de Fomento (2005)	Parâmetro considerado para "Areia densa"
D _{RAIZ}	mm	Diâmetro da raiz	160,00				Relatório do Estado de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
L _{RAIZ}	m	Comprimento da raiz	13,00				Relatório do Estado de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
CAPACIDADE ESTRUTURAL								
D _{TUBULAR}	mm	Diâmetro da armadura tubular	88,90				Relatório do Estado de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
L _{LIVRE}	m	Comprimento livre	2,00				Relatório do Estado de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
t	mm	Espessura	6,50				Relatório do Estado de Caso	Parâmetro variável - estudo paramétrico
E _{AÇO}	GPa	Módulo de elasticidade do aço	210,00				Relatório do Estado de Caso	
f _{yA}	MPa	Resistência característica do aço	595,00				Relatório do Estado de Caso	
E _{BETÃO}	GPa	Módulo de elasticidade da calda/argamassa	28,00				ABNT NBR 6118 (2014)	$E_{betão} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$
f _{ca}	MPa	Resistência à compressão da calda	25,00				Relatório do Estado de Caso e NP EN 1992-1-1:2010	Os valores usuais são de 28 a 30 MPa. Entretanto, o valor está de acordo com NP EN 14199 (2015) e FHWA (2005)
CONDIÇÕES DE CONTO RNO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA								
N	kN	Força normal de compressão	233,19				Relatório do Estado de Caso	Carga do pilar mais solicitado

Fig. 8 – Síntese de todos os parâmetros.

5 – RESULTADOS

O método de Timoshenko (1938) é mencionado como método geométrico de Euler, pode apresentar adaptações para o cálculo estrutural da microestaca. O gráfico permite identificar os métodos por meio das cores: roxo refere-se ao método geométrico de Euler (1938), verde refere-se ao método de Salas (1980), enquanto verde ilustra as curvas de Souche (1984). Observa-se que a variação do diâmetro tubular impacta significativamente a carga crítica de encurvadura, com comportamento crescente de forma linear. As equações lineares forneceram os melhores coeficientes de determinação ($R^2 \approx 1$) para todos os métodos analisados. Conforme ilustrado na Figura 9, o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação do diâmetro, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Por outro lado, os métodos de Euler (1938) e de Souche (1984) apresentam comportamentos similares, com variações que acompanham mutuamente a tendência de crescimento da carga crítica.

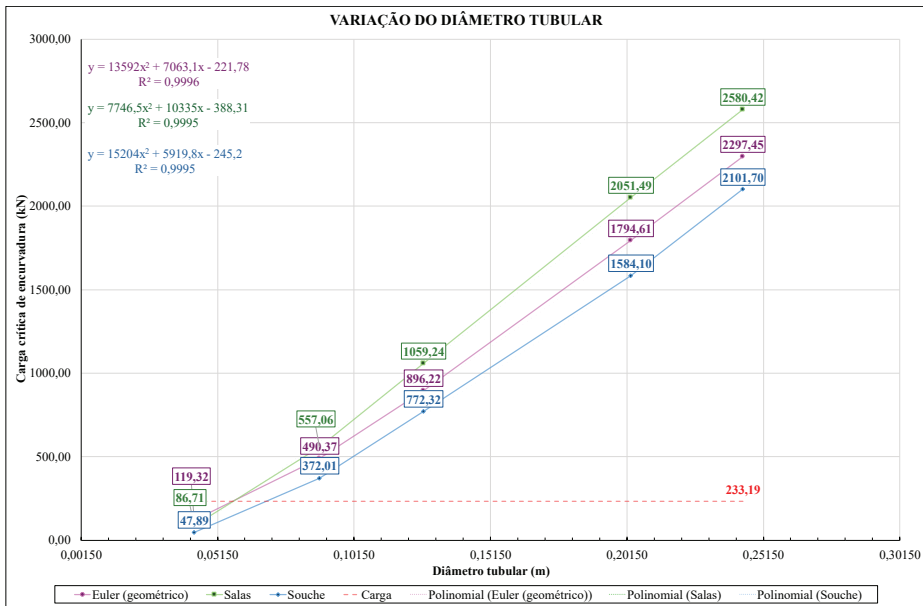


Fig. 9 – Variação do diâmetro tubular – Capacidade de carga.

A análise gráfica indica que, a partir do diâmetro de 60,3 mm, os métodos de Salas (1980) e Euler (1938) já superam a carga de referência da estrutura (233,19 kN). Para o método de Souche (1984), esse mesmo critério é atendido apenas a partir de 73,0 mm. A partir desses valores, verifica-se um crescimento mais acentuado das cargas críticas. À primeira vista, as curvas apresentam uma proximidade maior, nota-se que os métodos divergem progressivamente com o aumento do diâmetro, efeito suavizado pela escala do gráfico. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 8,60% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980). Já o método de Salas (1980) difere em 17,50% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 14,91% em relação a Euler (1938).

Com o objetivo de complementar as análises anteriores, a Figura 10 apresenta a evolução da tensão de compressão no aço em função do aumento do diâmetro tubular, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se no gráfico um comportamento hiperbólico/decaimento exponencial e é representado por funções potenciais negativas, associado ao aumento da rigidez da seção transversal, o que reduz progressivamente as tensões atuantes no

material com o incremento do diâmetro. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados nos diferentes métodos de verificação são coincidentes, o que evidencia a convergência dos resultados obtidos entre as metodologias utilizadas.

Nota-se que a variação da espessura tubular impacta a carga crítica de encurvadura com comportamento crescente de forma visivelmente com um espectro próximo ao linear. Entretanto, as equações polinomiais de 2º grau forneceram um coeficiente de determinação igual a 1 para o método de Salas (1980) e valores muito aproximados para os demais métodos. Conforme ilustrado na Figura 11, novamente o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação da espessura, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Em contrapartida, os métodos de Euler (1938) e de Souche (1984) apresentam comportamentos similares, com trajetórias paralelas e crescimento proporcional à espessura.

Ao interpretar o gráfico, é visível que logo no início a partir de 3,00 mm de espessura, os métodos de Salas (1980) e Euler (1938) já superam a carga de referência da estrutura (233,19 kN). Para o método de Souche (1984), é atendido aproximadamente por volta de 4,00 mm. A partir desses valores, verifica-se um crescimento linear mais discrepante das cargas críticas. Ainda se nota que a tendência é o distanciamento da carga crítica de Salas (1980) em relação aos outros dois métodos. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 8,62% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980), com essa divergência se ampliando à medida que a espessura aumenta. Já o método de Salas (1980) difere em 20,73% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 13,51% em relação a Euler (1938). A diferença entre os métodos de Euler (1938) e Souche (1984) tende a reduzir conforme a espessura aumenta, indicando uma convergência de resultados em seções mais robustas.

Fomentando as análises anteriores, a Figura 12 apresenta a evolução da tensão de compressão no aço em função do aumento da espessura, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se no gráfico um comportamento hiperbólico ou um decaimento exponencial suavizado, devido ao aumento da rigidez da seção transversal. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados nos diferentes métodos de verificação são coincidentes, o que evidencia a convergência dos resultados obtidos entre as metodologias utilizadas, o mesmo fato evidenciado na análise dos diâmetros tubulares.

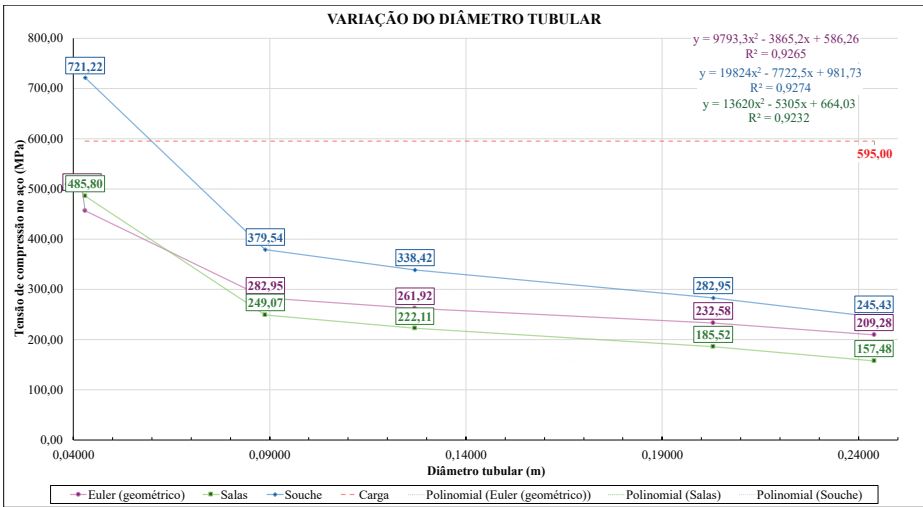


Fig. 10 – Variação do diâmetro tubular – Tensão de compressão no aço.

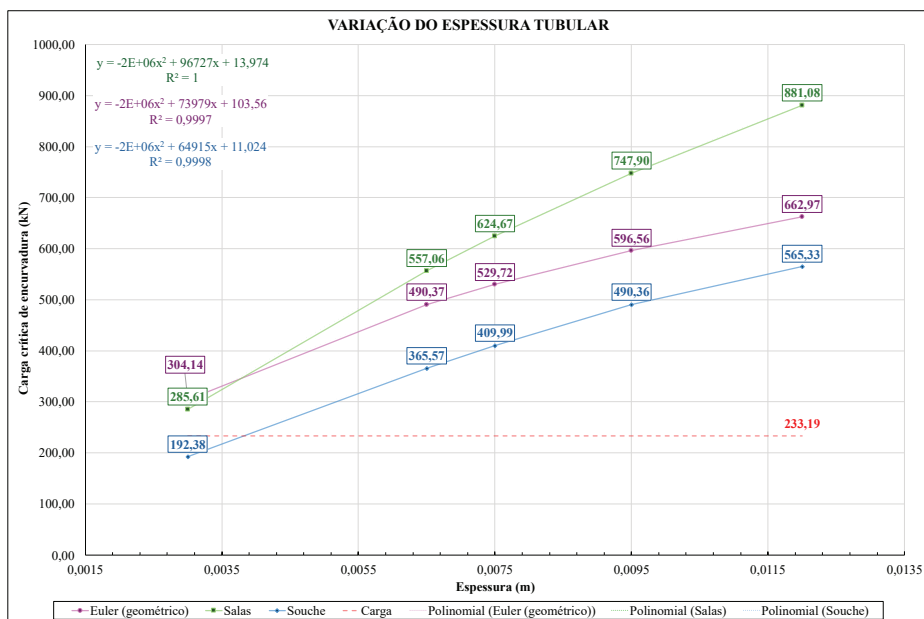


Fig. 11 – Variação da espessura tubular – Capacidade de carga.

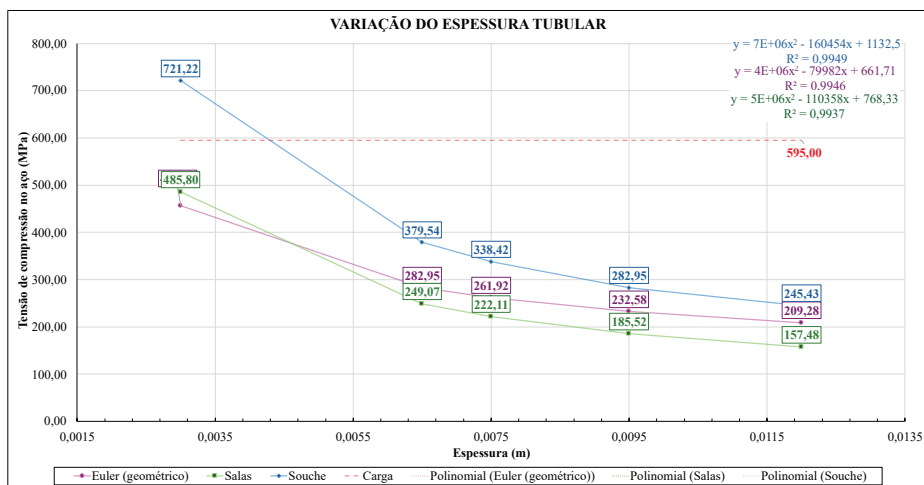


Fig. 12 – Variação da espessura tubular – Tensão de compressão no aço.

Verifica-se que a variação do comprimento livre impacta a carga crítica de encurvadura com comportamento decrescente de diferentes formas nos métodos. Os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) ajustaram-se melhor a equações polinomiais (de segundo e terceiro grau, respetivamente), enquanto o método geométrico de Euler (1938), apesar de responder bem a um modelo linear, apresentou maior precisão quando ajustado por uma equação de segundo grau. Conforme ilustrado na Figura 13, novamente o método de Salas (1980) se mostra mais sensível à variação do comprimento livre, com maior incremento da carga crítica em relação às demais abordagens. Em contrapartida, o método de Euler (geométrico) não tem uma variação significativa quando comparado com os outros métodos.

