

161 julho
julio
july
2024

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

50
ANOS
1971-2021

**IMPRESA DA
UNIVERSIDADE
DE COIMBRA**

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

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

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

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

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

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



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



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>



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 Incidencia de los rellenos controlados en la conservación de los edificios Inca en Cusco
Incidence of controlled filling on the conservation of the Inca buildings in Cusco

Amparo Abarca Ancori
Hugo Anselmo Ccama Condori

25 Bioestabilização de um solo arenoso por via enzimática e com biopolímero: efeito do tempo de cura
Biostabilisation of a sandy soil by enzymatic way and with a biopolymer: effect of curing time

Paulo J. Venda Oliveira
Joaquim A. Oliveira Rosa
Diogo J. R. Cabral

43 Mecanismos de ruptura por tração em maciços rochosos com fundações diretas. Pontes no granito do Porto
Tensile failure mechanisms in rock masses with shallow foundations. Bridges in Porto granite

Rubén Galindo Aires
António Viana da Fonseca
Ana Teresa Santos de Alencar
Miguel Ángel Millán Muñoz
Mauro Muñoz Menéndez

INCIDENCIA DE LOS RELLENOS CONTROLADOS EN LA CONSERVACIÓN DE LOS EDIFICIOS INCA EN CUSCO

Incidence of controlled filling on the conservation of the Inca buildings in Cusco

Amparo Abarca Ancori^a, Hugo Anselmo Ccama Condori^a

^a Instituto de Investigación en Arquitectura y Construcciones, Universidad Nacional del Altiplano, Perú

RESUMEN – A nivel mundial, Asentamientos Humanos emplazados en laderas o explanadas, fácilmente son devastados por diversos factores adversos. Sin embargo, edificios del periodo Inca, en Cusco - Perú, se conservan en pie por más de cinco siglos. ¿qué hicieron los Inca para la conservación perenne de sus edificios? Existe un vacío de conocimiento. Por este motivo, se busca evaluar los Rellenos Controlados Inca (RCI), y su incidencia, en la conservación de los edificios en Machupicchu, Písaq y Saqsaywaman. El estudio analiza los suelos de fundación. Se utilizó equipos no invasivos, (Martillo de Shmith-MSh y Penetrómetro Dinámico Ligero-DPL); para caracterizar los RCI y la competencia geotécnica. Los resultados muestran que los edificios están emplazadas en geología de roca dura, sobre la cual se construyó artificialmente los RCI; los parámetros geotécnicos encontrados son competentes. Probablemente los Inca, eligieron suelos de fundación competentes y los mejoraron con RCI, para controlar la interacción suelo – cimiento – edificio.

ABSTRACT – Worldwide, human settlements located on hillsides or esplanades are easily devastated by various adverse factors. However, buildings of the Inca period, in Cusco - Peru, are preserved standing for more than five centuries. What did the Incas do for the perennial preservation of their buildings? There is a lack of knowledge. For this reason, we seek to evaluate the Inca Controlled Infill (ICF), and its impact on the conservation of buildings in Machupicchu, Písaq and Saqsaywaman. The study analyzes the foundation soils. Non-invasive equipment (Shmith Hammer-MSh and Dynamic Lightweight Penetrometer-DPL) was used to characterize the RCI and geotechnical competence. The results show that the buildings are located in hard rock geology, on which the RCIs were artificially built; the geotechnical parameters found are competent. The Inca probably chose competent foundation soils and improved them with RCIs to control the soil-foundation-building interaction.

Palabras Clave – Edificios Inca, cimientos, rellenos controlados.

Keywords – Inca buildings, foundations, controlled infills.

1 – INTRODUCCIÓN

Machupicchu, Písaq y Saqsaywaman, son bienes culturales relevantes para el Perú y el mundo (Rodríguez-Pascua et al., 2020). Una praxis de gestión del Patrimonio Arqueológico internacional, es conservar en sus contextos originales, con la finalidad de evitar riesgos de excavaciones. Adicionalmente, la norma peruana sobre arqueología, los concibe como recursos culturales no renovables, incluido el suelo y el subsuelo, por constituir patrimonio inmueble.

E-mails: aabarca@unap.edu.pe (A. Abarca), hccama@unap.edu.pe (H. Ccama)

ORCID: orcid.org/0000-0003-0206-4705 (A. Abarca), orcid.org/0000-0003-2886-7901 (H. Ccama)

Se desconoce, que el suelo y subsuelo de estas *Llaqtas* (antiguo poblado del Ande), fueron mejoradas artificialmente en el periodo Inca, para cumplir funciones de soporte de edificios. Desconocimiento evidenciado en la masiva exploración del suelo (calicatas) a campo abierto, para el desarrollo de intervenciones de investigación y conservación arqueológica (Astete y Bastante, 2020). Exponiéndolos a cambios de temperatura y humedad, modificando irreversiblemente su función estructural de cimiento (Wright, 2013).

Las intervenciones realizadas por las entidades tutelares, estuvieron enfocadas en las estructuras de la superficie, dejando de lado las investigaciones del subsuelo (Vilímek et al., 2007). Subsuelo estudiado en la presente investigación, recurriendo al campo de la geotecnia, que facilita conocer las condiciones locales, sus propiedades físico-mecánicas, y capacidad de soporte (Sáez, 2010). Sin este conocimiento previo del suelo de fundación para cimentar, podría generarse daños en las estructuras de los edificios (Kuroiwa, 2016), mínimamente provocar hundimientos o levantamientos y causar una falla estructural en el edificio (Foraboschi y Vanin, 2014). Adicionalmente, los suelos de fundación precisan de métodos que permiten mejorar y controlar las incertidumbres naturales del suelo. Entre estos se tienen: la compactación, los encajes y el drenaje (Lambe y Whitman, 2004). Estas razones definen al campo de la geotecnia, como la praxis de inteligencia, imaginación y un amplio sentido de observación (Juárez y Rico, 2005).

Los suelos de fundación de edificios históricos, tendrían que investigarse con mucha más prolijidad (Krentowski et al., 2017). En efecto, los suelos de fundación al cumplir función estructural de soporte, el desconocimiento de sus propiedades geotécnicas, podría exponer la conservación de edificios (Carlotto et al., 2009). En este sentido, los emplazamientos de Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman, probablemente se trabajaron artificialmente, como elemento de soporte estructural de los edificios.

Astete y Bastante (2020), Wright (2013), consideran que los Inca destinaron el 60% del trabajo a mejorar artificialmente los suelos de fundación. Así mismo observaron, midieron y comprendieron fenómenos, para definir acciones que garanticen solidez estructural de los cimientos (Sáez, 2010). Coadyuvado con la construcción de estructuras resistentes al sismo (Carocci et al., 2021); así también, utilizaron los suelos en función de sus propiedades físicas y mecánicas, que determinan la capacidad de carga o soporte (Carlotto et al., 2009), ello para controlar la interacción del suelo-cimiento-edificio; para garantizar la conservación del edificio (Krentowski et al., 2017). ¿Cómo se logró esta proeza? probablemente, gracias a los conocimientos propios y de sus antecesores (Adam y Buitrago, 2018); constituyendo ello, un extraordinario paradigma de la ingeniería y los saberes ancestrales (MINCUL, 2020).

Por tanto, evaluar la incidencia de los RCI, en la conservación de los edificios Inca en Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman en Cusco, es el objetivo de este trabajo de investigación; enfocada en el estudio de los suelos de fundación de estructuras históricas. Con dicho propósito se evaluaron: el emplazamiento, las características físico-mecánicas y la capacidad de carga de los suelos, utilizando métodos inocuos, no invasivos al ambiente natural y al edificio patrimonial de las *Llaqtas* Inca.

2 – MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 – Llaqtas Inca de Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman

Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman (Fig. 1), fueron construidos a partir de 1450, como propiedades del gobernante Inca Pachacutec (Wright, 2013). Están ubicados en la Cordillera Oriental de los Andes del Perú, específicamente en la región Cusco; se encuentran entre los 2250 y los 2972 metros sobre el nivel del mar. Estuvieron conectadas a Cusco, por una red de caminos y fueron abandonadas desde 1540, después de la conquista española de Perú (Vilímek et al., 2020). Manteniéndose intacta en el caso de Machupicchu, hasta que Bingham, la descubriese científicamente en 1911 (Astete y Bastante, 2020).

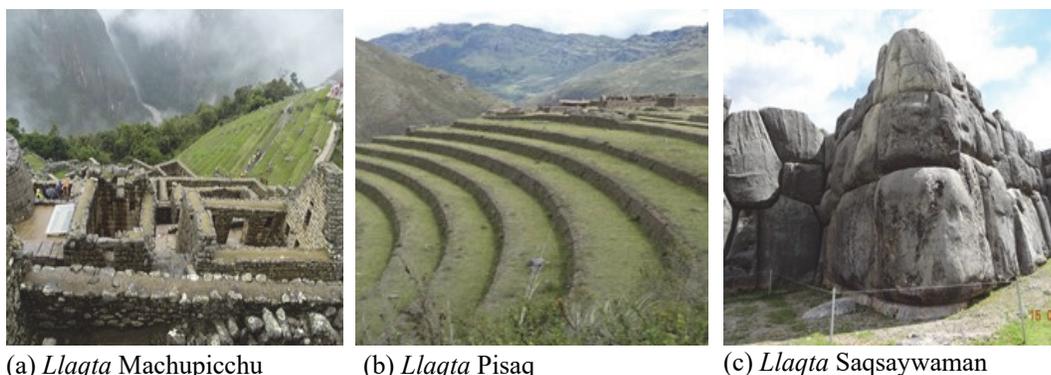


Fig. 1 – Vista panorámica de las *Llaqtas* Inca, objetos de estudio de la investigación.

2.2 – Evaluación del emplazamiento

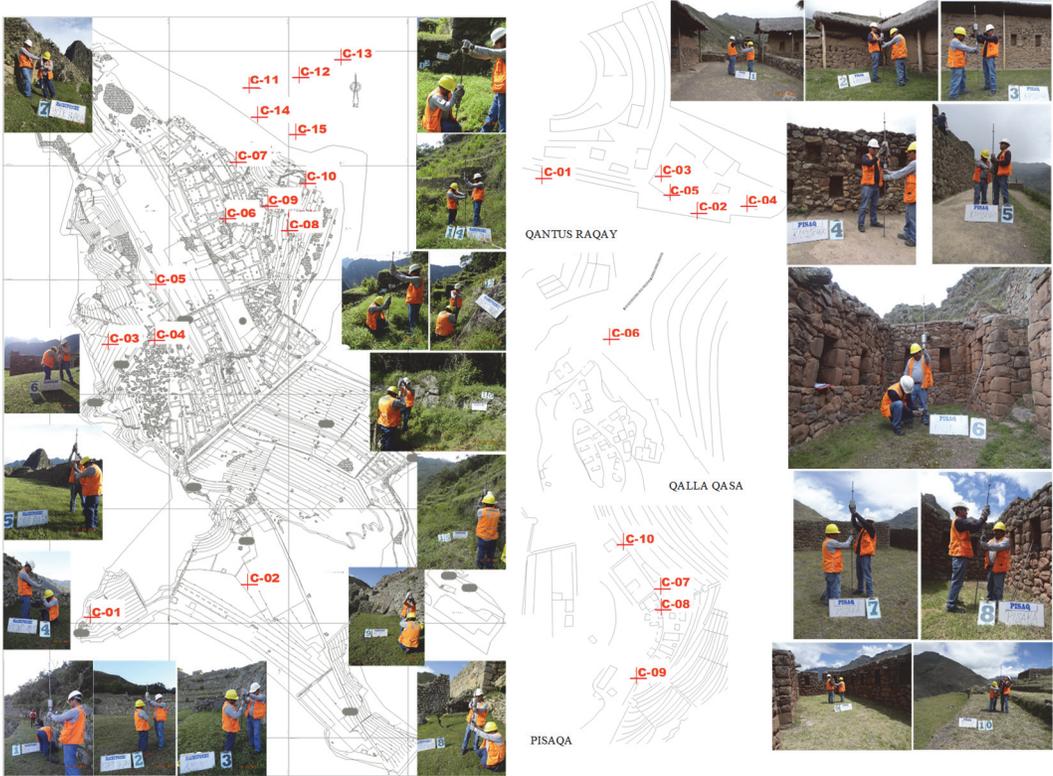
La evaluación del emplazamiento (condiciones locales), se realizó tomando en consideración cinco factores (geología, clima, nivel freático, efecto sismo y relieve), en la Fig. 2, se detallan los puntos de prospección en cada una de las *Llaqtas*.

a) *Geología*. La evaluación de resistencia, se realizó con ensayos *in situ*, en los afloramientos rocosos del batolito ígneo del tipo granodiorita en Machupicchu; en la ígnea, del tipo andesita shoshonítica en Písaq, y la sedimentaria del tipo caliza diorita en Saqsaywaman. Se utilizó el instrumento martillo de Schmidt o Esclerómetro (NTP 339.181, 2013). La información obtenida fue contrastada con los ensayos de compresión simple y corazón diamantino en laboratorio, y literatura especializada publicada.

b) *Clima*. Para conocer la climatología del lugar se revisó el Plan Maestro de Machupicchu 2015–2019, aprobada por resolución ministerial N° 134-2015-MC (Ministerio de Cultura, 2015) y resolución presidencial N° 070-2015-SERNANP (Servicio Nacional de Áreas Naturales Protegidas). Así también se revisó los Planes Maestros de Písaq y Saqsaywaman. Información a partir de la cual, se realizan los análisis e interpretaciones que concluyen en la redacción de la teoría de la investigación.