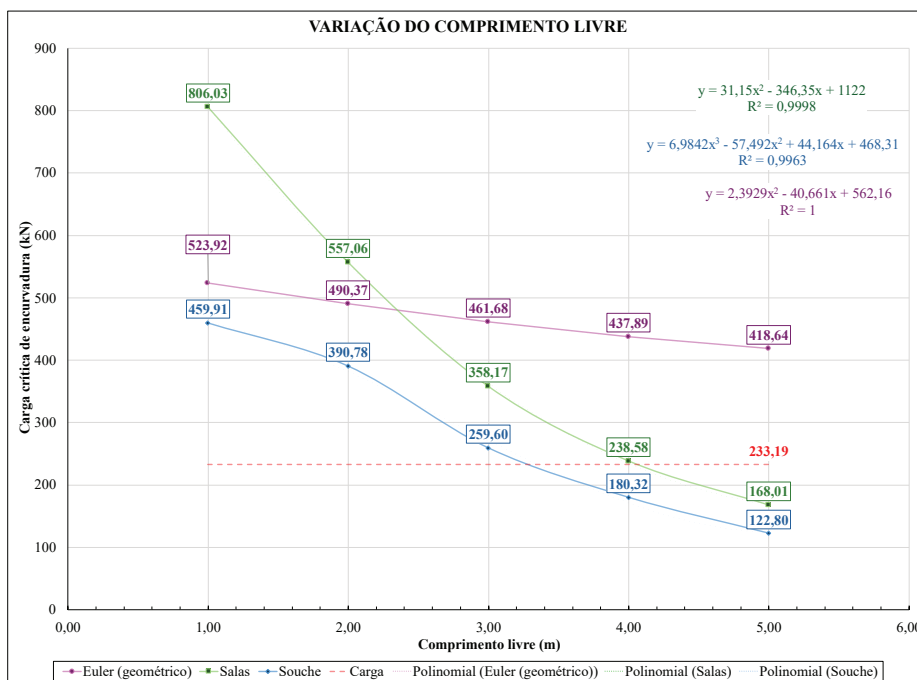


Fig. 13 – Variação do comprimento livre – Capacidade de carga.

O gráfico também revela que apenas o método geométrico de Euler (1938) não ultrapassou a barreira da carga de referência das ações majoradas (233,19 kN). Por outro lado, os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) atingem valores inferiores à carga de referência nos comprimentos de aproximadamente 4,05 m e 3,23 m, respetivamente, indicando risco de instabilidade estrutural a partir desses pontos. Nota-se ainda que a proximidade entre os métodos é limitada, com exceção de dois casos específicos: Souche (1984) e Euler (1938) para 1,0 m, e Salas (1980) e Souche (1984) para 5,0 m de comprimento livre. Nos demais pontos, observa-se divergência crescente. Em termos de comparação quantitativa, o método de Euler (1938) apresenta, em média, 22,48% de diferença relativa em relação ao método de Salas (1980), com essa divergência se ampliando à medida que a espessura aumenta. Já o método de Salas (1980) difere em 18,06% do método de Souche (1984), enquanto Souche (1984) difere 28,43% em relação a Euler (1938).

Em relação a tensão de compressão no aço, a Figura 14 apresenta a evolução em função do aumento do comprimento livre, comparando-se os valores obtidos com a resistência característica do aço utilizado. Observa-se que os métodos de Salas (1980) e Souche (1984) exibem curvas com comportamento parabólico crescente, evidenciando o aumento significativo da tensão atuante com o alongamento do elemento livre. Esse comportamento está diretamente associado à redução da rigidez da seção efetiva diante do aumento da esbelteza. Por outro lado, o método de Euler (1938) apresenta tendência aproximadamente linear, com variação mais moderada. Além disso, nota-se que os limites de segurança adotados são coincidentes entre os métodos, demonstrando convergência entre os critérios de verificação, especialmente nas faixas críticas. Tal comportamento também foi observado previamente na análise dos diâmetros tubulares, reforçando a consistência das abordagens adotadas.

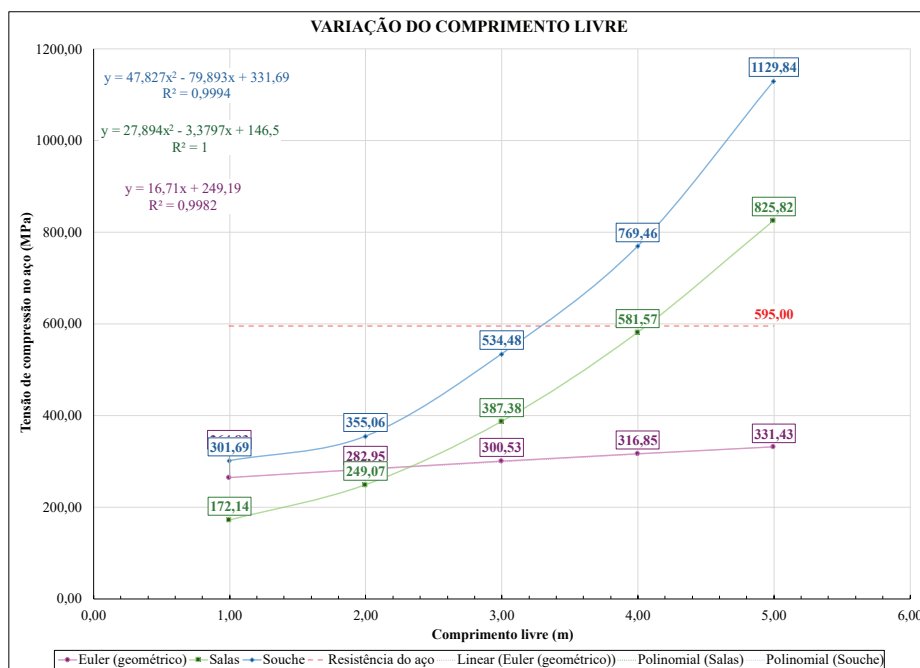


Fig. 14 – Variação do comprimento livre – Tensão de compressão no aço.

Conforme pode ser visualizado na Figura 15, diferentemente da análise estrutural, todos os métodos se comportam de maneira linear com a variação do diâmetro de perfuração, os métodos destacados pela cor azul são destinados para dimensionar microestacas, a cor verde indica as teorias para as ancoragens e por fim, a cor roxa remete aos métodos para estacas convencionais. O método de Aoki e Velloso (1975) demonstrou ser o método mais sensível, apresentando uma diferença percentual de 223,66% entre a resistência total com diâmetro 120 mm e 280 mm. Seguido pelo método de Décourt e Quaresma (1978) com 149,61%. O método que menos teve variação foi o método de Lizzi (1982) com 83,98%, apesar do método Bowles (1996) apresentar baixa resistência total da raiz da microestaca. Para essa primeira verificação nota-se que os métodos destinados para estacas convencionais foram mais impactados.

Conforme pode ser observado na Figura 16, paralelamente a análise do diâmetro de perfuração, a variação do comprimento da raiz também apresenta um comportamento linear no crescimento da resistência total da microestaca em todos os métodos. Visualmente, o método de Bustamente e Doix (1985) destaca por apresentar inicialmente um valor de resistência muito elevado, mas dessa vez, o método de Bowles (1996) foi o mais sensível quando comparado o valor inicial com o final, a diferença foi de 71,73%. Destacando também o método de Bustamente e Doix (1985) que ficou com 40,00%. Os métodos de Littlejohn e Bruce (1975) e Lizzi (1982) apresentaram 30,77%. Por fim, o método de Aoki e Velloso (1975) tiveram a menor sensibilidade, com 24,71%. Em média, para esse cenário os métodos mais impactados foram os destinados ao dimensionamento de ancoragens.

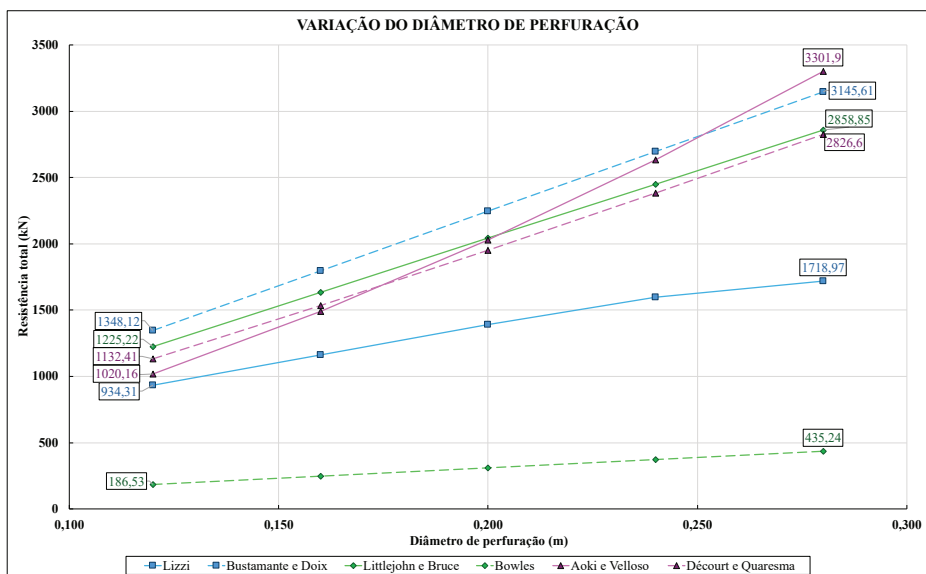


Fig. 15 – Variação do diâmetro de perfuração.

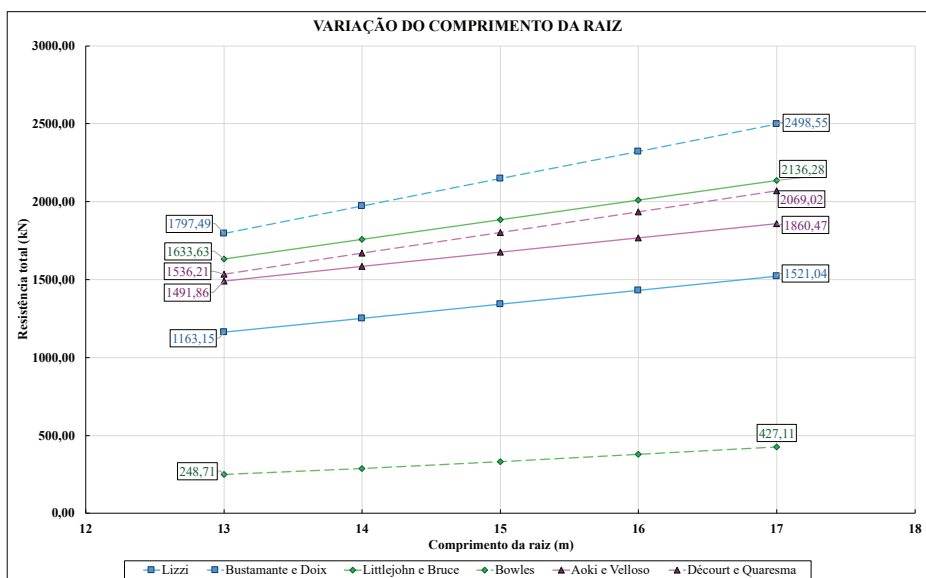


Fig. 16 – Variação do comprimento da raiz.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A abordagem adotada no presente artigo permitiu uma análise crítica e integrada dos métodos de dimensionamento estrutural e geotécnico, pois considerou a variação de parâmetros geométricos essenciais como diâmetro de perfuração, espessura da armadura e comprimento livre. A proposta de avaliar, de forma comparativa, diferentes metodologias consolidadas na literatura técnica e normativa, contribuiu para identificar padrões de resposta e divergências entre cada critério, tanto

sob a ótica da estabilidade estrutural quanto da capacidade de suporte do solo. Todos os métodos apresentados, envolvem a encurvadura da armadura tubular e dependem do momento de inércia do tubo do aço e do módulo de elasticidade. A principal diferença entre eles está na forma de considerar o comprimento efetivo e o nível de restrição do encabeçamento da microestaca. Os métodos de Jimenez Salas (1980) e Pierre Souche (1984) utilizam fatores modificadores, o primeiro citado utiliza coeficiente f que relaciona os solos e fator A que determina a condição de contorno na cabeça da microestaca. Por sua vez, Souche (1984) utiliza a variável m que se refere ao número de meia onda/número de encurvadura do elemento estrutural, e w que correlaciona o comprimento total com o comprimento livre. O método geométrico de Euler não utiliza fatores, mas considera a interação aço + calda (seção mista), sendo o mais completo nesse sentido. Como pôde ser percebido, elas possuem uma base da carga crítica de Euler, entretanto foram adaptadas pelos autores.