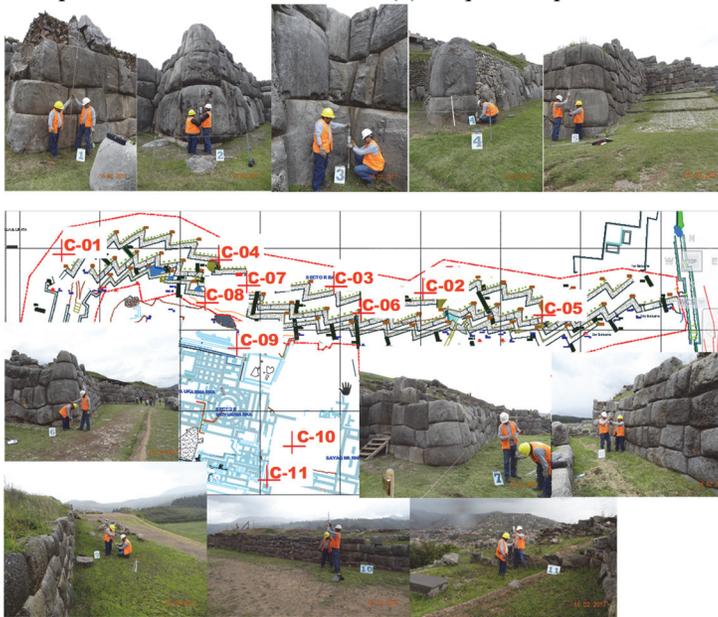
c) *Nivel freático*. La evaluación se llevó a cabo con el ensayo DPL (NTP 339.159, 2001). Por la condición de patrimonio que ostentan las tres *Llaqtas* en estudio, el número de ensayos Penetrométricos autorizados y realizados fue restringido; así, en Machupicchu se realizaron quince (15) puntos de investigación; en Písaq diez (10), y en Saqsaywaman once (11). A partir de los treinta y seis (36) ensayos Penetrométricos, se determinaron el tipo de suelo, que fue contrastada con información de las excavaciones arqueológicas, la revisión de literatura especializada y la profusa observación *in situ*. Ello posibilitó determinar la existencia o no de nivel freático.

d) *Efecto sismo*. La evaluación se realizó con: Esclerómetro y Penetrómetro Dinámico Ligero. El Ensayo DPL utilizado, fue correlacionado directamente con el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). La Norma Técnica Peruana (NTP E.030, 2016) sobre “Diseño Sismorresistente”, establece la clasificación de perfiles de suelos; especificando que, debe tomarse en cuenta el promedio ponderado de los Ensayos de Penetración Estándar, considerando los espesores de los estratos granulares. Por tanto, el promedio ponderado del número de golpes determina el Perfil de Suelo (Tipo) en las *Llaqtas* Inca en estudio. Esta información se complementó con el número promedio de rebote de los macizos rocosos ensayados con el Martillo de Schmidt, que determinan el tipo de Suelo. La velocidad de propagación de las ondas de corte, se determinó con ambos ensayos, que evidencian el efecto sismo.



(a) *Llaqta Machupicchu*

(b) *Llaqta Pisaq*



(c) *Llaqta Saqsaywaman*

Fig. 2 – Ubicación de los puntos de investigación *in situ* para los ensayos DPL y Esclerómetro

e) *Relieve*. La evaluación de la morfología de las montañas rocosas del emplazamiento de las *Llaqtas* Inca; se realizó en base a la cartografía; a partir de la cual, se caracterizó las condiciones locales como: pendientes, crestas, laderas; así también se caracterizó la infraestructura construida por los Inca. La información generada permitió comprender el relieve del lugar.

2.3 – Caracterización físico-mecánica de los suelos

Se utilizaron técnicas de exploración de campo (Ensayos de Suelos, Esclerométricos y DPL) para caracterizar física y mecánicamente los suelos de fundación, determinadas en la NTP E.050 (2018) de Suelos y Cimentaciones; ampliamente reconocidos y validados por la literatura especializada para la caracterización de suelos. Los resultados del ensayo DPL se contrastaron con las resistencias verificadas de los macizos rocosos en sus afloramientos, con el Esclerómetro. Para los ensayos se extrajeron muestras en bolsas de acuerdo a protocolos, para caracterizar los suelos en laboratorio (NTP 339.134, 1999). Los ensayos realizados fueron: compresión simple no confinada, granulometría, peso específico y contenido de humedad. Los suelos de fundación se clasificaron con el uso del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.4 – Determinación de la capacidad de carga

Para el cálculo se utilizó la teoría de Meyerhof; se consideró un ancho promedio de 1.20 x 1.00 metros, con una profundidad de 1.50 metros, dado que es el más recurrente. Los cálculos se realizaron para una condición crítica y óptima; calculándose también para una profundidad de 2.5 metros. Se utilizó una aceleración máxima horizontal de 2.5 y un factor de seguridad de 3. Los parámetros geotécnicos para el cálculo, provienen de las correlaciones Penetrométricas (DPL).

3 – RESULTADOS

3.1 – Evaluación del emplazamiento

a) *Geología*. Los resultados muestran que la geología de Machupicchu y Pisaq están constituidas por roca ígnea de los tipos granodiorita y andesita shoshonítica, respectivamente; en Saqsaywaman, roca sedimentaria del tipo caliza diorita. De acuerdo con la clasificación corresponde al tipo de suelo: S1 (Roca o suelos muy rígidos); con velocidades entre 500 a 1500 m/s de ondas de corte (Fig. 3).

b) *Clima*. Las *Llaqtas* de Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman, presentan climas templados, con temperaturas promedio que oscilan entre 12 a 21°C. El periodo de lluvias es estacionario (diciembre



(a) *Llaqta* Machupicchu

(b) *Llaqta* Pisaq

(c) *Llaqta* Saqsaywaman

Fig. 3 – Vista de ensayos de resistencia realizados con esclerómetro en los afloramientos rocosos



Fig. 4 – Vista de las condiciones climáticas

a marzo), con 2000, 790 y 734.8 mm de intensidad; 90, 60 y 64.3% de humedad respectivamente. Nubosidad alta en Machupicchu y baja en Pisaq y Saqsaywaman. Condiciones climatológicas que se muestra en la (Fig. 4).

Se encontró un conocimiento avanzado en el manejo de drenajes superficiales y subterráneos. Las difíciles restricciones de sitio que presentaban las *Llaqtas* Inca para su habitabilidad, coadyuvado por intensas precipitaciones pluviales, en montañas de pendiente empinada; no fueron impedimento para gestionar adecuadamente los suelos de fundación de sus edificios (Fig. 5).

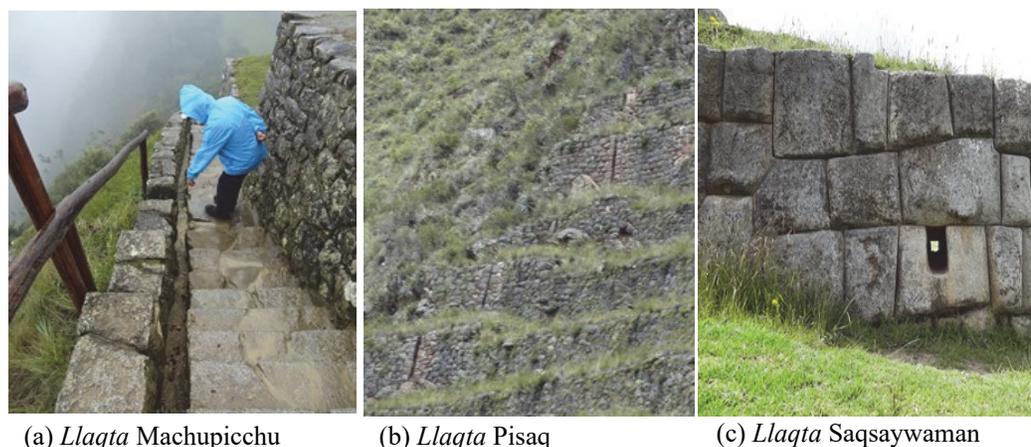


Fig. 5 – Vista de los Sistemas de evacuación superficial (canales) de las precipitaciones pluviales

Para gestionar la presencia de lluvias intensas en las *Llaqtas*, los Inca utilizaron los RCI, constituidos por fragmentos del substrato rocoso granodiorita, andesita shoshonítica, y caliza diorita. Fueron ejecutados en granulometría descendente, para nivelar las superficies abruptas de las montañas rocosas. Utilizados estratégicamente en patios, plazas y plataformas agrícolas, con el objetivo de infiltrar el agua (Fig. 6). Direccionándolo por canales subterráneos hacia colectores alejados de los cimientos Inca.

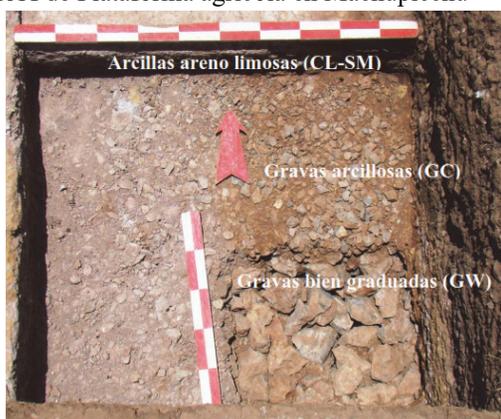
Esta técnica Inca, garantizó encarar exitosamente climas adversos, traducido en lluvias de mediana y alta intensidad; sin la ejecución de los RCI, probablemente las *Llaqtas* Inca no existirían hasta nuestros días. Los Inca, utilizando los materiales de acuerdo a sus propiedades, controlaron el drenaje del agua con materiales granulares, caracterizados por su elevada permeabilidad y poca o



(a) RCI de Plataforma agrícola en Machupicchu



(b) RCI de recinto



(c) RCI en plazas y patios, Saqsaywaman



(d) RCI en contención, Písaq

Fig. 6 – Rellenos Controlados Inca

nula modificación por humedad. Situación distinta ocurre con los suelos finos (arcillas), que frente a cambios de humedad se contraen o expanden. Motivo por el cuál, seguramente los Inca no incluyeron este tipo de suelo en los RCI, constituidos por suelos gruesos, caracterizado por su elevada permeabilidad, alta resistencia y poca probabilidad de asentamientos diferenciales, que permitieron la conservación de las *Llaqtas*.

c) *Nivel freático (NF)*. Los resultados revelan que no se cuenta con capas freáticas en los suelos de fundación de los edificios, debido a que los Inca eligieron emplazamientos en zonas rocosas tal como se evidenció en el estudio geológico. No obstante, lo que se encontró, fue la presencia de aguas superficiales provenientes de la lluvia, que hoy se infiltra peligrosamente en los suelos de fundación Inca, trastocados por las excavaciones arqueológicas, que no presentan estudios de densidad de suelos originales. Situación que constituye un problema grave que podría ocasionar fallas en las estructuras; problemas que en el periodo de la ocupación Inca fue resuelto con la implementación de drenajes superficiales y subterráneos, y la construcción de RCI.

d) *Efecto Sismo*. La investigación confirma que las *Llaqtas* Inca, se ubican en Zona 2 de categoría sísmica y una aceleración máxima horizontal de 0.25. Así mismo la clasificación sísmica en escala de Mercalli oscila de II a V de intensidad (NTP E.030, 2016). Frente a esta situación, los Inca ejecutaron los RCI para disminuir los efectos del sismo. Los resultados del E2 a compresión simple, revelan valores de 75609.27 kN/m² en Machupicchu, 67567.81 kN/m² en Písaq y 27654.75

kN/m² en Saqsaywman; valores que están por encima respecto a la (NTP E.060, 2019) donde se especifica 20593.96 kN/m².

e) *Relieve*. Se evidencia que los relieves abruptos y empinados elegidos por los Inca para el emplazamiento de sus *Llaqtas*, fueron habilitados de manera artificial, con la ejecución de los RCI, multipropósito: permitió la nivelación de superficies, la distribución uniforme de cargas y filtrar las aguas de lluvia al subsuelo (Fig. 7). Los Inca eligieron levantar los edificios de las *Llaqtas*, en las crestas elevadas de las montañas rocosas, que presentan mayor seguridad y estabilidad.

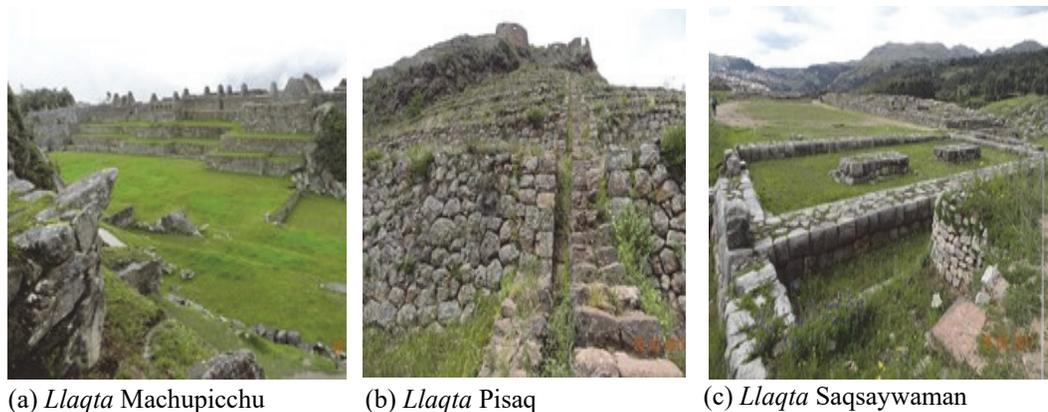


Fig. 7 – Vista de nivelación de relieves empinados con los RCI

3.2 – Caracterización físico-mecánico de los suelos

Se encontró dos estratos recurrentes: Estrato 1 (E1), RCI; que está conformado por gravas del sustrato rocoso, con granulometría descendente en las capas, el espesor promedio está relacionado al tipo de elemento: muro de sostenimiento 0.70 m., plataforma agrícola 1.10 m., recinto 0.40 m., plaza y patio 1.50 m. El Estrato 2 (E2), está conformado por los macizos rocosos (Fig. 8).

Se encontró que la conformación de los RCI fue estandarizada. Es decir, fueron construidos con gravas de diferente tamaño y en granulometría siempre descendente. Asegurando cumplan la función particular asignada. Así, para los sistemas de contención, se mantienen incólumes las capas de gravas bien graduadas (GW) y arenas (SW); incorporando dos capas adicionales de grava arcillosa (GC) y arcilla (CL), próximas al suelo de contacto con la superficie. Estas dos últimas capas, con la finalidad de compactar y sellar los RCI que recibirá junto con el E2, la carga vertical actuante del sistema de contención. Cabe precisar que, las arcillas utilizadas para sellar estos RCI, presentan elevada cohesión (arcillas consolidadas), verificada con el DPL. En efecto, se identificaron *in situ* con ensayos Penetrométricos en E1 arcillas consolidadas (4 a 6 golpes para profundizar 10 cm); gravas, gravas arenosas, gravas arcillosas (9 a 23); arenas (6 a 9); y en el E2, el martillo rebota.

Otra particularidad encontrada en la conformación de los RCI, es la conformación de éstos en plataformas agrícolas. Donde las capas de grava bien graduada (GW) y arena (SW), son recurrentes; sin embargo, se incorpora una capa adicional de suelo orgánico, para la función agrícola. Lo extraordinario en esta conformación es que, estas amplias plataformas permiten a su vez, infiltrar el agua de lluvia, plataforma tras plataforma, desde la parte superior, hacia el sub suelo alejados siempre de los cimientos de los recintos. Las plazas y patios mantienen la conformación estandarizada de los RCI; es decir, están constituidas por gravas (GW) y arenas (SW). Ello posibilita cumplir la función de colección y filtración de las aguas de lluvia hacia el sub suelo, fuera de los cimientos. El espesor del RCI, están basados a la geofoma del relieve y la solicitud de nivelación.

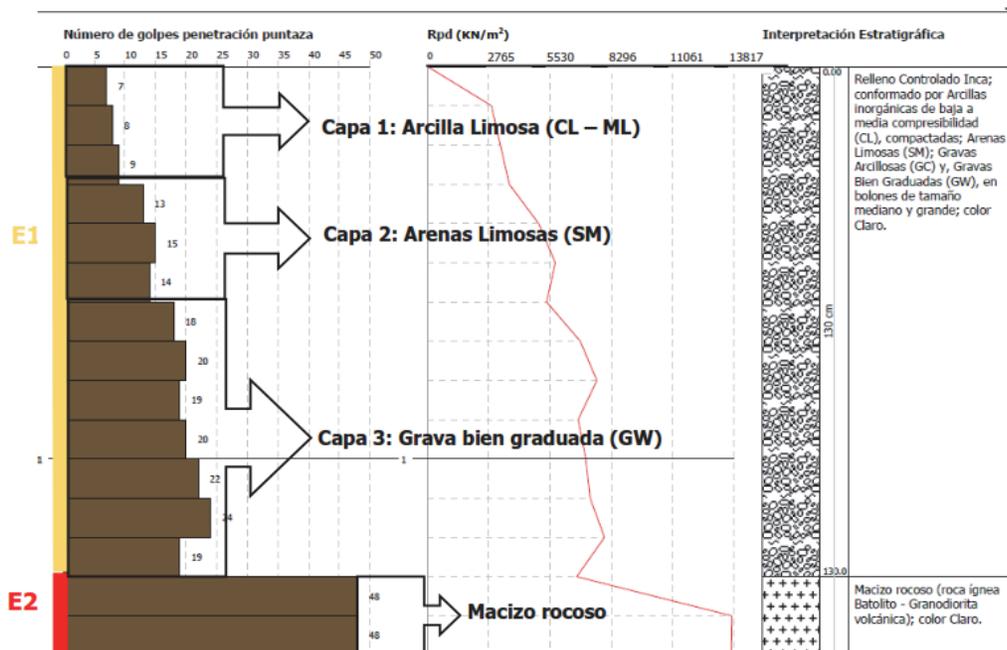


Fig. 8 – Estratigrafía tipo, constituidos por dos estratos, Estrato 1 (E1), RCI constituido por capas de suelos granulares de los substratos rocosos; Estrato 2 (E2), constituido por macizos rocosos

El E1, de los RCI, están compuestos, por varias capas de suelos granulares (Fig. 12), definidos como grava bien graduada (GW) en los ensayos de laboratorio (Tabla 1). De los resultados encontrados se puede advertir la ausencia de suelos finos como arcillas en la composición del E1, debido a que éstos modifican su volumen en presencia de humedad.

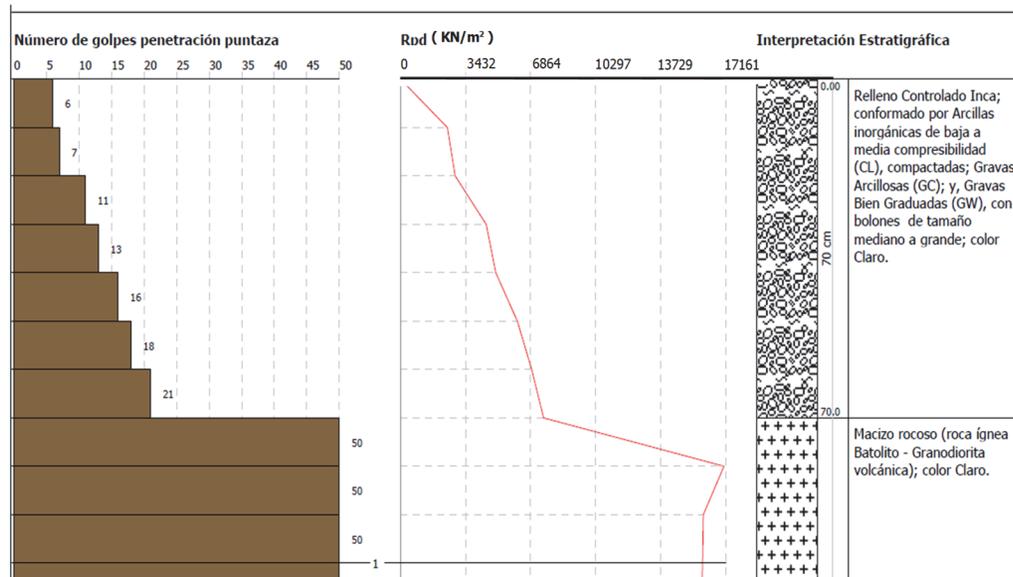


Fig. 9 – Estratigrafía típica de recinto en Machupicchu

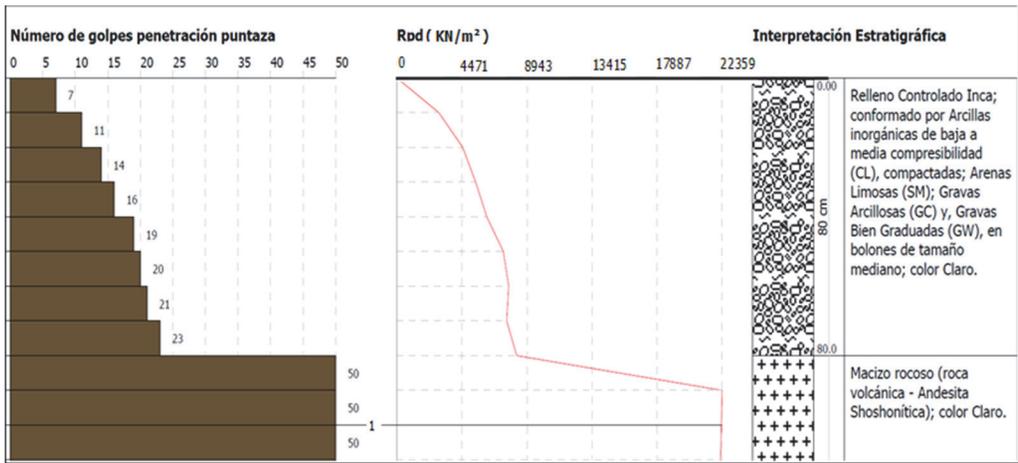


Fig. 10 – Estratigrafía típica de recinto en Písac

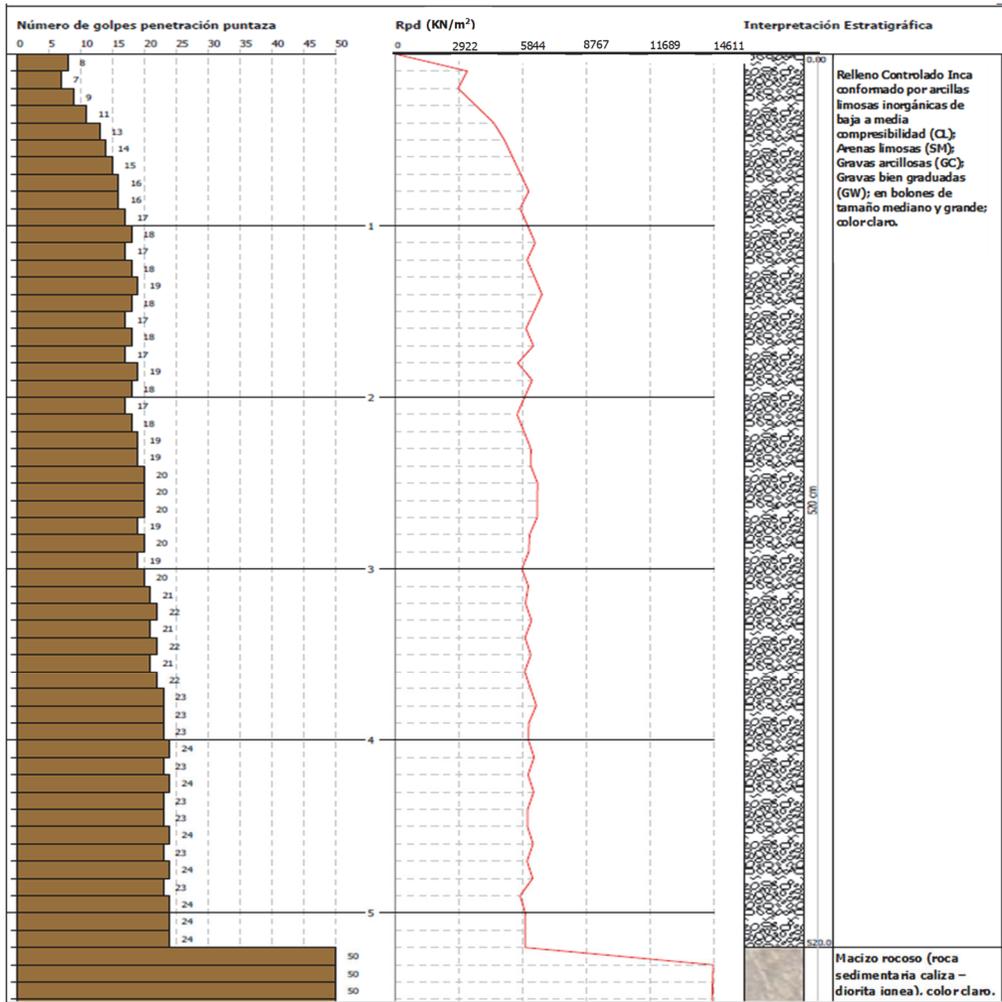


Fig. 11 – Estratigrafía típica de Plaza en Saqsaywaman

En las Fig. 9, 10 y 11 se presentan los estratos característicos de los suelos de los edificios Inca objetos de esta investigación; conformados principalmente por 2 estratos (E1 y E2), cuyas características físicas y mecánicas fueron determinadas por el número de golpes Penetrométricos para penetrar 10 cm de suelo.



Fig. 12 – Conformaciones características de RCI – E1

Tabla 1 – Características físicas del E1

<i>Llaqta</i>	Nro.	Prof.	Estrato	C.A. (%)	LP (%)	LL (%)	IP	Cc	Cu	Clasf.
Machupicchu	C-1	0.9 m	E1	2.4	---	---	---	144.6	341.2	GP
Písaq	C-1	0.9 m	E1	2.2	---	---	---	256.4	429.7	GP
Saqsaywaman	C-1	1.6 m	E1	1.9	---	---	---	149.5	381.7	GP

Nota: GP, Grava mal graduada; Cc, coeficiente de curvatura; Cu, coeficiente de uniformidad; IP, índice de plasticidad; LL, límite líquido; LP, límite plástico; C.A., contenido de agua.

La Tabla 2 muestra los resultados geotécnicos de ángulos de fricción y densidad (Φ y γ) del E1 y E2 para las tres *Llaqtas* estudiadas. Se encontró que los valores calculados son elevados. La Tabla 3 muestra la densidad (peso unitario) del E2, se puede evidenciar que en Písaq presenta una densidad superior con respecto a Machupicchu y Saqsaywaman. Sin embargo, se resalta que la densidad promedio de los suelos de las *Llaqtas* Inca es alta (suelo compacto); por lo que se afirma que los suelos son competentes.

Tabla 2 – Densidades promedio y ángulos de fricción

<i>Llaqtas</i>	Angulo de fricción, Φ (°)	Densidad, γ (kN/m ³)	Densidad saturada (kN/m ³)
Machupicchu			
Estrato 1: Gravas (GW)	30.00	18.63	21.08
Estrato 2: Roca ígnea granodiorita	38.00	22.94	-
Písaq			
Estrato 1: Gravas (GW)	32.10	20.69	21.67
Estrato 2: Roca ígnea andesita shoshonítica	45.71	25.39	-
Saqsaywaman			
Estrato 1: Gravas (GW)	31.10	20.59	21.37
Estrato 2: Roca sedimentaria caliza diorita	42.03	23.43	-

Tabla 3 – Densidad o peso unitario del E2 (macizo rocoso)

<i>Llaqtas</i>	Densidad (kN/m ³)			
	M - 1	M - 2	M - 3	Media
Machupicchu				
Estrato 2: Roca ígnea granodiorita	17.75	17.55	18.53	17.94
Pisac				
Estrato 2: Roca ígnea granodiorita	26.38	27.06	22.26	25.23
Saqsaywaman				
Estrato 2: Roca sedimentaria caliza diorita	23.34	22.45	25.30	23.69

Nota: A mayor peso unitario o densidad > resistencia.