Na primeira abordagem do estudo paramétrico, os diâmetros tubulares apresentaram um comportamento linear da curva, o motivo é a variação do momento de inércia. O parâmetro de análise também influencia no denominador da fórmula de Jimenez Salas (1980), ao alterar o valor do comprimento da extremidade fictícia L_{ef} , devido a essa ocorrência o método é o mais sensível quando comparado aos outros, que mantém o comprimento efetivo constante. Os métodos de Pierre Souche (1984) e geométrico de Euler (1938) se aproximam. Na segunda abordagem, as espessuras tubulares, elas tiveram um comportamento bem representado por uma equação negativa do 2º grau. Devido a esse comportamento com tendência decrescente pode se dizer que a espessura tem menos impacto nos métodos. Pelo mesmo motivo do diâmetro, o método de Salas (1980) é o mais sensível, assim como procede as mesmas informações para os outros dois métodos.

Finalizando o escopo estrutural da microestaca, o último estudo paramétrico sobre o comprimento livre, observa-se a diferença entre os métodos. O método geométrico de Euler (1938) utiliza o comprimento livre mais a metade do comprimento da raiz da microestaca. O método de Salas (1980) adota o comprimento livre mais o comprimento da extremidade fictícia, enquanto o método de Souche (1984), conforme a referência utilizada na dissertação, considera o comprimento total da microestaca. Isso justifica a divergência dos métodos. Primeiro, analisando o método mais sensível a variação, Salas (1980), o comprimento da extremidade fictícia é um valor pequeno, resultando em cargas críticas mais altas, o método não considera a rigidez de Winkler em sua fórmula, mas sim um encastramento simulado por meio do módulo de elasticidade da primeira camada de solo e a camada da ponta da microestaca. Já o método de Souche (1984) considera a rigidez de Winkler para determinar o número de meias ondas, além disso o comprimento total da microestaca reduz os valores da carga crítica. O método de Euler (1938) considera uma seção acoplada (calda + aço), sendo assim a rigidez é maior do que os outros métodos, logo ele é o menos sensível a variação.

Em relação à capacidade geotécnica os resultados foram mais diretos, para o diâmetro de perfuração, o método mais sensível foi Aoki e Velloso (1975) e o que teve menos variação na resistência total foi o método de Lizzi (1982). O outro método destinado a estacas convencionais também sofreu uma variação maior, como Décourt e Quaresma (1978). A justificativa para esse cenário é devida aos fatores específicos de cada formulação. O método de Aoki e Velloso (1975), por exemplo, considera a parcela da resistência de ponta R_p , que por sua vez adota um coeficiente em razão do atrito K mais elevado para areias, além disso o número de pancadas N_{SP} que o método considera também impacta na R_p . Sendo assim, aumentando o diâmetro, consequentemente a área da ponta é incrementada aumentando a resistência total da microestaca. Essa afirmativa é válida para todos os métodos que consideram R_p , como pode ser observado nos resultados. Por outro lado, originalmente o método de Lizzi (1982) adota apenas a resistência lateral R_L , e ainda possui um coeficiente de ajuste do diâmetro de perfuração J , o que favorece na redução dos resultados obtidos, quanto maior o diâmetro de perfuração, maior é o coeficiente de ajuste.

O último estudo paramétrico foi em relação ao comprimento da raiz. Assim como na análise anterior o comportamento da variação também foi completamente linear. Nesse caso, o método de

Bowles (1996) teve uma variação maior do que os outros. A principal justificativa para esse fato é a presença dos parâmetros de resistência do solo e o peso específico, que influenciam no empuxo do solo em repouso e na tensão geostática vertical ao longo do fuste, respectivamente. Em seu livro Bowles ao introduzir a fórmula de sua teoria utiliza um solo extremamente coesivo, configurando em uma resistência lateral alta, o método é muito eficiente em solos coesivos e com parâmetros de resistência bem definidos. Além disso, com o aumento do comprimento da raiz, tem-se o aumento da tensão vertical, que impacta diretamente na resistência final da raiz. Em contrapartida, os demais métodos consideram o atrito superficial pré definido por meio de ábacos ou quadros. Vale destacar que os métodos que não consideram uma análise por camada – Lizzi (1982) e Littlejohn e Bruce (1975), tiveram uma variação menor, com exceção de Aoki e Velloso (1975), que considera análise por camada de solo, mas teve uma variação menor devido a um coeficiente de correção F_2 .

Conclui-se, portanto, a análise paramétrica conduzida permitiu identificar os limites de aplicabilidade de cada método. Conforme visualizado no presente artigo, é possível aplicar os diferentes métodos de dimensionamento no contexto da microestaca. Isso é importante devido a disponibilidade de informações a respeito dos materiais e condições geológico-geotécnicas de cada local. O método de Aoki e Velloso (1975) pode ser muito eficiente se desconsiderar a resistência de ponta, pelo fato dos autores fornecerem diversos dados geotécnicos. No entanto, sempre que possível, o ideal é utilizar os métodos destinados para as microestacas. Dando destaque para o modelo proposto por Bustamente e Doix (1985) que permite o ajuste do atrito superficial lateral com base no tipo de injeção pretendida e tipo de solo.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Instituto Politécnico de Bragança (IPB) e ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) pelo suporte técnico e acadêmico. Agradecimentos especiais são dirigidos aos orientadores e colaboradores que contribuíram com sugestões e revisões durante a elaboração do trabalho.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2014). NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto: Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Afonso, A. F.; Paula, A. M.; Braz César, M. (2016). *Correlações entre resultados de ensaios de penetração dinâmica (DP) com o ensaio Standard Penetration Test (SPT)*. Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal.
- Alonso, U. R. (2016). *Estacas raiz e escavadas com injeção ou microestacas*. In: Hachich, W. et al. (orgs.). *Fundações: Teoria e prática*, 3ª ed., pp. 362–370, Editora Pini, São Paulo, SP, Brasil.
- Antunes, T. R. S. (2012). *Reabilitação de fundações de edifícios antigos com microestacas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Buenos Aires, Argentina.
- Barbosa, Y. (2019). *Microestaca injetada instrumentada: Avaliação do comportamento sob prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico*. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

- Bowles, Joseph E. (1996). *Foundation analysis and design (5th ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Brito, J. (2000). *Tipologia de estacas*. In: Curso Fundec – Execução de Estacas, Lisboa, Portugal.
- Bustamante, M.; Doix, B. (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 140.
- Cabral, D. A. (1986). *O uso de estacas raiz como fundação de obras normais*. In: 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. 6, pp. 71–82, Porto Alegre, RS, Brasil.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: Projeto geotécnico*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Davisson, M. T.; Robinson, K. E. (1965). *Bending and buckling of partially embedded piles*. In: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas: Estacas*. In: Hachich, W. et al. (orgs.). Fundações: Teoria e prática, pp. 265–301, Editora Pini, São Paulo, SP, Brasil.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. 1, pp. 45–54, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Fantine, J. C.; Aoki, N.; Cintra, J. C. A. (2000). *Fundações: Ensaaios estáticos e dinâmicos*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.
- Fauzi, H. J.; Hamuda, S. S.; Aldawi, M. (2020). *Correlation between the Standard Penetration Test and the Dynamic Cone Penetration Test for sandy soil*. In: GeoVirtual 2020 – Canadian Geotechnical Conference, 14–16 set. 2020 (evento online). Canadian Geotechnical Society, Canadá.
- FHWA (2005). *Micropile design and construction guidelines – Implementation manual*. Federal Highway Administration, Washington, D.C., EUA. (FHWA-NHI-05-039).
- FOREVER (2005). *Synthèse des résultats et recommandations*. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Francisco, R. (2007). *Caracterização técnica e económica de diferentes tipos de fundações profundas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Godoy, L. G. (1972). *Fundações*. Notas de aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, Brasil.
- Gonçalves, J. (2010). *Influência da esbelteza no comportamento de microestacas*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.
- Imai, T.; Tonouchi, K. (1982). *Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus*. In: *European Symposium on Penetration Testing*, 2. Amsterdam.
- Lima, L. C. (2008). *Análise de provas de carga realizadas em microestacas utilizadas no reforço das fundações de uma ponte histórica do Recife-PE*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, Brasil.
- Littlejohn, G. S.; Bruce, D. A. (1975). *Rock anchors – State of the art. Part 1. Design*. Ground Engineering, 8 (4).

- Lizzi, F. (1982). *The Pali Radice (root piles)*. In: Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Tailândia.
- Macnab, A. (2002). *Earth retention systems handbook*. London: Thomas Telford Publishing.
- Ministério de Fomento (2005). *Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. Dirección General de Carreteras, Espanha.
- NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1993-1-1 (2005). *Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- NP EN 14199 (2015). *Execução de trabalhos geotécnicos especiais — Micropilares*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- Peck, R. B.; Hanson, W. E.; Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering (2nd ed.)*. Wiley, New York, EUA.
- Pereira, A. B.; Porto, T. B.; Gomes, R. C.; Santos, R. L. R.; Rabelo, J. M. G. (2020). *Análise de desempenho de métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga geotécnica aplicados a estacas pré-moldadas de concreto assentes em argila arenosa*. Brazilian Journal of Development, 6 (2), pp. 5948–5976. <https://doi.org/10.34117/bjdv6n2-049>
- Jiménez-Salas, J. A.; et al. (1980). *Geotecnia y cimientos III: Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia – Primera parte*. Editorial Rueda, Madrid, Espanha.
- Souche, P. (1984). *Étude du flambement de pieux partiellement immergés dans un milieu offrant latéralement une réaction élastique pure*. Annales de l'I.T.B.T.P., n. 423, pp. 38–60.
- Stroud, M. (1988). *The SPT: Application and interpretation*. In: Penetration Testing in the UK. Proceedings of the Conference, Birmingham, 1988. London: Thomas Telford, 1988. In: Abuseriya, Abdelrahman S.; Osman, Bashir H. Correlation of cohesion and friction angle based on SPT-N values: a comprehensive review. Civil Engineering Beyond Limits, 2. <https://doi.org/10.36937/cebel.2023.1821>
- Teixeira, A. C. C. L. (2014). *Dimensionamento de microestacas de acordo com os Eurocódigos 7 e 3*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Timoshenko, S. P.; Gere, J. M. (1985). *Theory of elastic stability (2nd ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Timoshenko, S. P.; Goodier, J. N. (1970). *Theory of elasticity (3rd ed.)*. McGraw-Hill, New York, EUA (Publicação original em 1938).
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Dominicus, Praga, Império Austro-Húngaro. Reproduzido em: Youssef, E. (2010). *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Tese de Doutorado. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França.
- Wolf, T. F. (1989). *Pile capacity prediction using parameter functions*. In: American Society of Civil Engineers. Geotechnical special publication, 23, New York, ASCE, pp. 96 - 107.
- Youssef, E. (2010). *Étude théorique et expérimentale du flambement des pieux*. Tese de Doutorado, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, França.

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO A LONGO PRAZO DE SOLUÇÕES FERROVIÁRIAS INOVADORAS

Assessment of the long-term dynamic behaviour of innovative railway track solutions

Ana Ramos^{a,c}, António Gomes Correia^b, Rui Calçada^a

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

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

^c GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Porto, Portugal.

RESUMO – Este trabalho contribui para a compreensão do comportamento dinâmico a curto e a longo prazo das vias-férreas, em geral, e das zonas de transição em particular, recorrendo a uma abordagem inovadora e integrada. Numa primeira fase, é apresentada uma comparação entre o desempenho a curto e a longo prazo da via balastrada e via em laje. As tensões no solo de fundação e a respetiva deformação permanente são comparadas e avaliadas através dos índices *SAF* e *PDAF*, respetivamente. Posteriormente, os deslocamentos das vias em laje e com balastro foram medidos experimentalmente em ambiente laboratorial ao longo de mais de três milhões de ciclos, resultantes da simulação da passagem de comboios. Foram calibrados dois modelos tridimensionais e um modelo de deformação permanente, de modo a reproduzir numericamente os ensaios laboratoriais. Com base nessa calibração, é apresentada a análise do desempenho da via a curto e a longo prazo de uma zona de transição entre um aterro e um túnel, considerando a via em laje como sistema de via.

ABSTRACT – This work provides insight into the understanding of the short and long term dynamic behaviour of the railway tracks and the transition zones using an innovator and integrated approach. Firstly, a comparison between the short and long-term performance of the ballasted and ballastless tracks is presented. The subgrade stresses and permanent deformation are compared and evaluated through the *SAF* and *PDAF*, respectively. Posteriorly, the slab and ballasted tracks' displacements were measured experimentally in the laboratory over more than three million cycles from the simulation of the train passage. Two 3D models and the permanent deformation model were calibrated to reproduce numerically the laboratory tests. From the calibration, the analysis of the short and long term performance of a transition zone between an embankment and a tunnel is presented, considering the ballastless track as the track system.