En ambos estratos (E1 y E2), γ y Φ son competentes; corroborados por la alta resistencia de las rocas ígneas en Machupicchu y Pisac; y sedimentaria en Saqsaywaman, según los resultados de los ensayos DPL y Esclerómetros, presentados en la Tabla 4. Éstos últimos, son corroborados a su vez, por los resultados especificados en la Tabla 5; en ambos ensayos (Fig. 13), los valores están por encima de 20593.96 kN/m², establecidos actualmente por la Norma Técnica.



(a) Ensayo Esclerometrico



(b) Ensayo de Compresión

Fig. 13 – Vistas de los ensayos de resistencia de los macizos rocosos y laboratorio.

Tabla 4 – Correlaciones Esclerométricas del E2 – (Macizo rocoso)

Tipo roca <i>Llaqtas</i>	Resistencia en kN/m ²								
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	Media
Roca ígnea grano diorita (Machupicchu)	28831.6	33931.0	-	-	-	-	-	-	31381.2
Roca ígnea andesita shoshonítica (Pisac)	70019.4	63939.3	-	-	-	-	-	-	66979.4
Roca sedimentaria caliza diorita (Saqsaywaman)	47954.5	45993.1	52073.3	60703.1	53250.1	57565.0	46973.8	38147.8	50332.5

Nota: Los valores obtenidos con DPL, fueron corroborados con el ensayo Esclerometrico *in situ*

Tabla 5 – Compresión simple del E2 – (macizos rocosos)

Tipo de Roca <i>Llaqtas</i>	Resistencia en kN/m ²			
	M - 1	M - 2	M - 3	Promedio
Roca ígnea granodiorita (Machupicchu)	76388.9	79923.2	70599.0	75609.2
Roca ígnea andesita shoshonítica (Pisaq)	65787.9	73096.8	63899.1	67567.8
Roca sedimentaria caliza diorita (Saqsaywaman)	30981.1	28082.3	23865.4	27654.7

Nota: Resistencias superiores a la norma (NTP E.060, 2019).

3.3 – Determinación de la capacidad de carga

Los resultados encontrados de carga ultima revelan que en Machupicchu, para una profundidad de 1.50 metros en condición crítica, presenta una presión de carga de 941.43 kN/m² y para la condición optima, una presión de carga de 1624.96 kN/m²; así mismo, para una profundidad de 2.50 metros en condición óptima presenta una presión de carga de 1624.96 kN/m². En Pisaq, para una profundidad de 1.50 metros en condición crítica, presenta una presión de carga de 557.99 kN/m² y para la condición optima una presión de carga de 2043.71 kN/m²; así mismo, para una profundidad de 2.50 metros en condición óptima presenta una presión de carga de 3436.25 kN/m². En Saqsaywaman, para una profundidad de 1.50 metros en condición crítica presenta una presión de carga de 306.94 kN/m² y para la condición optima una presión de carga de 259.87 kN/m²; así mismo para una profundidad de 2.50 metros en su condición de optima, presenta una presión de carga de 1761.27 kN/m². Todos los valores calculados se encuentran por encima de la carga vertical actuante del edificio (Fig. 14).

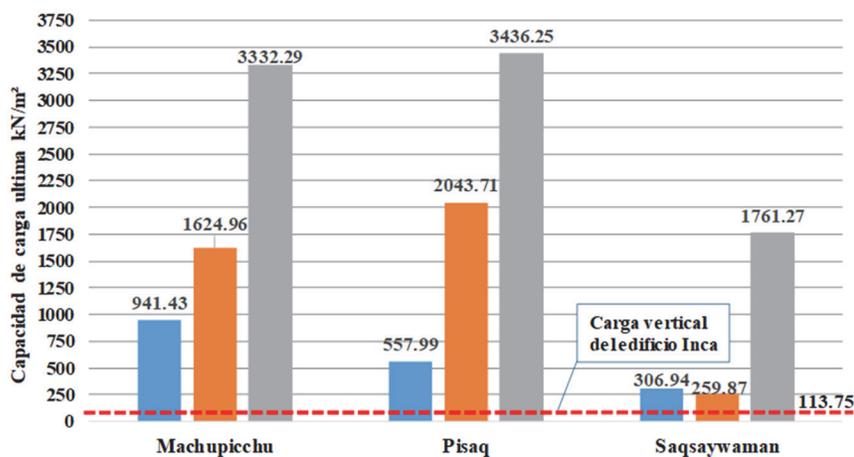


Fig. 14 – Capacidad de carga ultima

Los resultados encontrados de carga admisible revelan que en Machupicchu, para una profundidad de 1.50 metros en condición crítica presenta una presión de carga de 313.81 kN/m² y para condición optima una presión de carga de 541.32 kN/m²; así mismo para una profundidad de 2.50 metros en su condición de optima presenta una presión de carga de 1111.09 kN/m². En Pisaq, para una profundidad de 1.50 metros en su condición crítica presenta una presión de carga de 186.32 kN/m² y para la condición optima una capacidad de carga de 681.56 kN/m²; así mismo para una profundidad de 2.50 metros en su condición de optima presenta una presión de carga de 1145.41

kN/m^2 . En Saqsaywaman, para una profundidad de 1.50 metros en su condición crítica presenta una presión de carga de 101.98 kN/m^2 y para la condición óptima una presión de carga de 86.29 kN/m^2 ; así mismo para una profundidad de 2.50 metros en su condición de óptima presenta una presión de carga de 587.41 kN/m^2 . Todos los valores calculados se encuentran por encima de la carga actuante del edificio (Fig. 15).

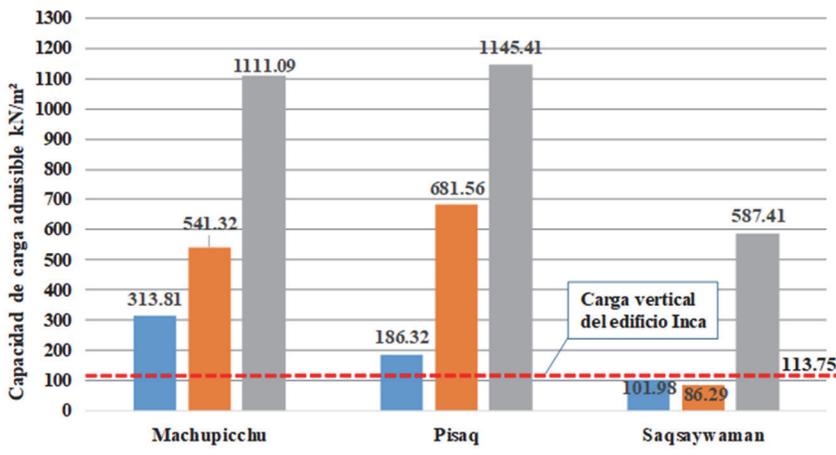


Fig. 15 – Capacidad de carga admisible

De acuerdo a los resultados encontrados de carga última y carga admisible, los estratos (E1 E2) son muy competentes, lo que permitió la conservación de los edificios Inca. Adicionalmente, cuando fuere necesario, la técnica constructiva utilizada fue enterrar las hiladas de los muros de contención para asegurar rigidez estructural de los edificios (Fig. 16).



(a) Machupicchu



(b) Saqsaywaman

Fig. 16 – Confinamiento de cimentaciones, con elevados niveles de compactación y soterramiento de hiladas de muro.

Los Inca, manejaron los parámetros de cimentación de manera prolija. Escogieron suelos de fundación de elevada capacidad de soporte donde se emplazaban sus edificios. Motivo por el cual, ejecutaron cimientos superficiales con una profundidad promedio de 1.50 m. Así mismo ejecutaron estructuras apoyadas directamente en el afloramiento de los macizos rocosos, como se muestra en la Fig. 17.

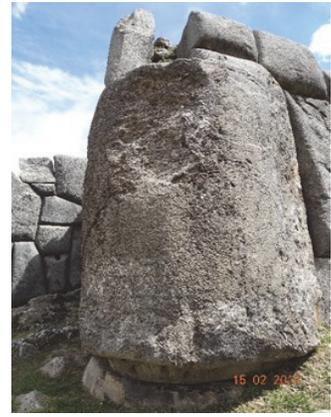
Finalmente, se realizó el cálculo de asentamientos, cuyos valores totales son los siguientes: en Machupicchu fue de 0.09 cm, en Pisaq de 0.11 cm y en Saqsaywaman de 0.20 cm. Verificándose



(a) *Llaqta Machupicchu*



(b) *Llaqta Pisaq*



(c) *Llaqta Saqsaywaman*

Fig. 17 – Vista de la cimentación directa de superestructuras sobre los afloramientos rocosos

que presentan valores inferiores al tolerable a 2.54 cm. Se considera que los cimientos Inca con dimensiones de entre 0.80 y 0.90 de ancho, permitió mejorar la estructuración de los muros, y con esto mejorar la transmisión de cargas, dotándole mayor seguridad y evitar posibles fallas por asentamientos.

4 – DISCUSIONES

4.1 – Evaluación del emplazamiento

El emplazamiento de los edificios Inca se realizó en geología competente (macizos rocosos) tal como se evidencia en los resultados encontrados; esto es concordante con (Ramírez y Alejano, 2004), quienes sostienen que los Inca eligieron este tipo de suelos por su elevada permeabilidad y baja compresibilidad; ratificada por Rodríguez y Daza (2021). Las *Llaqtas* Inca de Pisaq, Saqsaywaman y Machupicchu perduraron en el tiempo como efecto del tipo de geología elegida para los cimientos de sus edificios. Valorándose el aporte del campo geológico a las construcciones Inca (Carlotto et al., 2009).

Para Tavera (2020), la gran variedad de construcciones en las actuales ciudades, presentan alto riesgo; pues, no cumplen con los objetivos de durar y proteger de los peligros, como los terremotos. En este escenario, recomienda, estudiar “las experiencias y lecciones del pasado”; siendo la conservación perenne de las *Llaqtas* Inca, una referencia objetiva para fortalecer y guiar los asentamientos urbanos en el futuro. Machupicchu, Pisaq y Saqsaywaman sobrevivieron a innumerables eventos sísmicos, por la naturaleza altamente sísmica del Perú (Tavera, 2020); frente a ello, la civilización Inca habría elegido una geología competente para cimentar sus *Llaqtas*. Adicionalmente, esto demuestra una cultura de prevención. Pues, los Inca lograron superar las experiencias desafortunadas de sus predecesores, en referencia a la exposición a riesgos, evitando emplazarse en suelos no competentes.

La gestión de riesgos de desastres, implican mucho más allá de las labores de preparación y respuesta. Es decir, a la civilización Inca, no sólo le bastó superar las dificultades de sus antecesores – y, de hecho, las propias-; sino, crear una cultura de “hacer las cosas bien”. Por ello, *Llaqtas* como Machupicchu y Pisaq están emplazadas en geología de roca ígnea volcánica; y Saqsaywaman en roca sedimentaria del tipo caliza diorita; geologías calificadas como rocas muy competentes.

Otra virtud en la elección de macizos rocosos de geología competente para el emplazamiento de las *Llaqtas* Inca, es el respeto que los Inca tenían hacia la naturaleza, no invadiendo su propiedad. En efecto, eligieron montañas abruptas difíciles, pero no imposibles de gestionarlas para la

habitabilidad. Se alejaron de la tentación de ocupar espacios propios de la naturaleza como cauces de ríos, bofedales o áreas llanas de probable inundación, “áreas que históricamente fueron espacios de la naturaleza”.

Tavera (2020) no se equivoca, cuando afirma que, para determinar la vulnerabilidad de una ciudad, el paso inicial es la revisión de la calidad de los suelos de su emplazamiento y la cultura de prevención que posee la población. Esta praxis fue realizada en este estudio, para inferir científicamente que, las *Llaqtas* Inca están emplazadas en roca dura, con resistencias a compresión elevada. Coadyuvada por una arquitectura sismorresistente. Las *Llaqtas* Inca son la evidencia de que “El sismo en sí no mata”. Son más de cinco siglos que se mantiene en pie. Tavera (2020) afirma que “Lo que mata es el colapso de las viviendas mal construidas o levantadas sobre suelos inestables”. Consecuentemente, queda demostrado que la elección de una geología competente por los Inca, garantizó la conservación sostenible de las *Llaqtas*; lección que, de aplicarse, ayudaría en evitar escenarios de desastre, como Mirave y Aplao en Perú (Tavera, 2020).

La climatología de Machupicchu, Písac y Saqsaywaman, evidencia la presencia de precipitaciones pluviales de mediana y alta intensidad; condiciones que fueron encaradas con los RCI, que permitieron la filtración del agua al subsuelo (Wright, 2013); concordando con Astete y Bastante (2020). Para Wright (2013), “La solidez de la estructura de los edificios Inca es un ejemplo notable del ingenio inca frente a una topografía y un entorno natural desafiante”. Las difíciles restricciones de sitio que presentaban las *Llaqtas* Inca para su habitabilidad, coadyuvado por intensas precipitaciones pluviales, en montañas de pendiente empinada; requerían de un conocimiento avanzado en el manejo de drenajes superficiales y subterráneos. Encarándolos con la construcción de RCI.

Los RCI encontrados fueron ejecutados con fragmentos de substrato rocoso con granulometría descendente, para nivelar las superficies abruptas de las montañas rocosas. Fueron utilizados estratégicamente en patios, plazas y plataformas agrícolas con el objetivo de infiltrar el agua, direccionándolo por canales subterráneos hacia colectores alejados de los cimientos Inca. Esta técnica Inca garantizó encarar exitosamente climas adversos del lugar; sin cuya ejecución, probablemente las *Llaqtas* Inca no existiría hasta nuestros días. Pues, el enemigo de la estabilidad toda construcción, es el agua (Bouchard et al., 1992). Situación distinta ocurre con los suelos finos (arcillas), que frente a cambios de humedad se contraen o expanden; modificando su volumen en presencia o ausencia de lluvia (Jaramillo et al., 2022). Motivo por el cuál, seguramente los Inca no incluyeron este tipo de suelo en los RCI, constituidos por suelos gruesos, caracterizado por su elevada permeabilidad, alta resistencia y poca probabilidad de asentamientos diferenciales, que permitieron la conservación de las *Llaqtas*.

En las condiciones actuales, este prolijo trabajo de los RCI en Machupicchu, Písac y Saqsaywaman está expuesto al cambio climático. En efecto, considerando los análisis desarrollados en torno a la temperatura global por el Instituto Goddard de Estudios Espaciales, el incremento supera más de 1° Celsius desde el año 1880 (Jaramillo et al., 2022). Estas elevadas temperaturas, están generando en el patrimonio construido del mundo -entre otros-, el arenado de morteros en sus diversas presentaciones. Frente a lo cual, las *Llaqtas* Inca no serían la excepción. Constituyendo hoy, un riesgo no menor, debido a que los edificios no presentan cubiertas, por la causa descrita, estarían facilitando la infiltración de agua de lluvia a los cimientos, al igual que los pisos de recintos, constituidos por suelos finos (Carlotto et al., 2009).

Los Inca eligieron emplazamientos con ausencia de Nivel Freático; esto, probablemente se debió - a que los Incas - experimentaron dificultades para gestionar la presencia de manantiales (aguas subterráneas) sobre el cual está construido Cusco previo a su intervención, considerándolo de alto riesgo (Rostworowski, 2011). La existencia de NF aminora la capacidad de soporte de los suelos (Foraboschi y Vanin, 2014).

Para Chen et al. (2022), la presencia de Nivel Freático en suelos de fundación, conduce a diversos efectos, entre ellos: la “sumersión, salinización, deformación o destrucción de los cimientos de los edificios”. Precisamente estas consecuencias adversas a la conservación perenne de edificios,

fueron evitadas por los Inca, eligiendo macizos rocosos sin presencia de nivel freático para cimentar Machupicchu, Písaq y Saqsaywman. Garantizando así, competente capacidad de carga. Si la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo de fundación están expuestos a la presencia de nivel freático, sus valores disminuyen y con ello, su capacidad de carga (Chen et al., 2022; Carlotto et al., (2009). Por tanto, los Inca no se equivocaron al elegir macizos rocosos sin nivel freático. Eligieron suelos cuya porosidad, permeabilidad y su mejora con los RCI, posibilitaron competente capacidad de carga, garantizando el uso seguro de los edificios en las *Llaqtas* hasta nuestros días.

Para Sass y Viles (2022), el deterioro y la conservación del patrimonio construido es causado por la presencia de agua, cuyo efecto directo se advierte en la descomposición de piedras y rocas, consideran trascendental, conocer cómo las construcciones en piedra reaccionan en su entorno cambiante. De hecho, en su momento los Inca resolvieron ese dilema, como parte de la gestión perenne de sus *Llaqtas*, en pie hasta la actualidad. Por otro lado Sandrolini y Franzoni (2006), consideran como problema en la conservación de edificios históricos, a la humedad, entendida como presencia de agua que afecta la seguridad estructural, recomendando aplicar lo determinado en la Directiva del Consejo Europeo 89/106/CEE (21/12/88), que exige el uso de materiales cuya resistencia estructural garantice la salud humana. Los Inca, conocían de esta problemática; por ello, evitaron el Nivel Freático para cimentar sus *Llaqtas*.

La investigación muestra que los RCI fueron ejecutados para disminuir los efectos de sismos; complementando con edificios resistentes al sismo, cuya forma geométrica es rígida con respecto a la esbeltez del edificio (Ma et al., 2023). Garantizando la solidez frente a los esfuerzos sísmicos, de los cimientos y edificios (Sáez, 2010). Los RCI (E1), fueron la técnica de cimentación más importante, para disminuir los efectos de los sismos (Mendoza et al., 2018). Por tal razón, posiblemente, al haber elegido macizos rocosos como emplazamiento, sólo fue necesario ejecutar cimientos superficiales, sin alguna conexión rígida, al suelo de fundación (Bieniawski, 1989). Esto evidencia que la práctica constructiva Inca - al igual que en otros contextos territoriales -, tenían conciencia de lo devastador que puede ser un sismo (Carocci et al., 2021). Hipervalorándose la selección de los suelos con el fin de garantizar la solidez del edificio (Krentowski et al., 2017).

Los relieves abruptos y empinados donde se ubican las *Llaqtas*, fueron habilitados de manera artificial con la ejecución de los RCI; para múltiples propósitos, esto permitió la nivelación de superficies, la distribución uniforme de cargas y filtrar las aguas de lluvia al subsuelo (Carlotto, et al., 2009). En suma, elegir condiciones adecuadas del emplazamiento, formaría parte del conocimiento de los Andes (Sáez, 2010). Que encararon eficazmente las condiciones adversas del lugar (Vilímek et al., 2020). Consiguiendo avances significativos en cartografía sagrada, integrándose a las montañas, para constituirse como referencias (Molina-Gómez et al., 2022).

4.2 – Caracterización físico-mecánico de los suelos

Los conocimientos Inca, fundamentados en los conocimientos de la sabiduría ancestral transmitida de generación en generación (Carlotto et al., 2009); así como, de la experiencia propia; del ensayo y error, de la observación y profunda comprensión de los suelos de fundación elegidos para habitar, lograron comprender que, el comportamiento mecánico de la interacción suelo-estructura, “es crucial para la seguridad y solidez de las infraestructuras” (Ma et al., 2023). Hoy, se recurre a la caracterización físico-mecánico de los suelos con el fin de conocerlos.

Molina-Gómez et al. (2022) consideran decisiva la identificación de la estratigrafía del suelo para el análisis geotécnico de un determinado emplazamiento. En este contexto, este es el primer estudio que evalúa los suelos de fundación de los edificios y es punto de partida de todo análisis. Identificación que, además de caracterizar los estratos del suelo “reduce la probabilidad de falla de las estructuras geotécnicas” (Molina-Gómez et al., 2022).

El presente estudio identificó 2 estratos: Estrato 1 (E1), conformado por los RCI y el Estrato 2 (E2), conformado por los macizos rocosos. Las investigaciones previas realizadas por Astete y Bastante (2020), sólo describen el E1 como relleno de andenes. Como se advierte, la conservación

perenne de las *Llaqtas*, fue gestionada por los Inca desde la mejora de la conformación de los suelos. La técnica ampliamente utilizada es la compactación de suelos para incrementar su densidad que “mejora sus propiedades mecánicas” (Aboelela et al., 2022). En efecto, esta técnica ingenieril cuyo propósito es de amplia vigencia en la actualidad, fue utilizada por los Incas en Machupicchu hace más de 500 años, como una estrategia de mejora de suelos naturales. Mejora que lograron con la construcción artificial del E1 o RCI, cuyas características físico-mecánicas responden a parámetros geotécnicos competentes con múltiples funciones.

Los E1 y E2 se identificaron *in situ* con Ensayos Penetrométricos. En el E1 se encontró gravas, gravas arenosas, gravas arcillosas, arenas; esto concuerda con lo encontrado por Astete y Bastante (2020), que describen el E1 formado por líticos (gravas) de tamaño descendente en la base, seguido de arena y tierra orgánica. Así mismo, al correlacionar el número de golpes Penetrométricos y las características de los suelos de los E1 y E2, se obtuvo suelos competentes, esto concuerda con (Sáez, 2010). En su momento investigaciones arqueológicas, a pesar de realizar exploraciones con calicatas, producto de la intensa excavación en las *Llaqtas* Inca, limitaron la descripción del E1, como capas de los rellenos de andenes (Astete y Bastante, 2020).

4.3 – Determinación de la capacidad de carga

“La resistencia del suelo es de considerable importancia en la geotécnica”; ésta exige mínimamente, el conocimiento de la cohesión y la densidad de los suelos; así como, el valor de la carga vertical actuante (Keawsawasvong et al., 2021); conocimiento que hoy es facilitado por logística y tecnología de punta, para resolver con solvencia los cimientos de toda obra civil. Sin embargo; los Inca, sin contar con las facilidades y tecnología de hoy, resolvieron los cimientos magistralmente, en un emplazamiento de alta complejidad por las pendientes elevadas y relieves abruptos. Constituyendo su obra una verdadera proeza ingenieril. Más aún, por haber garantizado su perdurabilidad en el tiempo, trayendo consigo lecciones que no pueden ser ignoradas. Por el contrario, merecen ser difundidas al mundo por la trascendencia de su arquitectura perenne.

Los resultados de la capacidad de carga encontrados en este estudio, no es un hecho fortuito. Es resultado de la gestión Inca; se dieron el tiempo de acondicionar las montañas rocosas, de prepararlas, mejorarlas, protegerlas antes de cimentar. Las evidencias están a los ojos del mundo, en la armónica relación que lograron entre su obra artificial y la naturaleza. Obra artificial que fue prudente con los suelos de fundación; no sobrecargándola, como lo demuestran los valores calculados de la capacidad de carga última y admisible.

La carga actuante del edificio Inca calculado, fue menor a la capacidad de soporte del suelo (E1) constituido por los RCI. Esto concuerda con Saloustrós et al. (2015) quien menciona que las cargas verticales deben ser similar o superior a la resistencia del suelo, de lo contrario, la estructura puede sufrir fallas. Para Wright (2013), son criterios de durabilidad para una infraestructura sólida y bien concebida. Para Astete y Bastante (2020), es racionalidad constructiva andina con buena capacidad de soporte.

Para Acharyya y Dey (2023), el sistema de cimentación está influenciado por diferentes parámetros: y el ángulo de fricción, la profundidad del cimiento, la profundidad del empotramiento de la zapata, la profundidad de la capa de suelo suprayacente. Todos estos parámetros determinan la competencia de la capacidad de carga de la interacción suelo-cimiento. Los Inca, hace cinco siglos, ejecutaron estos parámetros. Para Ates y Sadoglu (2022): “Si la rigidez y la capacidad portante del suelo debajo de una superestructura no son eficientes para soportar las cargas de las estructuras, un remedio común es aumentar la profundidad de la zapata para transmitir las cargas a las capas de suelo que tienen una alta capacidad portante”. Situación que, en el caso de las *Llaqtas* Inca no fue necesario, por la elevada capacidad de soporte del suelo donde se emplazaban.

Cabe resaltar una característica singular de los RCI en su función de cimiento y soporte de la carga vertical actuante; su conformación por gravas bien graduadas disipa la “energía de contacto que surge de la deformación de contacto inelástico y las colisiones de partículas”. Contribuyendo a

mejorar la resistencia al corte de un suelo granular al absorber parte de la energía externa aplicada al suelo (Xie et al., 2023).

5 – CONSIDERACIONES FINALES

De acuerdo a lo evidenciado en los resultados de este estudio, se concluye que los Rellenos Controlados Inca (RCI) incide directa y positivamente en la conservación de los edificios; esto, sustentado en el conocimiento geotécnico Inca; que se deduce en la selección adecuada del emplazamientos de las *Llaqtas* Inca en geología de roca dura, climas adversos encarados con sistemas de drenaje, elección de suelos sin presencia de nivel freático, elección de lugares alejados del efecto sismo severo y relieves de montañas rocosas altamente trabajados para su habitabilidad y conservación perenne.

La caracterización físico-mecánica de los suelos de fundación encontrados muestran que el estrato - E1 - está conformado por suelos granulares provenientes de los propios macizos rocosos, cuyas características físicas y mecánicas son competentes, lograron una elevada capacidad de soporte frente a esfuerzos verticales actuantes; además posibilitaron distribuir con uniformidad las cargas, nivelar superficies, posibilitar la infiltración segura de las precipitaciones pluviales hacia sistemas de colección en el subsuelo, alejados de los cimientos y atenuación del efecto sismo severo. El estrato E2 está conformado por macizos rocosos. Por tanto los análisis realizados en este estudio permiten afirmar que los suelos de fundación son competentes, lo que se demuestra con la perdurabilidad de los edificios Inca hasta la actualidad; en suma su conservación.

La capacidad de carga actuante de los Edificios Inca, es menor a la capacidad del suelo constituido por los RCI, lo que garantiza que los edificios no presenten fallas. Esto evidencia la competencia óptima de los suelos de fundación. Coadyuvado con la construcción de edificios resistentes al sismo y técnicas ingenieriles de mejora de suelos, como la compactación, los encajes y drenajes, que consolidaron la función estructural de las construcciones Inca.

Considerando la función estructural que cumplen los suelos, trabajados artificialmente con (RCI), debería evitarse excavaciones a cielo abierto para no exponerlas a riesgos de colapso. En caso extremo, tendría que preverse un programa de reposición de RCI, con participación de especialistas en geotecnia y un equipo interdisciplinario en la especialidad, para conservar las características originales (estudios de densidad de suelos originales Inca). Los métodos no invasivos ni destructivos son los recomendados en la conservación del patrimonio edificado.