Palavras Chave – vias-férreas, zonas de transição, modelo numérico.

Keywords – railway tracks, transition zones, numerical models.

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

ORCID: orcid.org/0000-0002-8381-0126 (A. Ramos), orcid.org/0000-000 2-0103-2579 (A. Gomes Correia), orcid.org/0000-000 2-2375-7685 (R. Calçada)

1 – INTRODUÇÃO

Quer no dimensionamento de vias ferroviárias com balastro quer de vias sem balastro, o desempenho a curto e a longo prazo deve ser considerado (Indraratna et al., 2010; Kim and Sung, 2019; Sainz-Aja et al., 2020). Com efeito, uma estimativa rigorosa da magnitude dos assentamentos acumulados permite evitar um desempenho medíocre das estruturas ferroviárias (Puppala et al., 1999). Assim, apesar dos diversos estudos sobre a caracterização do solo de fundação quando sujeito a cargas cíclicas (Puppala et al., 2009; Salour and Erlingsson, 2015; Rahman and Gassman, 2019), é fundamental compreender plenamente o comportamento desta camada, mas integrado num modelo completo de via quando submetido à passagem de comboios. Com o objetivo de suportar estes estudos e respetivas conclusões, é proposta uma nova classificação geomecânica. Esta classificação integra informação relativa à classificação do solo de fundação (UIC e ASTM), ao módulo resiliente e à deformação permanente (Ramos et al., 2020b). Com base nestes pressupostos, é comparado o desempenho de uma via com balastro, de uma via em laje (sistema Rheda) e de uma via sem balastro constituída apenas pela laje de betão (não sendo considerada a camada de suporte, designada pelo sistema Rheda de HBL – *hydraulically bonded layer*). Esta comparação considera ainda os mecanismos quase-estáticos e dinâmicos e avalia os fatores de amplificação de tensões e de deformação permanente, tendo em conta diversas variáveis que podem influenciar o desempenho das estruturas ferroviárias ao nível da fundação (Ramos et al., 2021a). A partir deste estudo, o desempenho das vias com e sem balastro é avaliado com base em ensaios laboratoriais realizados à escala real, uma abordagem amplamente utilizada em trabalhos desenvolvidos por Bian et al. (2016), Čebašek et al. (2018) e Sainz-Aja et al. (2020). Os resultados experimentais são utilizados para a calibração dos modelos através de um processo inovador (Ramos et al., 2021b), o que só é possível devido à geração de uma quantidade significativa de dados, resultante da atuação de três milhões de ciclos de carregamento sobre a estrutura. Com base nas propriedades calibradas, a mesma via sem balastro foi analisada no contexto das zonas de transição. O seu desempenho foi estudado detalhadamente através da análise de deslocamentos, acelerações e tensões. É proposta uma nova metodologia híbrida para a avaliação do desempenho a longo prazo da via e para a previsão da sua degradação. O principal objetivo desta investigação é contribuir para um conhecimento mais aprofundado do comportamento a longo prazo das vias ferroviárias, em particular nas zonas de transição, melhorando o dimensionamento das infraestruturas e contribuindo para uma gestão mais eficiente dos ativos ferroviários.

2 – MODELOS MECANÍSTICO-EMPÍRICOS DE MÓDULO RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DA CAMADA DE FUNDAÇÃO: ENSAIOS LABORATORIAIS, MODELAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

Tipicamente, a fundação de uma via ferroviária é constituída por geomateriais e apresenta dois tipos de deformação quando submetida a cargas cíclicas: deformações recuperáveis (ou reversíveis) e deformações permanentes (ou plásticas), as quais assumem particular relevância no desempenho a longo prazo da subestrutura (todos os elementos da via-férrea que se encontram geometricamente abaixo do balastro).

Estas deformações podem ser caracterizadas através de modelos elastoplásticos, da teoria do *shakedown* e/ou de modelos mecanístico-empíricos (Ramos et al., 2020b). Na presente análise, é dada maior ênfase a estes últimos. Com o objetivo de compreender de que forma os modelos utilizados para caracterizar o módulo resiliente (M_r) e a deformação permanente (ε_p) diferem entre si, quer em termos de formulação, quer quanto à relevância de determinadas variáveis incluídas no modelo matemático, foi realizado um estudo paramétrico. Este estudo inclui comparações entre alguns modelos selecionados, baseados em diferentes materiais com distintas classificações (UIC e ASTM), propriedades, granulometria e estados físicos. Esta comparação permite estimar M_r e a deformação permanente, bem como classificar os materiais de acordo com o módulo previsto, os

valores de deformação e a classificação do solo, constituindo uma ferramenta útil para o dimensionamento de estruturas ferroviárias. Assim, no estudo do módulo resiliente foram testados sete modelos e quatro materiais (dois solos granulares e dois solos finos). Relativamente à deformação permanente, foram analisados três modelos e seis materiais (areia, silte, areia siltosa — com 42,2% e 27,4% de finos — e areias bem graduadas e mal graduadas). Os materiais foram selecionados de forma a abranger um amplo intervalo de propriedades e classificações. Com base no estudo paramétrico, foi selecionado um modelo para a caracterização do módulo resiliente (equação 1 — modelo MEPDG desenvolvido por Ara e Division (2004), de carácter universal, aplicável a solos finos e granulares) e um modelo para a deformação permanente (equação 2 — modelo desenvolvido por Chen et al. (2014), que considera a influência do estado de tensão, do estado inicial de tensão e do critério de cedência). A partir desta seleção, os materiais foram classificados em termos de M_r e deformação permanente e, com base nessa classificação, foi proposta uma nova classificação geomecânica (Gomes Correia e Ramos, 2021), conforme ilustrado na Figura 1. Este trabalho permite compreender quais são os valores aceitáveis da deformação permanente e do módulo resiliente de acordo com o tipo de material e a sua classificação. Neste caso particular, foi utilizada a classificação da UIC que divide os materiais em QS1, QS2 e QS3 de acordo com a sua granulometria, ensaios de CBR, entre outros ensaios/propriedades. Os materiais classificados como QS0 foram excluídos, uma vez que a sua aplicação na ferrovia só é aceitável considerando tratamentos adicionais com cal ou cimento. A partir desta classificação, foi determinada a deformação permanente e Módulo Resiliente de cada material testado e foram definidos intervalos de forma a perceber os limites de cada classificação/material.

$$M_r = k_1 p_0 \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0} + 1 \right)^{k_3} \quad (1)$$

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

onde M_r corresponde ao módulo resiliente, k_1 , k_2 e k_3 são parâmetros/constantes dependentes do estado do material, τ_{oct} é a tensão de corte octaédrica, θ é a soma das tensões principais e p_0 ou p_a (dependendo do autor) é a pressão atmosférica. Acrescenta-se, ainda que ε_p^l corresponde à deformação permanente, N é número de ciclos de carga, ε^{p0} , B e α são parâmetros do modelo, p_{am} e q_{am} são a tensão média e de desvio induzido pela passagem do comboio, p_{ini} e q_{ini} são a tensão média e de desvio iniciais e s e m são os parâmetros usados para definir o critério de rotura $q=s+mp$.

Os resultados apresentados na Figura 1 mostram que foi obtido um intervalo significativo de valores para cada classificação. Tal deve-se à natureza mineralógica e às propriedades físicas de cada material. Os materiais classificados como QS1 dependem das características de plasticidade e do índice de consistência (bem como da percentagem de finos), podendo ter um impacto significativo na ε_p e M_r . Os materiais classificados como QS2 e QS3 dependem do tipo de material (areia ou cascalho), bem como da sua granulometria (bem ou mal graduada). Adicionalmente, a percentagem de finos (nos materiais bem graduados) pode também influenciar a resposta do material.

Neste sentido, a classificação geomecânica proposta permite compreender de forma inequívoca, a partir da caracterização dos materiais (M_r e ε_p) e classificação dos mesmos (Qsi) (associada também à respetiva classificação da plataforma da via), a influência que as deformações elástica e plástica dos geomateriais podem ter no comportamento a curto e longo prazo da via do ponto de vista estrutural e geotécnico. Essa avaliação e impacto das deformações são apresentados ao longo do presente documento.

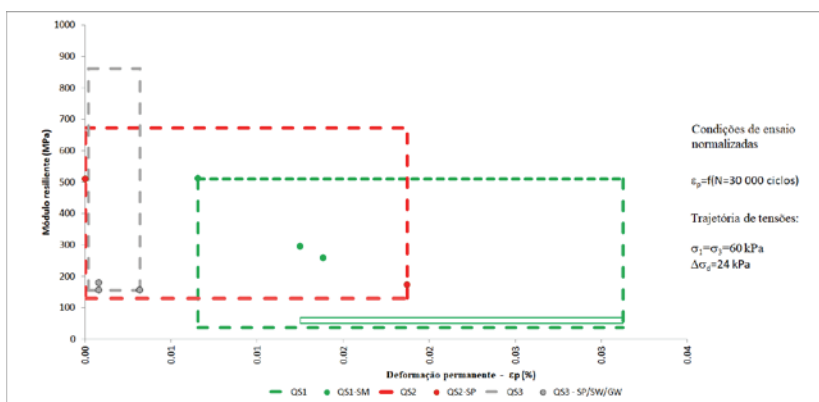


Fig. 1 – Classificação geomecânica com base no módulo resiliente e deformação permanente.

3 – MODELAÇÃO DOS MECANISMOS QUASE-ESTÁTICOS E DINÂMICOS DAS VIAS COM BALASTRO E SEM BALASTRO

As vias ferroviárias com balastro e sem balastro apresentam algumas semelhanças, mas também diferenças importantes em termos de materiais, rigidez, ruído gerado, entre outros aspetos. Este estudo analisa detalhadamente o desempenho da via com balastro, da via sem balastro (sistema *Rheda*) e de uma via sem balastro otimizada, constituída apenas pela laje de betão (sendo omitidas as camadas de suporte designadas de *HBL* no sistema *Rheda*; trata-se de uma sugestão e um estudo preliminar com base em modelação numérica, uma vez que esta poderá ser uma solução mais económica que a original. As conclusões obtidas relativamente à via sem balastro otimizada podem ser utilizadas como orientação para futuras otimizações da estrutura de via sem balastro em determinadas situações. Os modelos numéricos são apresentados na Figura 2.

As análises foram realizadas na camada de fundação e no elemento 1 (e respetivo alinhamento) representado na Figura 2. Em termos de geometria, a travessa da via balastrada apresenta uma espessura de 0,22 m, enquanto as camadas de balastro e de sub-balastro apresentam uma espessura de 0,35 m e 0,55 m, respetivamente. No caso do balastro, a espessura foi medida a partir da base da travessa. No caso das vias sem balastro, a laje de betão, a camada de suporte (*HBL*) e a camada *FPL* (*frost protection layer*) apresentam uma espessura de 0,24 m, 0,30 m e 0,50 m, respetivamente. No caso da via sem balastro (sistema *Rheda*), assume-se que a camada *FPL* está totalmente integrada na fundação e apresenta o mesmo valor de rigidez da fundação. Esta simplificação revelou-se muito útil para a realização dos cálculos, nomeadamente no que respeita ao desempenho a longo prazo. Nesta análise, as tensões iniciais foram obtidas considerando um estado de tensões isotrópico ($K_0 = 1$) e, conforme ilustrado na Figura 2, a modelação considera as condições de simetria do problema. Os materiais foram modelados no domínio elástico linear (Ramos et al., 2020a). Os valores adotados são apresentados no Quadro 1.

Assim, o desempenho das vias com e sem balastro, em termos de tensões e deformações permanentes, é comparado e quantificado através de um fator de amplificação inovador, definido pela relação entre os mecanismos dinâmicos e quase-estáticos: *SAF* (*stress amplification factor* – fator de amplificação da tensão) e *PDAF* (*permanent deformation amplification factor* – fator de amplificação da deformação permanente). Este estudo foi desenvolvido através de uma metodologia híbrida que integra a simulação numérica e a análise de mais de 60 casos de estudo, utilizando a abordagem FEM-PML 2.5D (Ramos et al., 2021a) (no domínio da frequência), a qual permite obter de forma expedita os níveis de tensão na fundação de cada estrutura ferroviária. A abordagem 2.5D é uma solução tridimensional obtida através da discretização numérica em FEM da secção transversal invariante combinada com a transforação de *Fourier* do domínio do longo da direção

longitudinal. PML ou *Perfectly Matched Layers* (camadas de correspondência perfeita) correspondem às fronteiras artificiais que permitem absorver as ondas que nela incidem e garantem que não há reflexão das mesmas quando estas atingem as fronteiras. É importante referir que, pelo facto de considerar uma secção invariante, esta abordagem numérica não permite modelar zonas de transição. A partir dos resultados das tensões, o desempenho a longo prazo foi analisado através da implementação do modelo empírico de deformação permanente descrito na Equação 2. Os resultados ao nível do comportamento a longo prazo são apresentados em termos de deformações permanentes acumuladas.