6 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aboelela, A. E.; Ebid, A. M.; Fayed, A. L. (2022). *Estimating the subgrade reaction at deep braced excavation bed in dry granular soil using genetic programming (GP)*. Results in Engineering, 13. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2021.100328>
- Acharyya, R.; Dey, A. (2023). *Response of Skirted Strip Footing Resting on Layered Granular Soil Using 2-D Plane-Strain Finite Element Modeling*. Geotechnical and Geological Engineering, 41(3), 2185–2200. <https://doi.org/10.1007/s10706-022-02373-6>
- Adam, J. M.; Buitrago, M. (2018). *Learning from failures in an emblematic building in Valencia, Spain*. Engineering Failure Analysis, 92, 418–429. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.06.023>
- Astete, F.; Bastante, J. M. (2020). *Machupicchu investigaciones interdisciplinarias*: Vol. I (F. Astete & J. Bastante, Eds.). Ministerio de Cultura. Perú.
- Ates, B.; Sadoğlu, E. (2022). *Experimental and Numerical Investigation of Load Sharing Ratio for Piled Raft Foundation in Granular Soils*. KSCE Journal of Civil Engineering, 26(4), 1662–1673. <https://doi.org/10.1007/s12205-022-1022-4>

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Rock Mass Classifications A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. Wiley.
- Bouchard, J.-F.; Usselman, P.; Carlotto, V. (1992). *Machu Picchu : problemas de conservación de un sitio inca de ceja de selva*. Bulletin de l'Institut Français d'études Andines, 21(3), 905–927. <https://doi.org/10.3406/bifea.1992.1092>
- Carlotto, V.; Cárdenas, J.; Fidel, L. (2009). *La geología, evolución geomorfológica y geodinámica externa de la ciudad Inca de Machupicchu, Cusco-Perú*. In Revista de la Asociación Geológica Argentina (Vol. 65, Issue 4).
- Carocci, C. F.; Macca, V.; Tocci, C. (2021). *The roots of the 18th century turning point in earthquake-resistant building*. In History of Construction Cultures (pp. 623–630). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003173434-193>
- Chen, W.; Liu, Q.; Wang, E. (2022). *The Effect of the Water Table on the Bearing Capacity of a Shallow Foundation*. Applied Sciences (Switzerland), 12(13). <https://doi.org/10.3390/app12136571>
- Foraboschi, P.; Vanin, A. (2014). *Experimental investigation on bricks from historical Venetian buildings subjected to moisture and salt crystallization*. Engineering Failure Analysis, 45, 185–203. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.06.019>
- Jaramillo Morilla, A.; Mascort-Albea, E. J.; Romero-Hernández, R.; Soriano-Cuesta, C. (2022). *Climate change impacts on cultural heritage building foundations in Western Andalusia*. Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III Symposium, 2022, 1079–1087. <https://doi.org/10.1201/9781003308867-85>
- Juárez, E.; Rico, A. (2005). *Mecánica de Suelos*: Vol. Tomo I. Editorial LIMUSA.
- Keawsawasvong, S.; Thongchom, C.; Likitlersuang, S. (2021). *Bearing Capacity of Strip Footing on Hoek-Brown Rock Mass Subjected to Eccentric and Inclined Loading*. Transportation Infrastructure Geotechnology, 8(2), 189–202. <https://doi.org/10.1007/s40515-020-00133-8>
- Krentowski, J.; Chyzy, T.; Dunaj, P. (2017). *Sudden collapse of a 19th-century masonry structure during its renovation process*. Engineering Failure Analysis, 82, 540–553. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.04.010>
- Kuroiwa, J. (2016). *Manual para la Reducción del Riesgo Sísmico de Viviendas en el Perú*. Ministerio de Vivienda, Ed.; Primera edición).
- Lambe, T.; Whitman, R. (2004). *Mecánica de Suelos*: Vol. I (LIMUSA, Ed.).
- Ma, X.; Lei, H.; Kang, X. (2023). *Examination of interface roughness and particle morphology on granular soil–structure shearing behavior using DEM and 3D printing*. Engineering Structures, 290. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116365>
- Mendoza, C.; Ruge, J. C.; Caicedo, B. (2018). *The geological history analysis of the friction angle in transported soils and their importance in the bearing capacity of shallow foundations*. Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería, 34. <https://doi.org/10.23967/j.rimni.2017.8.003>
- Ministerio de Cultura – (MINCUL) (2015). *Plan Maestro del Santuario Histórico de Machupicchu 2015 - 2019*: Vol. I. https://www.culturacusco.gob.pe/dmdocuments/machupicchu/PMSHM_DISENO_CONSOLIDADO.pdf

- Molina-Gómez, F.; Cordeiro, D.; Ferreira, C.; Viana da Fonseca, A. (2022). *Soil stratigraphy from seismic piezocone data and multivariate clustering in alluvial soil deposits*. Experience in the Lower Tagus Valley region. Cone Penetration Testing 2022 - Proceedings of the 5th International Symposium, CPT 2022, 584–590. <https://doi.org/10.1201/9781003308829-84>
- NTP 339.134. (1999). *Norma Técnica Peruana*. Métodos de Clasificación Suelos
- NTP 339.159. (2001). *Norma Técnica Peruana*. Método de Ensayo Normalizado para La Auscultación Con Penetrómetro Dinámico Ligero de Punta Cónica (DPL)
- NTP 339.181. (2013). *Norma Técnica Peruana*. Método de ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido (esclerometría).
- NTP E.030. (2016). *Norma Técnica Peruana*. Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones
- NTP E.050. (2018). *Norma Técnica Peruana*. Suelos y Cimentaciones.
- NTP E.060. (2019). *Norma Técnica Peruana*. Concreto Armado.
- Ramírez, P.; Alejano, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*.
- Rodríguez, M. Á. T.; Daza, P. G. (2021). *La construcción del Alcázar de Sevilla. Replanteo, cimentaciones y murallas fundacionales*. Informes de la Construcción, 73(563), 1–15. <https://doi.org/10.3989/IC.78484>
- Rodríguez-Pascua, M. A.; Benavente Escobar, C.; Rosell Guevara, L.; Grütznér, C.; Audin, L., Walker, R.; García, B.; Aguirre, E. (2020). *Did earthquakes strike Machu Picchu?*. Journal of Seismology, 24(4), 883–895. <https://doi.org/10.1007/s10950-019-09877-4>
- Rostworowski, M. (2011). *Pachacutec Inca Yupanqui* (IEP, Ed.).
- Sáez, E. (2010). Fundamentos de Geotecnia (Pontificia Universidad Católica de Chile, Ed.).
- Saloustros, S.; Pelà, L.; Roca, P.; Portal, J. (2015). *Numerical analysis of structural damage in the church of the Poblet Monastery*. Engineering Failure Analysis, 48, 41–61. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.10.015>
- Sandrolini, F.; Franzoni, E. (2006). *An operative protocol for reliable measurements of moisture in porous materials of ancient buildings*. Building and Environment, 41(10), 1372–1380. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.05.023>
- Sass, O.; Viles, H. (2022). *Heritage hydrology: a conceptual framework for understanding water fluxes and storage in built and rock-hewn heritage*. Heritage Science, 10(1). <https://doi.org/10.1186/s40494-022-00693-7>
- Tavera, H. (2020). *Terremotos vs. Sismos Frases y reflexiones para recordar* (H. Tavera, Ed.); 1ra edición digital). <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/4851/Terremotos-vs-sismos-Hernando-Tavera.pdf?sequence=5&isAllowed=y>
- Vilímek, V.; Klimeš, J.; Ttito Mamani, R. V.; Bastante Abuhadba, J.; Astete Victoria, F.; Champi Monterroso, P. Z. (2020). *Contribution of the collaborative effort of the Czech WCoE to landslide risk reduction at the Machupicchu, Peru*. Landslides, 17(11), 2683–2688. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01509-0>
- Vilímek, V.; Zvelebil, J.; Klimeš, J.; Patzelt, Z.; Astete, F.; Kachlík, V.; Hartvich, F. (2007). *Geomorphological research of large-scale slope instability at Machu Picchu, Peru*. Geomorphology, 89(3–4), 241–257. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2006.12.004>

- Wright, K. R. (2013). *Inca Foundations, Site Preparation, and Drainage at Machu Picchu*. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 18(2), 131–142. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)sc.1943-5576.0000146](https://doi.org/10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000146)
- Xie, T.; Guo, P.; Stolle, D. (2023). *Thermodynamic basis of granular STZ model and its application in revealing shear resistance reduction mechanisms of granular soils under vibration*. Continuum Mechanics and Thermodynamics. <https://doi.org/10.1007/s00161-023-01244-6>

BIOESTABILIZAÇÃO DE UM SOLO ARENOSO POR VIA ENZIMÁTICA E COM BIOPOLÍMERO: EFEITO DO TEMPO DE CURA

Biostabilisation of a sandy soil by enzymatic way and with a biopolymer: effect of curing time

Paulo J. Venda Oliveira^a, Joaquim A. Oliveira Rosa^b, Diogo J. R. Cabral^b

^a Universidade de Coimbra, ISISE, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra, Portugal.

^b Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra, Portugal.

RESUMO – Neste trabalho compara-se a eficiência de duas metodologias para bioestabilização de um solo arenoso: utilização da enzima *urease* (EICP) e do biopolímero xantano (XG). Com base nos resultados de ensaios UCS e edométricos para diferentes tempos de cura, avaliam-se as repercussões de ambas as metodologias, em termos de resistência à compressão não confinada, módulo de deformabilidade, índice de compressibilidade e tensão de cedência. Comparando ambas as metodologias, constata-se que o tratamento com *EICP* é mais eficiente na melhoria das propriedades mecânicas, induz um comportamento tensão-deformação mais frágil e conduz a ganhos de resistência e rigidez mais rápidos (≤ 14 dias). Em termos de compressibilidade confinada, constata-se com *EICP* o aumento da tensão de cedência com o tempo de cura, enquanto a utilização de *XG* origina a diminuição da tensão de cedência e um significativo aumento do índice de compressibilidade, em resultado da hidratação dos hidrogéis do *XG*.

ABSTRACT – This work compares the effectiveness of two methodologies for biostabilisation of a sandy soil: using the enzyme *urease* (EICP) and the biopolymer xanthan gum (XG). Based on the results of UCS and oedometer tests for different curing times, the repercussions of both methodologies are evaluated in terms of unconfined compressive strength, deformability modulus, compressibility index and yield strength. Comparing both methodologies, it can be seen that treatment with *EICP* is more efficient in improving mechanical properties, induces a more fragile stress-strain behaviour and leads to faster gains in strength and stiffness (≤ 14 days). In terms of confined compressibility, with *EICP* the yield strength increases with curing time, while the use of *XG* leads to a decrease in the yield strength and to a significant increase in the compressibility index, due to the hydration of the *XG* hydrogels.

Palavras Chave – Bioestabilização, enzima *urease*, biopolímero xantano.

Keywords – Biostabilisation, *urease* enzyme, biopolymer xanthan gum.

1 – INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas, tem-se vindo a constatar uma tendência para as estruturas de engenharia civil (aterros, barragens, túneis, aeroportos, edifícios, etc), aplicarem solicitações de intensidade crescente em conjugação com a diminuição de deslocamentos admissíveis e a

E-mails: pjvo@dec.uc.pt (P. Oliveira), joaquim.rosa@infraestruturasdeportugal.pt (J. Rosa), d10go_93@hotmail.com (D. Cabral)

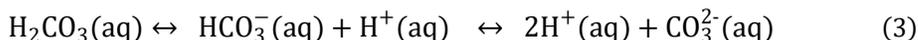
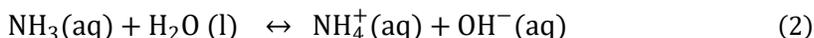
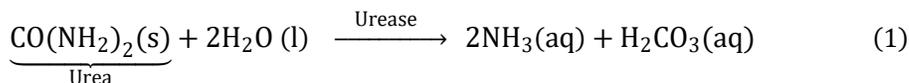
ORCID: orcid.org/0000-0001-8515-8664 (P. Oliveira)

utilização de formações geotécnicas com débeis propriedades mecânicas. Para viabilizar a construção em condições geotécnicas muito adversas, é necessário promover o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos de fundação. Um dos métodos mais utilizados para melhorar as propriedades destes solos, consiste na estabilização química com ligantes, com particular destaque para a utilização de cimento Portland, cal viva, cinzas volantes, escórias granuladas de alto-forno, etc.

Apesar do cimento ser o ligante químico mais utilizado na engenharia geotécnica, devido às suas excelentes propriedades e ao reduzido custo, o seu impacto na pegada ecológica está longe de ser negligenciável, uma vez que a sua produção contribui para cerca de 2,6% das emissões globais de CO₂ (IPCC, 2022). Além disso, a utilização de cimento na geotecnia origina impactos significativos e permanentes no ambiente, associados ao aumento do pH, que tem um efeito prejudicial no desenvolvimento da vegetação e no microbioma. Adicionalmente, o material compósito obtido após estabilização é praticamente irreversível (Chang et al., 2016), o que coloca reservas à sua utilização em zonas sensíveis do ponto de vista ambiental.

Para mitigar esta pegada ecológica, nos últimos anos algumas técnicas alternativas têm vindo a ser exploradas, nomeadamente a utilização de materiais biodegradáveis (Nguyen et al., 2018; Mendonça et al., 2021a; Venda Oliveira e Reis, 2023), a reciclagem/reutilização de materiais de construção (Gomes et al., 2014; Neves et al., 2024) e a implementação de metodologias de origem biológica (Venda Oliveira e Rosa, 2020). As técnicas associadas à produção de um biocimento (biocimentação), através da utilização de bactérias ou enzimas, são algumas das alternativas mais estudadas e promissoras para substituir, em determinadas condições, a utilização intensiva do cimento.