Quadro 1 – Características dos materiais.

Elementos	M_r (MPa)	ν	ξ	ρ (kg/m³)
Travessas (via balastrada)	30000	0,20	0,010	1833,3
Balastro	97	0,12	0,061	1591,0
Sub-balastro	212	0,30	0,054	1913,0
Laje de betão	34000	0,30	0,030	2040,0
HBL	10000	0,20	0,030	2500,0
FPL*	120	0,20	0,030	2500,0
Fundação*	120	0,30	0,030	2040,0

M_r = Módulo Resiliente; ν =coeficiente de Poisson, ξ = amortecimento e ρ =densidade

* A camada FPL e fundação são caracterizadas por um ângulo de atrito de 30° e uma coesão efetiva igual a zero

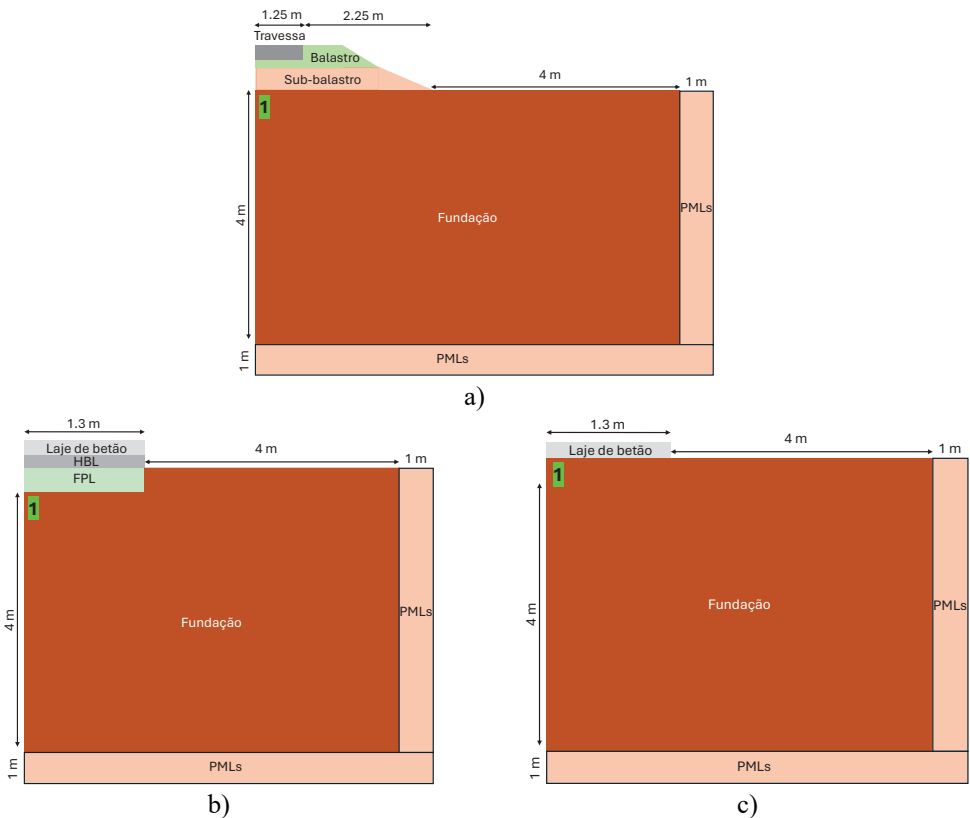


Fig. 2 – Geometria dos modelos numéricos: a) via com balastro; b) via sem balastro (sistema *Rheda*); c) via sem balastro constituída apenas por laje de betão (adaptado de Ramos et al., 2018).

A determinação destes fatores de amplificação permitiu avaliar o impacto de diferentes variáveis consideradas importantes e/ou com influência na degradação das vias ferroviárias, tais como as cargas móveis (avaliadas através da velocidade do comboio), as propriedades mecânicas da camada de fundação (rigidez e resistência) e o mecanismo dinâmico causado pelo perfil de irregularidades (definido em termos de comprimento de onda (λ) e variabilidade espacial). Os resultados mostram que a velocidade do comboio é o fator com maior influência no desempenho das estruturas ferroviárias, uma vez que provoca uma amplificação significativa dos níveis de tensão. Quando a velocidade do comboio é reduzida (entre 80 km/h e 200 km/h), as respostas quase-estática e dinâmica são praticamente coincidentes (Figura 3). No entanto, quando a velocidade aumenta e se aproxima da velocidade crítica (entre 360 km/h e 500 km/h), verifica-se um aumento significativo dos fatores *SAF* e *PDAF*, conforme ilustrado na Figura 4.

Relativamente ao desempenho da via com balastro e da via sem balastro (sistema *Rheda*), ao nível da fundação, este é muito semelhante em termos de tensões e deformação permanente. Por outro lado, a via sem balastro “otimizada” pode constituir uma alternativa ao sistema *Rheda*, uma vez que apresenta um bom desempenho global considerando todos os fatores analisados. Isto significa que os valores de *SAF* e *PDAF* são próximos de 1, conforme apresentado na Figura 5a. O principal problema está relacionado com os valores significativos da deformação permanente acumulada. Tal deve-se aos baixos valores da tensão média inicial, o que faz com que o pico de tensão esteja mais próximo do critério de cedência, induzindo maiores deformações permanentes cumulativas quando comparadas com as restantes estruturas, conforme ilustrado na Figura 5b.

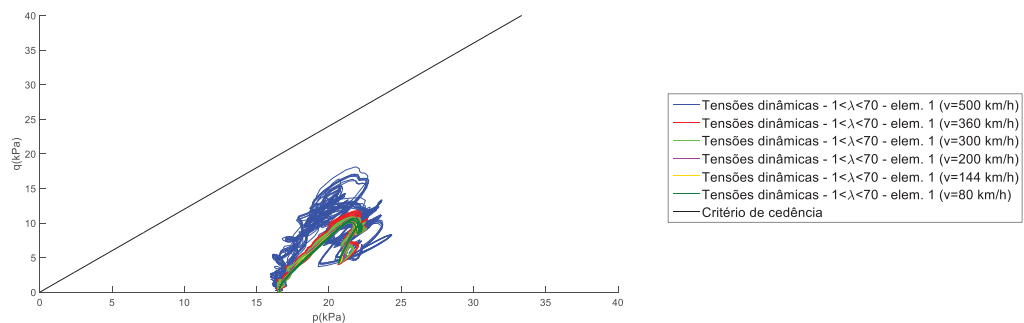


Fig. 3 – Incremento dos efeitos dinâmicos com o aumento da velocidade do comboio (sistema *Rheda*).

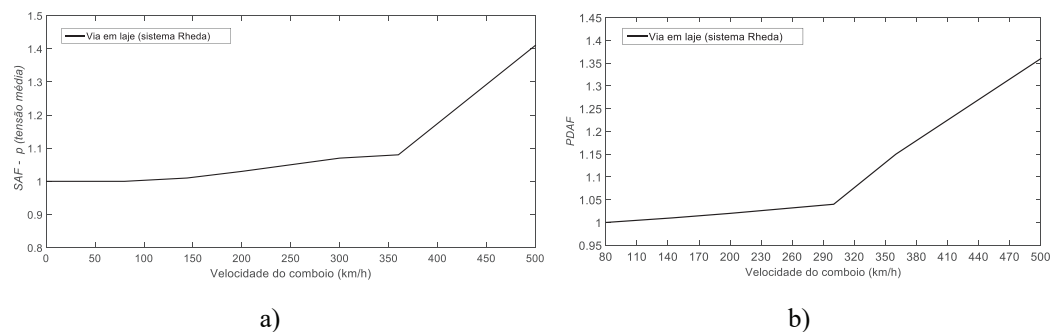
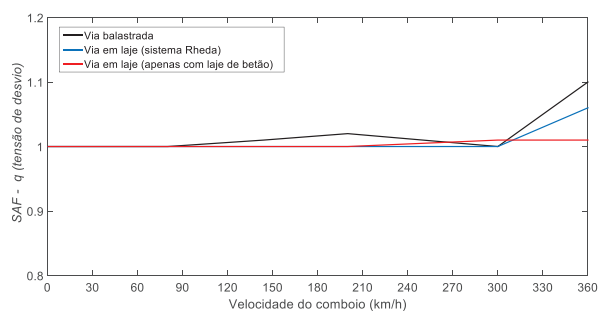
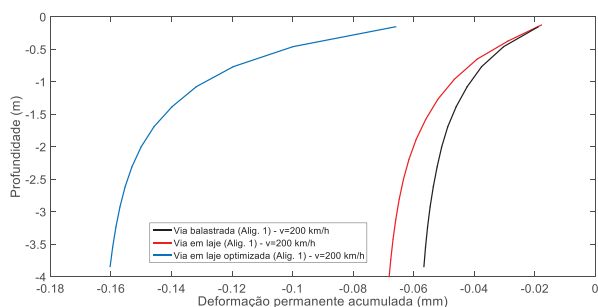


Fig. 4 – Via em laje (sistema *Rheda*): a) *SAF*- tensão média; b) *PDAF*.



a)



b)

Fig. 5 – a) Relação entre o fator *SAF* (tensão de desvio - *q*) e velocidade do comboio até 360 km/h; b) deformação permanente acumulada (*v*=200 km/h).

4 – DESEMPENHO A LONGO PRAZO DAS VIAS COM E SEM BALASTRO SOB CARREGAMENTO CÍCLICO: MODELAÇÃO FÍSICA E CALIBRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS

Com o objetivo de compreender e explorar o desempenho dinâmico das vias ferroviárias (a curto e a longo prazo), foram realizados ensaios laboratoriais à escala real considerando as vias com e sem balastro, utilizando o equipamento GRAFT-2 (Ramos et al., 2021b), que é apresentado na Figura 6. No caso da via em laje, o sistema de via ensaiado experimentalmente apresenta uma laje de betão com 0,2m de espessura, uma camada de HBL com 0,3m de espessura, uma camada de FPL com 0,4m de espessura e a camada de fundação apresenta 0,8m de espessura. No caso da via balastrada, o balastro apresenta uma espessura máxima de 0,7m, enquanto as espessuras do FPL e da fundação são iguais ao da via em laje.

O principal objetivo deste equipamento é avaliar e caracterizar não só o desempenho a curto prazo, mas também a longo prazo, simulando a passagem de comboios (anos de exploração) em apenas alguns dias de ensaio. O equipamento utiliza seis atuadores hidráulicos independentes que carregam três travessas de dimensão real nas vias com balastro e em laje, considerando a simulação de um comboio em movimento (carregamento faseado). As estruturas ferroviárias foram submetidas a ensaios estáticos e cíclicos/dinâmicos (considerando duas frequências distintas: 5,6 Hz e 2,5 Hz; a subestrutura manteve-se inalterada em ambas as frequências). A frequência de 5,6 Hz foi determinada com base numa velocidade de 300 km/h e uma distância standard entre bogies. De forma a considerar cargas por eixo superiores, foi necessário, devido à limitação do equipamento, adotar uma frequência reduzida de 2,5 Hz.



Fig. 6 – Equipamento GRAFT-2 (a ensaiar uma via balastrada).

Os assentamentos medidos foram controlados através de vários dispositivos, incluindo LVDTs, também designados por deslocamentos CH. Adicionalmente, foram instalados quatro LVDTs de alta precisão (12 mm) na laje de betão e nas travessas da via com balastro.

A via com balastro é constituída pela camada de balastro, a camada *FPL*, fundação e uma geogrelha colocada entre o balastro e a camada *FPL*. A via sem balastro é composta por uma laje de betão, uma camada fina de calda de cimento, uma camada de suporte designada por *HBL* (*hydraulically bonded layer*), sendo a subestrutura constituída pela camada *FPL* e fundação, com uma espessura total de 1,2 m. As duas estruturas foram submetidas a ensaios cíclicos através da aplicação de 3,4 milhões de ciclos de carga, o que corresponde a cerca de 5,2 anos de exploração da *West Coast Main Line* no Reino Unido (Kennedy et al., 2013). A quantidade de dados gerados em termos de deslocamentos/assentamentos ao longo dos ensaios cíclicos permitiu estudar o comportamento a longo prazo das estruturas e simular o processo de degradação das vias com e sem balastro. Importa referir que os ensaios da via com balastro foram realizados após os ensaios da via sem balastro. No caso da via com balastro, a maior parte da subestrutura permaneceu inalterada, sendo a superestrutura totalmente substituída, com exceção das palmilhas (as mesmas palmilhas foram utilizadas em ambas as vias). Este facto pode influenciar os resultados, uma vez que o solo pode já ter sofrido um aumento de rigidez e durante os ensaios anteriores na via sem balastro durante a aplicação dos ciclos de carga. Nesta medida, este aumento de rigidez pode traduzir-se numa menor propensão para o desenvolvimento da deformação permanente.

Para reproduzir numericamente, de forma rigorosa, os resultados experimentais, o processo de calibração foi dividido em duas fases: calibração a curto prazo e calibração a longo prazo. Na calibração a curto prazo Figura 7a, foram desenvolvidos dois modelos numéricos 3D utilizando elementos sólidos de oito nós. Nesta fase, as propriedades dos materiais foram calibradas através da comparação entre os deslocamentos medidos e os obtidos numericamente. Os resultados obtidos mostraram uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Nesta calibração, foram ajustados o coeficiente de Poisson e o módulo de *Young* de alguns materiais: palmilhas, balastro, camada *FPL* e fundação.

A partir da calibração a curto prazo, foi calibrado um modelo empírico de deformação permanente (descrito na equação 2) com base nas propriedades dos materiais. Os resultados mostram que as constantes do modelo empírico foram calibradas com sucesso (Figuras 7b e c). Esta calibração foi realizada utilizando o método dos mínimos quadrados e aplicando o conceito de *time hardening* (Salour and Erlingsson, 2015), de forma a ter em conta o historial de tensões a que os materiais estiveram sujeitos (principalmente no caso da camada *FPL* e da fundação). Os resultados mostram uma excelente concordância entre os resultados experimentais (deformação medida nas estruturas ferroviárias ensaiadas ao longo de mais de 3 milhões de ciclos de carga – curvas a vermelho e azul, 5,6 Hz e 2,5 Hz, respetivamente) e numéricos, com curvas praticamente sobrepostas. As curvas numéricas correspondem ao modelo empírico apresentado na Equação 2 após calibração das constantes ε_i^{po} , B e α . (curvas a preto e verde, 5,6 Hz e 2,5 Hz, respetivamente). Adicionalmente, os resultados experimentais confirmaram que a via com balastro apresenta deformações permanentes (e deslocamentos permanentes acumulados) significativamente superiores às da via sem balastro, devido à presença da camada de balastro (cerca de 15 a 20 vezes superiores). Este resultado confirma, assim, a influência significativa da camada de balastro na deformação permanente.

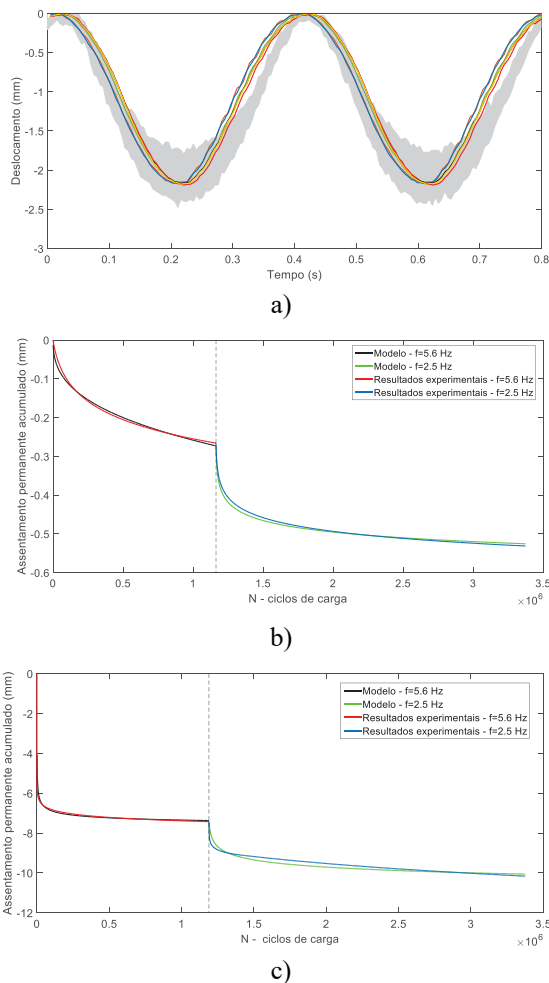


Fig. 7 – a) Calibração do modelo a curto prazo; b) Calibração do modelo de deformação permanente: via em laje; c) calibração do modelo de deformação permanente da via balastrada.

5 – ANÁLISE DE UMA ZONA DE TRANSIÇÃO ATERRO-TÚNEL CONSIDERANDO UM SISTEMA DE VIA EM LAJE

A partir do processo de calibração anterior, as propriedades calibradas foram aplicadas a uma via em laje numa zona de transição. Neste caso, a geometria da via em laje foi estendida, conforme ilustrado na Figura 8. Relativamente à secção transversal, a fundação tem uma espessura de 10,4 m e a distância entre o centro do modelo e o limite vertical (plano yx) é de 6 m. A formulação de *Lysmer* (Lysmer and Kuhlemeyer, 1969) foi adotada para atenuar as ondas que incidem nas fronteiras do modelo. Para simular o processo de degradação da zona de transição, foram analisados os efeitos da passagem dos primeiros quatro bogies do Alfa Pendular a 220 km/h. A interação veículo-via foi considerada através da inclusão de elementos de contacto. Foram também incluídos elementos de contacto entre as camadas *HBL* e *FPL*, de modo a simular o “descolamento” da subestrutura em relação à superestrutura. Para simplificar a modelação, o veículo foi representado apenas pelos *bogies*, suspensão primária, massa e eixo do comboio, bem como pela rigidez hertziana. Foi utilizada uma carga de 67,5 kN para simular a carga por eixo (carga por eixo/2).

A partir da modelação, foram analisadas as tensões, acelerações e deslocamentos no carril, laje de betão, camada *HBL*, camada *FPL* e solo de fundação, sendo dada maior ênfase à variação das tensões. A Figura 9a apresenta as tensões longitudinais (direção x da Figura 7, sob o alinhamento de carregamento) nos nós superior e inferior da camada de *HBL* ao longo da zona de transição (localizada em $x = 0$ m). Estes resultados são particularmente relevantes, uma vez que a camada *HBL* e a laje de betão são os elementos que asseguram a continuidade da via ao longo da transição e, por esse motivo, estão sujeitos a um campo de tensões complexo, agravado pela variação de rigidez da via. Assim, é possível identificar um pico de tensão na zona de transição ($x = 0$ m).

Sendo este um modelo 3D, as tensões na camada *HBL* foram também analisadas ao longo da secção transversal do modelo (Figura 9b). Os valores máximos das tensões verticais na camada *HBL* são apresentados para duas secções localizadas na zona do aterro (mais flexível) e na zona do túnel (mais rígida). Os resultados mostram variações na direção transversal da via: as tensões são máximas sob o carril e tendem a diminuir nas extremidades. Adicionalmente, os resultados indicam que as tensões são mais elevadas na secção localizada na zona do túnel (mais rígida). Este tipo de análise evidencia a importância da modelação tridimensional.

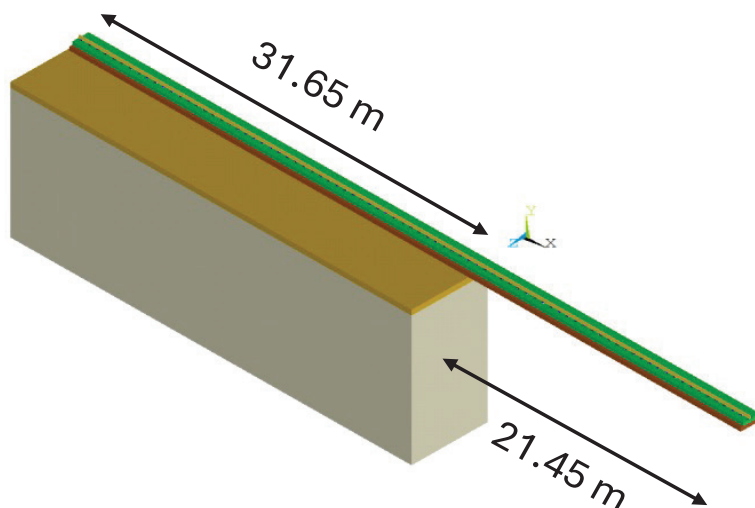


Fig. 8 – Transição aterro para túnel num sistema de via em laje.

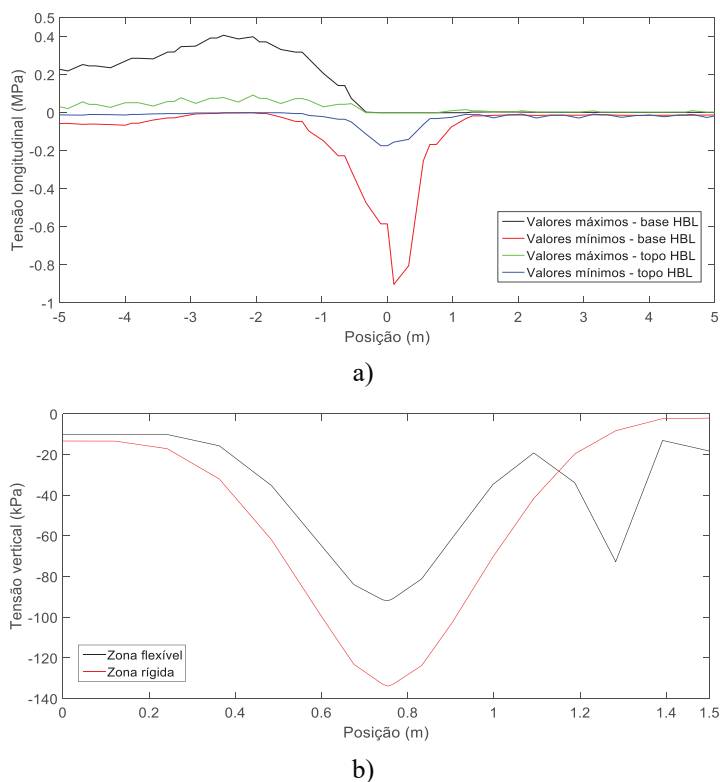


Fig. 9 – a) Tensão longitudinal nos nós superiores e inferiores da camada HBL ao longo da zona de transição; b) tensão vertical máxima ao longo da secção transversal de uma zona rígida e de uma zona flexível (nós superiores) na camada de HBL.

Para modelar a deformação permanente e prever a degradação da via, foram obtidas, na modelação 3D, as tensões em todos os nós da subestrutura (camada *FPL* e fundação) que foram, posteriormente, importadas para o cálculo da deformação permanente. A incorporação da deformação permanente em modelos completos de via constitui ainda um campo pouco explorado. Assim, foi desenvolvida uma metodologia para simular numericamente a evolução da deformação permanente da via: a deformação permanente é obtida aplicando o modelo desenvolvido por Chen et al. (2014) utilizado nas secções anteriores, e os parâmetros já calibrados na Secção 4. Esta metodologia baseia-se no número de ciclos de carga e nos níveis de tensão induzidos pela passagem do comboio nos geomateriais. Conforme ilustrado na Figura 10, o deslocamento permanente acumulado máximo na subestrutura, sob o alinhamento do carregamento (posição do carril), é de 0,52 mm e ocorre na posição $x = -7,25$ m. Os resultados mostram ainda que as camadas que mais contribuem para a deformação permanente e para o respetivo deslocamento permanente acumulado localizam-se entre o topo da camada *FPL* e $y = -4,138$ m (acima de metade da espessura do solo de fundação). De facto, a camada *FPL* contribui para o desenvolvimento da deformação permanente, bem como cerca de 30% da fundação. A partir da profundidade $y = -4,138$ m, o deslocamento permanente acumulado estabiliza, o que significa que cerca de 70% da camada de fundação não contribui para o desenvolvimento da deformação permanente. Esta informação é relevante, pois indica que não é necessário obter as tensões em todos os elementos da fundação, reduzindo o tempo de cálculo. Mais ainda, indica até que profundidade pode ser necessário reforçar, por exemplo, um aterro ferroviário.

Após a determinação do deslocamento permanente, a geometria deformada (após 1 milhão de ciclos de carga) foi introduzida no modelo 3D em cada nó da camada *FPL* e do solo de fundação. Os valores das tensões longitudinais foram comparados considerando o cenário inicial (geometria indeformável) e o novo cenário com a geometria deformada. Os resultados são apresentados na Figura 11. Assim, é possível concluir que esta zona de transição específica, com um sistema de via em laje, apresenta um desempenho satisfatório. Os resultados mostram que a rigidez da estrutura conferida pela laje de betão é significativa quando comparada com a do balastro utilizado na via balastrada, uma vez que é conhecido seu comportamento quando submetido a milhões de ciclos de carga (deformações permanentes significativas).