Em geral, o processo de biocimentação consiste na precipitação de carbonato de cálcio (biocimento) e sua deposição nos poros do solo, promovendo em simultâneo a criação de ligações biocimentícias entre as partículas de solo. Este processo é usualmente designado de MICP (“Microbiologically induced calcite precipitation”) ou EICP (“Enzyme induced calcium carbonate precipitation”), caso a precipitação de carbonato de cálcio seja induzida por micróbios ou por enzimas, respetivamente. Em geral, ambas as técnicas, MICP e EICP, possuem características de base semelhantes; na MICP a enzima *urease* é produzida por bactérias, enquanto a EICP utiliza a *urease* previamente extraída de plantas (Nematí e Voordouw, 2003; Yasuhara et al., 2012; Neupane et al., 2013, 2015a, 2015b; Putra et al., 2017; Carmona et al., 2018) ou de bactérias (Hoang et al., 2020). A principal vantagem da MICP é o seu reduzido custo, enquanto a EICP é mais fácil de usar em geotecnia, uma vez que esta técnica não implica o cultivo e armazenamento de bactérias (Venda Oliveira e Neves, 2019). Em ambas as técnicas, MICP e EICP, existe adição de enzima *urease* ao sistema, a qual catalisa a hidrólise da ureia (CO(NH₂)₂) (Blakeley e Zerner 1984) em iões amónio (NH₄⁺) e carbonato (CO₃²⁻), processo descrito pelas equações químicas seguintes (Hammes e Verstraete, 2002; Venda Oliveira e Rosa, 2020; Carmona et al., 2017, 2018).



Num ambiente com um pH elevado e na presença conjunta de iões de cálcio (Ca²⁺) e iões carbonato, o carbonato de cálcio (CaCO₃) precipita de forma espontânea (Chou et al., 2011; Burbank et al., 2013) de acordo:



Ambas as metodologias, EICP e MICP, promovem a diminuição de porosidade do solo (Whiffin et al., 2007) e do coeficiente de permeabilidade do solo (Chou et al., 2011; Al Qabany e Soga, 2013; Nemati e Voordouw, 2003; Yasuhara et al., 2012; Neupane et al., 2013). Paralelamente, a deposição do CaCO_3 nos vazios do solo cria também uma rede de ligações entre as partículas de solo que altera as características do material estabilizado, induzindo:

- i) Aumento de resistência (Al Qabany e Soga, 2013; Venda Oliveira et al., 2015; Venda Oliveira e Neves, 2019; Lin et al., 2016; Liu et al., 2018; Xiao et al., 2019; Venda Oliveira e Rosa, 2020; Yasuhara et al., 2012; Neupane et al., 2015a, 2015b; Carmona et al., 2017, 2018; Venda Oliveira et al., 2016).
- ii) Aumento de rigidez (van Paassen et al., 2010; Mortensen et al., 2011; Venda Oliveira e Rosa, 2020; Carmona et al., 2017, 2018; Venda Oliveira et al., 2016).
- iii) Diminuição de ductilidade do comportamento tensão-deformação (Venda Oliveira et al., 2015, 2016; Venda Oliveira e Neves, 2019).
- iv) Aumento de resistência à liquefação (Montoya et al., 2012; Burbank et al., 2013; Cheng et al., 2013).
- v) Aumento de resistência à erosão de misturas de cascalho e areia (Jiang e Soga, 2016), areias (Zomorodian et al., 2023), areias siltosas/argilosas (Shafii et al., 2019), solo residual granítico (Wang et al., 2023), siltes e argilas (Lajevardi e Shafiei, 2023).
- vi) Promove a estabilização de dunas de areia (Naeimi et al., 2023).
- vii) Altera o comportamento de areias soltas, induzindo a expansão volumétrica durante a fase de corte (Chou et al., 2011).

Em complemento aos aspetos anteriormente mencionados, a utilização da metodologia EICP tem revelado alguns aspetos específicos, em particular:

- (i) Exibe maior eficiência em solos arenosos/siltosos bem graduados (Venda Oliveira et al., 2016).
- (ii) A eficiência do método depende diretamente da quantidade de CaCO_3 precipitado (Yasuhara et al., 2012; Neupane et al., 2015a; Carmona et al., 2018; Venda Oliveira e Neves, 2019).
- (iii) A atividade da *urease* é maximizada em ambientes com pH de aproximadamente 8,0 (Venda Oliveira et al., 2016).
- (iv) A metodologia EICP é viável para uma gama alargada de teores de matéria orgânica (MO), 0-11% (Venda Oliveira e Neves, 2019), embora se tenha observado a inibição da metodologia na presença cumulativa de valores de pH inferiores a 4,5 e teores de MO de cerca de 11.0% (Venda Oliveira et al., 2016).
- (v) A eficácia aumenta após injeções repetidas de solução estabilizadora (Yasuhara et al., 2012; Neupane et al., 2013, 2015a; Putra et al., 2017; Hoang et al., 2020).
- (vi) A eficiência do processo é maximizada para um tempo de cura de 7 dias, um teor de *urease* de 4 kU/L e um teor de ureia-cloreto de cálcio de 0.75-1,0 mol/L (Venda Oliveira et al., 2016; Carmona et al., 2018).
- (vii) A inclusão de sulfato de magnésio induz a formação de cristais de aragonite e gesso, para além da calcite, o que otimiza o processo (Putra et al., 2017).

Em alternativa à utilização das metodologias MICP e EICP, diversos biopolímeros (polissacáridos biodegradáveis produzidos por organismos vivos) têm vindo a ser utilizados para promover o melhoramento das propriedades de solos. Dentre os diversos biopolímeros (guar,

gellan, agar, quitosano, curdlan, β -Glucan, etc.), salienta-se o xantano (XG) por ser um dos mais utilizados e com maior eficiência em engenharia geotécnica, aliado à significativa diminuição de preço nos últimos anos (Mendonça et al., 2021a). Em termos de melhoramento de solos, a utilização de XG tem revelado os seguintes aspetos:

- (i) Induz aumento de resistência e rigidez de areias (Chang et al., 2015a; Cabalar et al., 2017), areias siltosas (Lee et al., 2019; Venda Oliveira e Cabral, 2023), solos argilosos (Chang et al., 2015a; Kwon et al., 2019), bentonite, caulinite (Latifi et al., 2017; Chang et al., 2015a, 2019; Chang et al., 2021) e solos residuais (Chang et al., 2015c; Sulaiman et al., 2022).
- (ii) Melhora as propriedades mecânicas de solos com uma gama de teores de MO entre 1,5% e 5,5%, tendo um efeito negativo para teores de MO mais elevados (> 7,7%) (Venda Oliveira e Reis, 2023).
- (iii) Diminui a resistência ao corte não drenado da argila montmorilonite (Chang et al., 2021).
- (iv) Contribui para a mitigação da erosão devido a dois efeitos cumulativos, aumento da resistência do solo e crescimento de vegetação (Chang et al., 2015b).
- (v) Reduz a porosidade e o coeficiente de permeabilidade do solo estabilizado, em resultado da hidratação dos hidrogéis (Khachatoorian et al., 2003; Bouazza et al., 2009; Cabalar et al., 2017; Dehghan et al., 2019; Mendonça et al., 2021b).
- (vi) A cura em ambientes secos promove uma maior eficiência que a cura em condições húmidas e também se constata uma elevada estabilidade ao longo do tempo em condições secas (Latifi et al., 2017; Chang et al., 2015a; Cabalar et al., 2017).
- (vii) A estabilização de uma areia siltosa submetida a cura em condições húmidas é potenciada para um tempo de cura de 7-14 dias e para um teor de XG de cerca de 1% (Venda Oliveira e Cabral, 2023), registando-se para tempos de cura inferiores a 3 dias um efeito negativo (Venda Oliveira e Cabral, 2023).
- (viii) É mais eficaz na estabilização de argilas do que em solos de granulometria grosseira, uma vez que nas argilas existe uma dupla contribuição, deposição de XG nos vazios (também verificada em solos grosseiros) e criação de ligações de hidrogénio entre o XG e a superfície das argilas (Chang et al., 2015a; Chang et al., 2016).

2 – ÂMBITO DO TRABALHO

No ponto anterior, descreveram-se as potencialidades e principais características de duas metodologias de bioestabilização de solos (EICP e a utilização de XG) para mitigar algumas fragilidades de diversos solos em diferentes condições, com foco na composição granulométrica, teor de matéria orgânica e condições de cura (seco/húmido), entre outras. Todavia, a comparação da eficiência de ambas as metodologias (EICP e XG) para melhoramento das propriedades de solos é praticamente inexistente na bibliografia, pretendendo o presente trabalho contribuir para a mitigação desta lacuna.

Tendo com base os resultados de ensaios laboratoriais de resistência à compressão não confinada (UCS) e de compressibilidade unidimensional (edométricos) para diversos tempos de cura (3, 7, 14 e 28 dias), o presente trabalho visa analisar o efeito da metodologia de bioestabilização (EICP e XG) e do tempo de cura na resistência à compressão não confinada, rigidez, tensão de cedência e índice de compressibilidade. No Quadro 1 apresenta-se o plano de ensaios considerado no presente trabalho. A opção pela realização de ensaios UCS para avaliação do comportamento mecânico resulta do facto destes ensaios serem frequentemente utilizados para controlo de resistência de solos estabilizados, apesar de não permitirem considerar o efeito da tensão de confinamento, nem garantirem a saturação dos provetes durante o ensaio. Para

caracterizar a compressibilidade utilizaram-se ensaios edométricos, por serem os mais usuais para analisar a compressibilidade em condições confinadas e em simultâneo garantirem a saturação dos provetes.

Quadro 1 – Programa de ensaios UCS e edométricos

Método de estabilização	Tempo de cura (dias)	Número de ensaios	
		UCS	Edométricos
Solo não estabilizado	---	3	2
Enzima <i>urease</i> (EICP)	3	3	2
	7	3	2
	14	3	2
	28	3	2
Biopolímero xantano (XG)	3	3	2
	7	3	2
	14	3	2
	28	3	2

3 – MATERIAIS

3.1 – Características do solo

As principais características do solo utilizado neste trabalho experimental são apresentadas no Quadro 2. O solo exibe uma distribuição granulométrica relativamente extensa (Figura 1), é inorgânico, não plástico e apresenta um pH de aproximadamente 8,0, enquadrando-se na gama de valores que potencia a atividade da enzima *urease* e, conseqüentemente, maximiza a precipitação de carbonato de cálcio (Stockes-Fischer et al., 1999; Declat et al., 2016). O solo é fundamentalmente composto por areia (77,4%), embora também apresente um teor não

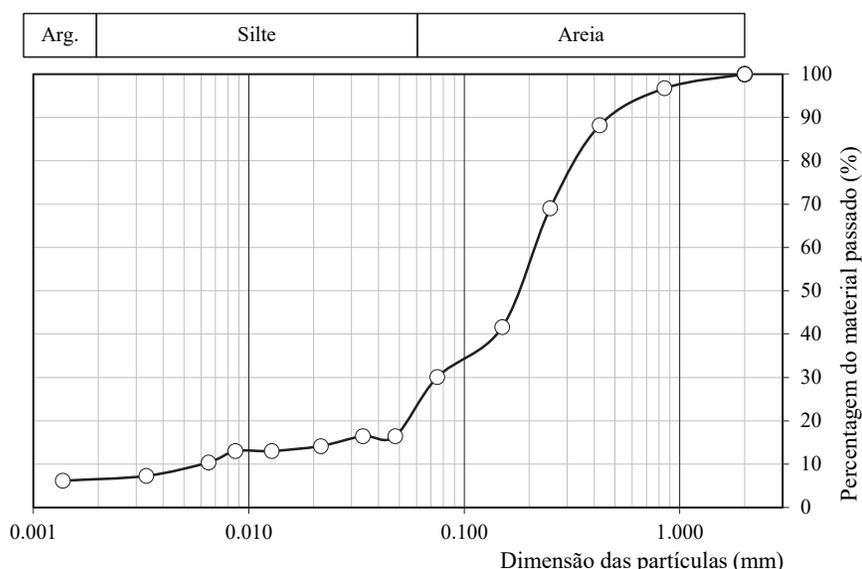


Fig. 1 – Curva granulométrica do solo ensaiado.

Quadro 2 – Principais propriedades do solo utilizado no programa experimental.

Propriedade		Valor
Distribuição granulométrica	Areia (%)	77,4
	Silte (%)	16,1
	Argila (%)	6,5
Coeficiente de uniformidade, $C_u [D_{60}/D_{10}]$		32,3
Coeficiente de curvatura, $C_c [D_{30}^2 / (D_{60} \times D_{10})]$		4,1
Densidade específica, G		2,65
Limites de consistência		NP(**)
Ensaio Proctor Normal (ASTM D698, 2003)	Peso volúmico seco máximo, γ_{dmax}	19,3
	Teor em água ótimo w_{opt}	9,5
Teor de matéria orgânica, OM (%)		0,0
pH		7,95
Teor de carbonato de cálcio, $CaCO_3$ (%)		0,0
Classificação do solo, USCS ^(*) (ASTM D2487, 2000)		SM

(*) Sistema de classificação unificado; (**) Não plástico

negligenciável de silte (16,1%) e argila (6,5%), sendo classificado como uma areia siltosa, SM (ASTM D2487, 2000).

3.2 – EICP: Agentes estabilizadores

A metodologia EICP consiste em misturar o solo com um agente estabilizador composto pela enzima *urease*, ureia (grau de pureza de 99,5%) e cloreto de cálcio (grau de pureza de 95,0%). A enzima *urease* utilizada foi extraída do feijão preto (*Canavalia ensiformis*), sendo utilizada em forma de pó, possuindo uma atividade de 34.310 U/g (ou seja, 1U hidrolisa $1,0\mu_{mol}/min$ de ureia para pH 7,0 a 25 °C). No presente trabalho foram utilizadas as seguintes concentrações para os agentes estabilizadores: *urease* 4 kU/L, ureia 0,75 mol/L e $CaCl_2$ 0.75 mol/L.