Devido à concentração de tensões na laje de betão e na camada *HBL* na zona de transição, foi incluída uma manta resiliente sob a laje de betão no túnel e no aterro (1 m imediatamente antes da transição), com o objetivo de mitigar este fenómeno, otimizar a via em laje e suavizar a transição. Esta manta é importante para conferir maior flexibilidade sob a laje de betão e equilibrar a rigidez entre o aterro e o túnel, constituindo um passo relevante na otimização deste sistema em zonas de transição. Assim, torna-se imperativo avaliar as tensões. Os resultados apresentados na Figura 12 mostram uma redução dos valores das tensões longitudinais ao longo da via. Relativamente à laje de betão, é possível identificar uma redução do valor máximo da tensão longitudinal em $x = 0$ m. Esta atenuação dos valores da tensão é também visível na camada *HBL*, nas tensões longitudinais mínimas.

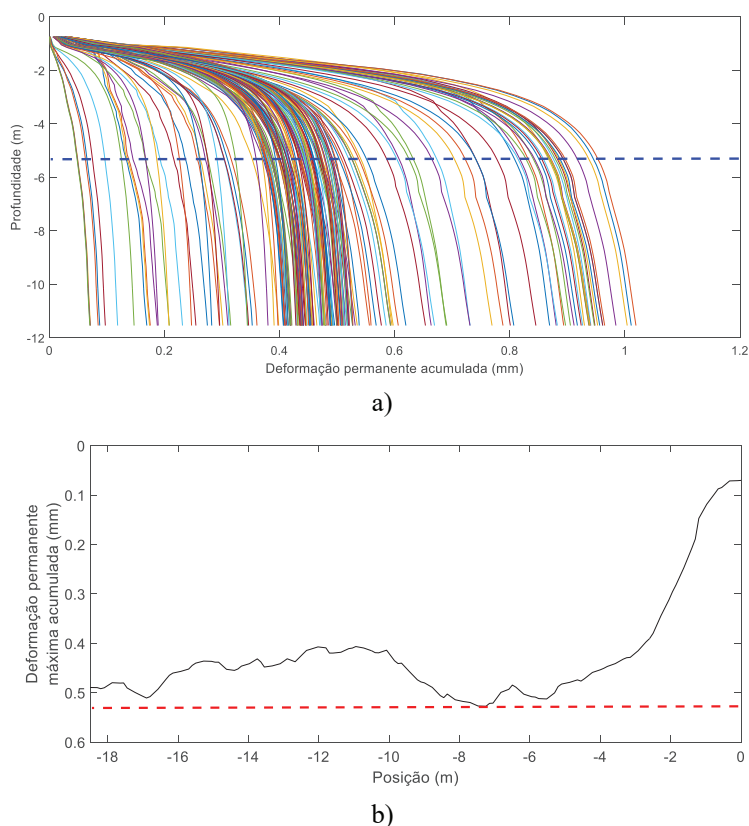


Fig. 10 – Deformação/assentamento permanente acumulado na subestrutura (*FPL*+fundação) em mm: a) ao longo da via, considerando todos os alinhamentos; b) Deformação permanente acumulada máxima ao longo da via.

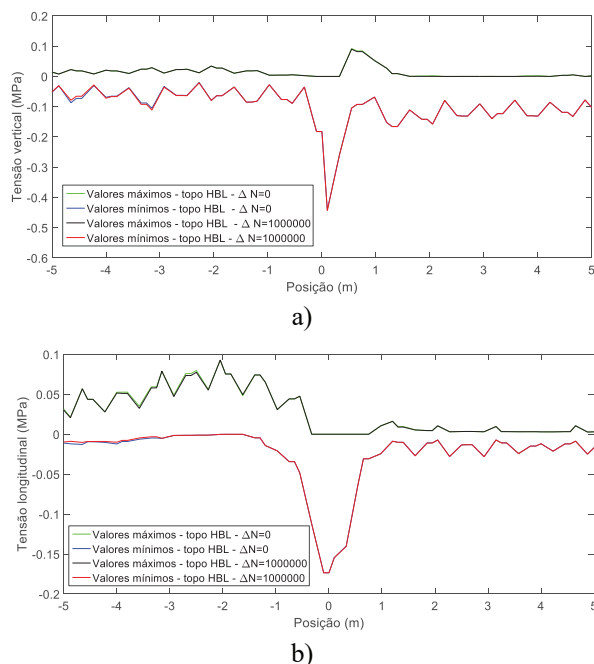


Fig. 11 – Variação das tensões nos nós superiores da camada *HBL* ao longo da zona de transição com o número de ciclos de carga (sob o alinhamento de carregamento): a) tensão vertical; b) tensão longitudinal.

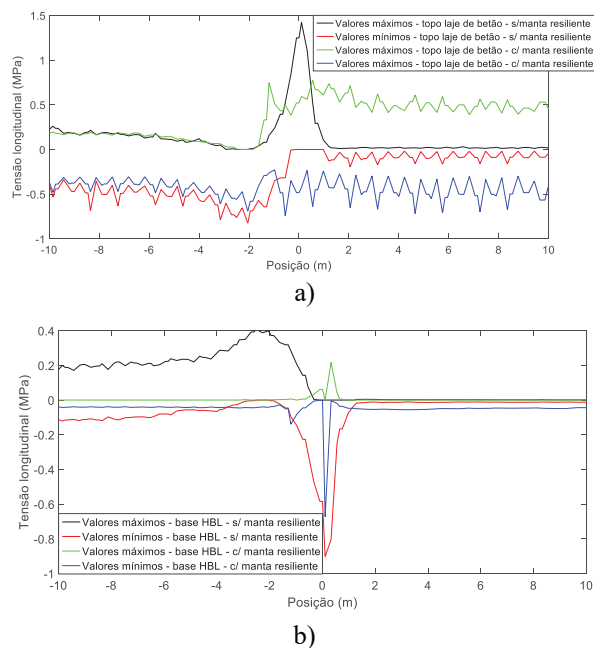


Fig. 12 – Comparação das tensões (ao longo da via) com e sem manta resiliente: a) tensões longitudinais nos nós superiores da laje de betão; b) tensões longitudinais nos nós inferiores da camada *HBL*.

6 – CONCLUSÕES

Este trabalho tem como objetivo obter um entendimento mais abrangente do comportamento estrutural das infraestruturas ferroviárias, com especial enfoque nas zonas de transição. Numa primeira fase, com base num estudo paramétrico, foi selecionado um modelo empírico de deformação permanente para o estudo do comportamento a longo prazo. A partir dos estudos paramétricos e da classificação dos materiais, foi proposta uma nova classificação geomecânica. Esta ferramenta estabelece uma relação entre a classificação *UIC* e as deformações resilientes e permanentes. O produto final apresenta um amplo intervalo de resultados/deformações, refletindo a variação das propriedades dos materiais, mesmo dentro da mesma classificação *UIC*, que influencia ambos os tipos de deformação (reversível e irreversível).

Na comparação entre as vias com e sem balastro, os resultados mostraram que o desempenho da fundação não é significativamente diferente para os fatores analisados (velocidade do comboio, propriedades mecânicas da fundação, comprimento de onda do perfil de irregularidades e variabilidade espacial). Adicionalmente, a velocidade do comboio (e a sua aproximação à velocidade crítica) apresenta uma influência significativa no processo de degradação das estruturas ferroviárias. A avaliação desta influência foi realizada através dos fatores *SAF* e *PDAF*. No que respeita à via sem balastro, foram modeladas duas estruturas para avaliar a influência das camadas de suporte na resposta da fundação. Os resultados mostraram que a via sem balastro “otimizada” pode constituir uma alternativa ao sistema *Rheda* “convencional”, uma vez que apresenta um bom desempenho global considerando todos os fatores analisados (tendo em conta a avaliação do *SAF* e do *PDAF*). A única desvantagem está relacionada com os valores absolutos mais elevados de deformação permanente (em comparação com a via em laje tradicional e a via balastrada).

Posteriormente, o equipamento *GRAFT-2* foi utilizado para avaliar, em condições controladas, o desempenho a curto e a longo prazo das vias com e sem balastro. Os resultados experimentais mostraram que os deslocamentos da via sem balastro são significativamente inferiores aos da via com balastro, confirmando a influência relevante da camada de balastro na deformação permanente. Adicionalmente, dois modelos numéricos 3D foram calibrados com sucesso a partir de resultados experimentais. Após a calibração a curto prazo, foi introduzida uma abordagem inovadora para simular o comportamento a longo prazo de ambas as estruturas, através da calibração de um modelo empírico de deformação permanente, com resultados muito satisfatórios. Esta abordagem constitui uma ferramenta valiosa para futuras modelações da degradação a longo prazo de estruturas ferroviárias em zonas de transição, podendo ser utilizada no desenvolvimento de estratégias preditivas e de manutenção, com redução dos custos ao longo da vida útil das mesmas.

Com base nas propriedades calibradas e a partir da extensão da geometria da via em laje, o seu desempenho foi analisado detalhadamente numa zona de transição. Os resultados obtidos mostram que as tensões na camada *HBL* são inferiores na zona do aterro quando comparadas com as tensões desta mesma camada na zona do túnel. Acrescenta-se ainda que as tensões apresentam variações ao longo da direção transversal. A subestrutura apresenta uma deformação permanente acumulada máxima (sob o alinhamento de carregamento) de 0,52 mm. Os resultados da deformação permanente indicam ainda que as camadas que mais contribuem para a deformação permanente são a camada *FPL* e cerca de 30% da fundação. Adicionalmente, a via em laje apresenta um bom desempenho a longo prazo, uma vez que não se observaram diferenças significativas nos resultados das tensões ao comparar as condições iniciais com as condições com a via deformada. Por fim, foi proposta uma otimização do sistema através da inclusão de uma manta resiliente, com o objetivo de reduzir a concentração de tensões na zona de transição. Os resultados demonstram uma redução dos níveis de tensão na camada *HBL* e na laje de betão.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ara, I.; Division, E. C. (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures* (Final report, NCHRP project 1-37A). Washington, DC: Transportation Research Board of the National Academies.
- Bian, X.; Jiang, H.; Chen, Y.; Jiang, J.; Han, J. (2016). *A full-scale physical model test apparatus for investigating the dynamic performance of the slab track system of a high-speed railway*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 230, pp. 554-571. <https://doi.org/10.1177/095440971455>
- Čebašek, T. M.; Esen, A. F.; Woodward, P. K.; Laghrouche, O.; Connolly, D. P. (2018). *Experimental investigation of ballasted and slab track systems for high-speed railway*. Fourth International Conference on Railway Technology: Railways 2018. Sitges, Barcelona.
- Chen, R.; Chena, J.; Zhaob, X.; Bian, X.; Chen, Y. (2014). *Cumulative settlement of track subgrade in high-speed railway under varying water levels*. International Journal of Rail Transportation, 2, pp. 205–220. <https://doi.org/10.1080/23248378.2014.959083>
- Gomes Correia, A.; Ramos, A. (2022). *A geomechanics classification for the rating of railroad subgrade performance*. Railway Engineering Science, 30, pp. 323–359. <https://doi.org/10.1007/s40534-021-00260-z>
- Indraratna, B.; Nimbalkar, S.; Christie, D.; Rujikiatkamjorn, C.; Vinod, J. (2010). *Field assessment of the performance of a ballasted rail track with and without geosynthetics*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136, pp. 907-917. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000312](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000312)
- Kennedy, J.; Woodward, P. K.; Medero, G.; Banimahd, M. (2013). *Reducing railway track settlement using three-dimensional polyurethane polymer reinforcement of the ballast*. Construction and Building Materials, 44, pp. 615-625. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.002>
- Kim, M.; Sung, D. (2019). *Experimental investigation on effects of track configurations on long-term behavior of ballasted track*. Journal of Structural Integrity and Maintenance, 4, pp. 76-85. <https://doi.org/10.1080/24705314.2019.1603191>
- Puppala, A. J.; Mohammad, L. N.; Allen, A. (1999). *Permanent deformation characterization of subgrade soils from RLT test*. Journal of Materials in Civil Engineering, 11, pp. 274-282. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1999\)11:4\(274\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11:4(274))
- Puppala, A. J.; Saride, S.; Chomtid, S. (2009). *Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135, pp. 1379–1389. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000163](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000163)

- Rahman, M. M.; Gassman, S. L. (2019). *Permanent deformation characteristics of coarse grained subgrade soils using repeated load triaxial tests*. In: MEEHAN, C. L., KUMAR, S., PANDO, M. A. & COE, J. T. (eds.) *Geo-Congress 2019*. Philadelphia, Pennsylvania.
- Ramos, A.; Correia Gomes, A.; Costa, P. A.; Calçada, R. (2020a). *Influence of track irregularities in the stress levels of the ballasted and ballastless tracks*. Influence of Track Irregularities in the Stress Levels of the Ballasted and Ballastless Tracks. In: Tutumluer, E., Chen, X., Xiao, Y. (eds) *Advances in Environmental Vibration and Transportation Geodynamics. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 66. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-15-2349-6_37
- Ramos, A.; Correia Correia, A.; Indraratna, B.; Ngo, T.; Calçada, R.; Costa, P. A. (2020b). *Mechanistic-empirical permanent deformation models: laboratory testing, modelling and ranking*. *Transportation Geotechnics*, 23, 100326. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100326>
- 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*, 10 (3), pp. 1-33. <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*, 277, 122245. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122245>
- Ramos, A. L.; Gomes Correia, A.; 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.
- Sainz-Aja, J.; Pombo, J.; Tholken, D.; Carrascal, I.; Polanco, J.; Ferreño, D.; Casado, J.; Diego, S.; Perez, A.; Filho, J. E. A.; Esen, A.; Cebasek, T. M.; Laghrouche, O.; Woodward, P. (2020). *Dynamic calibration of slab track models for railway applications using full-scale testing*. *Computers and Structures*, 228, 106180. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2019.106180>
- Salour, F.; Erlingsson, S. (2015). *Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests*. *International Journal of Pavement Engineering*, 18 (3), pp. 236-246. <https://doi.org/10.1080/10298436.2015.1065991>

MACCAFERRI

GAWAC 3.1

Gabion Wall Calculations

A grande vantagem do software **Gawac 3.1** é a inclusão da análise de estabilidade nas condições de serviço, por meio do **GSC (Gabion Serviceability Coefficient)**. Esse tipo de análise permite ao usuário avaliar as seções transversais do muro em gabiões nas condições mais adequadas, garantindo melhor desempenho e otimização dos materiais do gabião.

O software possibilita ao usuário escolher o tipo de **gabião com o revestimento e a malha tecnologicamente adequados** ao ambiente do projeto, além de permitir a **utilização de normas internacionais**, diversos tipos de **análises** e a geração de **relatórios detalhados** para impressão.

Recursos do Software

- **Nova interface** com ambiente amigável.
- Modelos de cálculo.
- Considera a influência da **malha hexagonal** de dupla torção.
- **Análise de estabilidade** com **ELS** e **ELU**.
- Avaliação do desempenho a longo prazo do gabião conforme **tipo de tela** e **revestimento**
- Relatórios em **diversos formatos** (Print / PDF / JPG).
- Disponível em **8 idiomas**.



Conheça o software GAWAC 3.1!

Desenvolvido para apoiar engenheiros e projetistas de forma rápida e confiável na realização de análises de estabilidade em muros de contenção em gabiões.

Visite nosso site para conhecer o novo critério de análise para os gabiões e faça o **download do GAWAC® 3.1**.

Visite nosso site e saiba mais: www.maccaferri.com/br



Acesse o QR Code e faça o download.



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: cobra@coba.pt
www.coba.pt

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

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

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

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

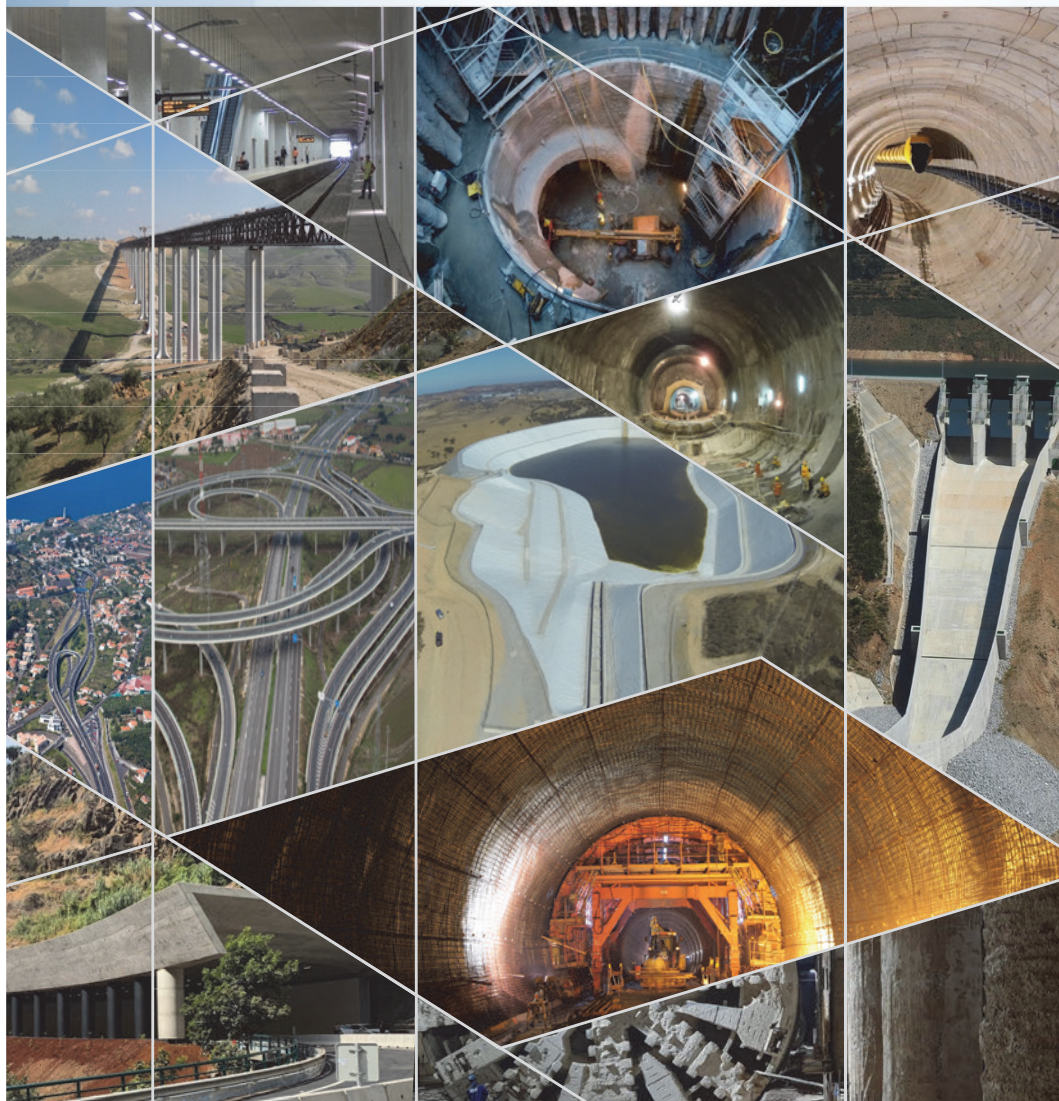
ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: cobra.alger@coba.pt

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

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Tavora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: cobra1@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

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais



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

Uma referência Incontornável no Setor

An Unavoidable Reference in the Sector



+11000
PROJETOS COMPLETADOS
Completed projects



+1.000.000
METROS PERFURADOS
Drilled meters



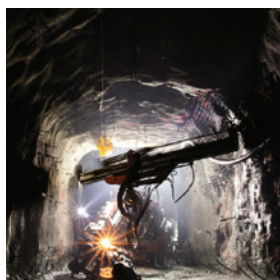
+3.000
CLIENTES
Clients



+50
ANOS DE EXPERIÊNCIA
Years of experience

Com mais de **cinco décadas** no mercado e atuação em 3 países

With over **five decades** in the market and operations in 3 countries



Áreas de atuação

Areas of activity

Sondagens geotécnicas (Onshore e Offshore)
Geotechnical surveys

Sondagem para Pesquisa Mineral
Drilling for Mineral Research

Laboratório de Ensaios Geotécnicos (mecânica de solos, rochas e agregados)
Geotechnical Testing Laboratory
(soil, rock and aggregate mechanics)

Obra Geotécnica
Geotechnical Work

Controle Tecnológico, Monitoramento e Instrumentação Geotécnica
Technological Control, Monitoring and Geotechnical Instrumentation

Prospecção geofísica
Geophysical prospecting

Consultoria e Projeto Geotécnico
Geotechnical Consulting and Design

Inovação e Desenvolvimento Plataforma Geo+
Innovation and Development Geo+ Platform

 **geocontrole**
Soluções em Geotecnia e Geologia
www.geocontrole.com



Portugal
Brasil
Moçambique



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921



TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL

LICENCE NO. 24 - PUB



Building a better world.
teixeiraduarteconstruction.com

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

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



Rio de Janeiro/RJ – Brasil.

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento superficial |
Shallow landslides

Corridas detriticas |
Debris flow

Erosões costeiras |
Coastal erosions

Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobrugg.com





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

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

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

11 4863-0330 ☎

sotin.com.br 🌐

sotinsolucoestecnicas 🌐



REFERÊNCIA
EM CONTENÇÕES E

GABIÕES

CONTENÇÃO EM GABIÕES LR

- Execução mecanizada até 3x mais ágil que o tradicional
- Estrutura drenante
- Preenchimento com britas de menor granulometria

A Sotin oferece assistência técnica completa.

Da concepção do projeto até a entrega da obra.

GABIÕES E COLCHÕES TRADICIONAIS

- Estruturas drenantes
- Flexíveis
- Revestidos com polímeros de alta resistência



SOTIN



Desde 2008, a SCO Engenharia Geotécnica se destaca pela excelência em serviços geotécnicos. Especializada em soluções inovadoras e sustentáveis, a SCO enfrenta desafios complexos garantindo a estabilidade, segurança e sucesso dos projetos de construção em todo o Brasil. Com um compromisso inabalável com a qualidade e a sustentabilidade, somos a escolha certa para suas necessidades geotécnicas.



Solo Grampeado | Túnel NATM | Jet Grouting | Cortina Atirantada | Estaca Raiz | Estaca Hélice Contínua | Microestacas | Injeções de Consolidação | Ensaios Geotécnicos | Controle de Águas Subterrâneas



SCO Engenharia | Estabilidade e segurança para construções desafiadoras

As empresas de construção mais renomadas trabalham com a SCO, assim como os melhores projetistas. Existem boas razões para isso. A SCO oferece soluções ideais para diversas necessidades geotécnicas. Nosso portfólio abrangente de produtos, nossa experiência em engenharia e nossa capacidade de atender às necessidades dos clientes nos tornam o parceiro preferido em engenharia geotécnica. Nossa equipe desenvolve e realiza soluções de classe mundial para os problemas dos clientes de forma: confiável, eficiente, flexível, de alta qualidade e sempre em conformidade com normas, leis e regulamentos.

Soluções completas para os **desafios mais complexos** da **investigação geotécnica**

Da sondagem aos ensaios especiais em grandes profundidades, a REDE atua com tecnologia, automação e engenharia aplicada para projetos de alta exigência técnica.

DIFERENCIAIS TÉCNICOS



Atuação em condições críticas e grandes profundidades

- Sondagens geológicas e geotécnicas
- Rotativa Diamantada - *wireline*
- Sondagem Modular
- Drenos Horizontais Profundos (DHP)
- Hollow Auger e soluções especiais



Instrumentação Geotécnica

- Piezômetros
- Inclínômetros
- INAs
- Sistemas Automatizados de Instrumentação



Soluções sob medida



Ensaios *In Situ*

- CPTu e SCPTu
- CPTu com Sonda Remota
- Pressiômetro de Ménard (PMT) automatizado
- Faturamento hidráulico em maciço rochoso
- Ensaios de perda d'água sob pressão com transdutor



Amostrages Especiais

- Shelby
- Denison (HQ2-3)
- Osterberg
- Dames & Moore



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 Aplicação da análise da fiabilidade e do dimensionamento probabilístico ao reforço de taludes rochosos**
Application of reliability analysis and probabilistic design of the reinforcement of rock slopes
- 23 Efecto del biopolímero guar sobre el grado de compactación en arenas para relleno estructural**
Effect of guar biopolymer on the degree of compaction in sands for structural filling
- 39 A mecânica dos solos na prática do projeto geotécnico**
Soil mechanics and geotechnical design practice
- 61 Estabilización geopolimérica de subrasante loésica (Córdoba, Argentina)**
Geopolymer stabilization of loessic subgrade (Córdoba, Argentina)
- 87 Comparação de métodos de dimensionamento geotécnico e estrutural de microestacas: Análise por meio de estudo paramétrico**
Comparison of geotechnical and structural design methods for micropiles: Analysis through a parametric study
- 115 Avaliação do comportamento dinâmico a longo prazo de soluções ferroviárias inovadoras**
Assessment of the long-term dynamic behaviour of innovative railway track solutions