3.3 – Biopolímero xantano

O xantano (XG) é um biopolímero produzido pela bactéria *Xanthomonas campestris*, utilizado em forma de pó, apresentando uma grande estabilidade sob uma ampla gama de valores de pH (1-13) e temperatura (10°-80°). Em contacto com a água, ocorre a hidratação de hidrogéis do XG induzindo um aumento da viscosidade (Bouazza et al., 2009; Kwon et al., 2019), o que potencia a sua utilização em diversos setores económicos como agente espessante, nomeadamente na indústria alimentar, farmacêutica, cosmética e para lubrificação de equipamentos (Garcia-Ochoa et al., 2000; Bouazza et al., 2009). Neste trabalho, os provetes ensaiados foram estabilizados com um teor de xantano de 1%.

4 – PREPARAÇÃO E ENSAIO DE AMOSTRAS

Neste trabalho utilizaram-se amostras remoldadas com o objetivo de reduzir a variabilidade inerente à utilização de solos naturais, permitindo manter a composição mineralógica e a distribuição granulométrica. Assim, previamente à preparação dos provetes, as partículas de maior dimensão do solo foram removidas com recurso a um peneiro de malha #2,0mm. A preparação dos provetes bioestabilizados utilizados nos ensaios UCS e edométricos (Quadro 1) foram preparados de acordo com a seguinte metodologia:

- (i) Preparação da solução estabilizadora (que depende da metodologia utilizada, MICP ou EICP) de acordo com o Quadro 1 e a secção anterior.
- (ii) Os provetes de solo e a solução estabilizadora, correspondente a um teor em água de 9,5 % (teor em água ótimo, Quadro 2) foram misturados de modo a obter uma pasta homogénea.
- (iii) A pasta homogeneizada foi introduzida no interior de moldes de PVC para ensaios UCS (37 mm de diâmetro, 76 mm de altura) em oito camadas e em moldes de PVC para ensaios edométricos (70 mm de diâmetro, 20 mm de altura) em duas camadas.
- (iv) Cada camada foi compactada com uma energia equivalente à do ensaio Proctor Normal, de modo a se obter um peso volúmico seco de cerca de 19,3 kN/m³ (Quadro 2).
- (v) Cada camada foi escarificada superficialmente para promover a ligação com a camada seguinte.
- (vi) Os provetes no interior de moldes PVC foram armazenados em sacos de plástico durante o tempo de cura indicado no Quadro 1, numa sala com controlo de humidade (95±5%) e temperatura (20±2°C).
- (vii) Após o tempo de cura, os provetes foram retirados dos moldes e inspecionados visualmente para verificar a qualidade das amostras.
- (viii) Os provetes foram colocados no equipamento para realização de ensaios UCS e edométricos. No caso de ensaios edométricos, o atrito entre o anel edométrico, em aço inoxidável polido, e o provete foi minimizado com a aplicação de uma fina película de massa lubrificante.
- (ix) O sistema automático de aquisição de dados foi ativado e os dispositivos eletrónicos de medição (transdutores de deslocamento e célula de carga) foram verificados e ajustados.
- (x) Finalmente, os ensaios UCS e edométrico foram realizados.

Os ensaios UCS foram efetuados com uma velocidade de corte de 1%/min (ASTM D2166, 2005). Nos ensaios edométricos, as amostras foram submetidas a incrementos de tensão de 2 na fase de carga e de 4 na fase de descarga (ASTM D2435-04, 2004), durante o tempo necessário (6 horas) para se atingir o fim da consolidação primária. A tensão de cedência vertical (ou seja, a pressão de pré-consolidação, σ'_{vp}) foi calculada de acordo com a metodologia de Casagrande.

De forma a garantir a fiabilidade da metodologia adotada e a qualidade/reprodutibilidade dos resultados obtidos, os ensaios UCS foram repetidos três vezes, tendo os ensaios edométricos sido duplicados (Quadro 1).

5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1 – Ensaios UCS

Na Figura 2 apresentam-se as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios UCS para ambas metodologias estudadas (EICP e XG) e diversos tempos de cura. Em termos gerais, os resultados mostram com a utilização de ambas as metodologias de bioestabilização o aumento de resistência à compressão não confinada (q_u) e do módulo de deformabilidade, obtendo-se com a utilização de *urease* (EICP) uma maior eficiência em relação à bioestabilização com XG. Na Figura 2a também se observa que quanto maior for o incremento de q_u induzido pelo processo de estabilização, maior é a perda de resistência pós-pico, ou seja, ao aumento da eficiência do processo de bioestabilização com *urease* está associado um comportamento cada vez mais frágil.

Na Figura 3 compara-se a extensão na rotura ($\epsilon_{ax-rotura}$) do solo não estabilizado com o solo estabilizado com EICP e XG para diversos tempos de cura. Apesar da dispersão de resultados, constata-se com a utilização da enzima *urease* valores inferiores de $\epsilon_{ax-rotura}$ do que com a utilização de XG, o que permite inferir uma maior rigidez na rotura dos provetes estabilizados com

urease. Em termos da evolução de $\varepsilon_{ax-rotura}$ com o tempo de cura, nos provetes EICP regista-se uma descida significativa de $\varepsilon_{ax-rotura}$ com o incremento temporal, tendo-se obtido para tempos de cura de 14 e 28 dias valores de $\varepsilon_{ax-rotura}$ inferiores aos obtidos com o solo não estabilizado. Em contraponto, nos provetes tratados com XG, a diminuição de $\varepsilon_{ax-rotura}$ com o tempo de cura é menos significativa, registando-se sempre valores de $\varepsilon_{ax-rotura}$ superiores ao do solo não estabilizado, estando este facto associado a uma diminuição de rigidez na rotura.

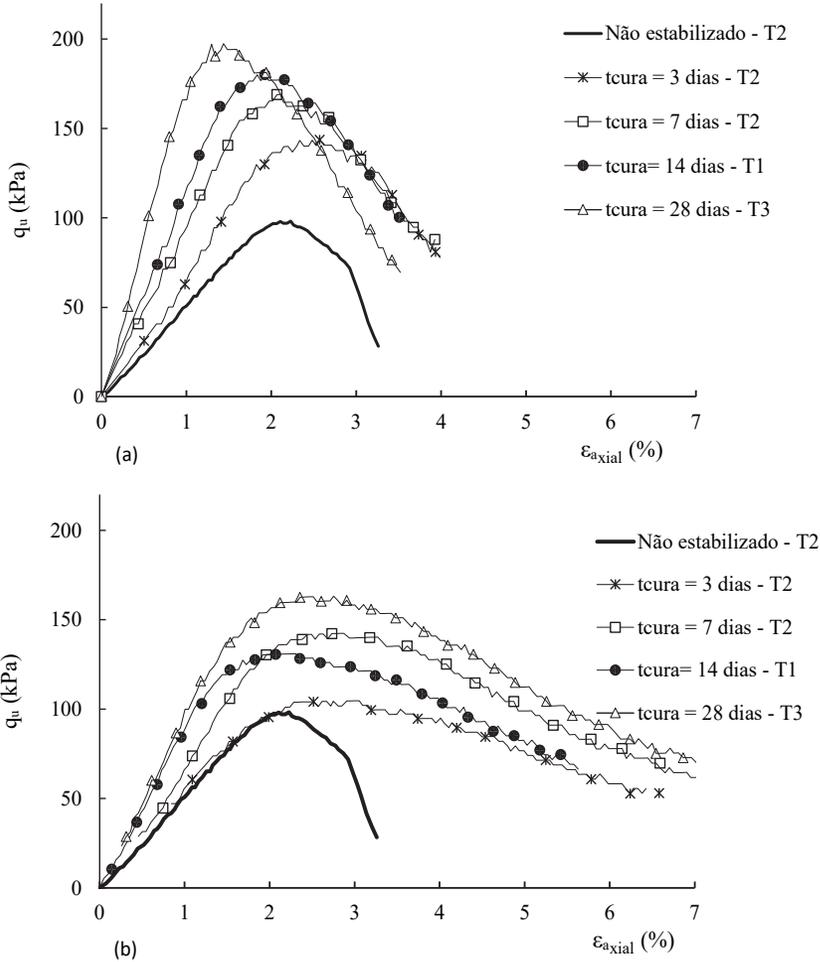


Fig. 2 – Ensaio UCS. Curvas tensão-deformação para diversos tempos de cura: a) solo estabilizado com *urease*; b) solo estabilizado com *xantano*.

O efeito do tempo de cura na evolução de q_u e do módulo secante para $0,5 \times q_u$ (E_{u-50}) para ambas as metodologias de bioestabilização (ilustrada na Figura 4), mostra claramente, que apesar da existência de alguma dispersão, ambas as metodologias contribuem para o incremento das propriedades mecânicas ao longo do tempo de cura, bem como uma maior eficácia da EICP ($t_{cura}=28$ dias: $\Delta q_u = +82\%$, $\Delta E_{u50} = +171\%$) em relação à bioestabilização com XG ($t_{cura}=28$ dias: $\Delta q_u = +60\%$, $\Delta E_{u50} = +83\%$). Adicionalmente, também se constata com a utilização de *urease* um ganho mais rápido das propriedades mecânicas, observando para um tempo de cura de 3 dias incrementos de resistência e de rigidez já com algum significado ($\Delta q_u = +44\%$, $\Delta E_{u50} = +26\%$), sendo o ganho de q_u para tempos de cura superiores a 14 dias negligenciável. Esta evolução de q_u está em linha com os resultados obtidos por Carmona et al. (2017, 2018).

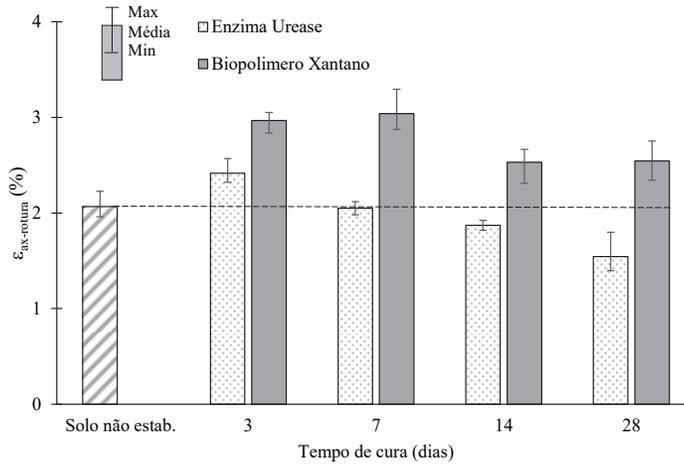


Fig. 3 – Ensaio UCS. Efeito do tempo de cura na extensão axial na rotura do solo natural e estabilizado com enzima *urease* e biopolímero *xantano*.

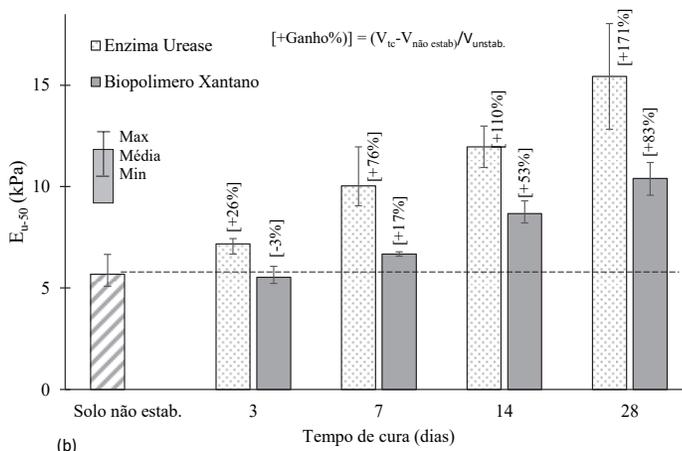
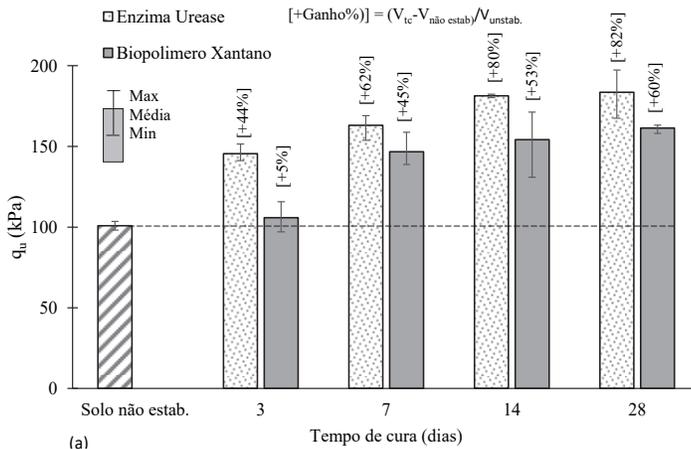


Fig. 4 – Ensaio UCS. Efeito do tempo de cura na resistência e deformabilidade do solo natural e estabilizado com enzima *urease* e biopolímero *xantano*: a) q_u; b) E_{u-50}.

O tratamento com XG induz uma incipiente melhoria das propriedades mecânicas a curto prazo ($t_{cura}=3$ dias: $\Delta q_u = +5\%$, $\Delta E_{u50} = -3\%$), o que parece ser uma consequência direta da hidratação dos hidrogéis do XG, que ocorre imediatamente após a mistura. Adicionalmente, constata-se que a eficácia do tratamento com XG tende a aumentar com o tempo de cura, registando-se ganhos significativos de q_u e de E_{u50} ; naturalmente, este comportamento está associado à ação cumulativa da desidratação dos hidrogéis e da aglomeração das partículas do solo, fenómenos que tendem a ocorrer ao longo do tempo (Venda Oliveira e Cabral, 2023).

Apesar dos resultados obtidos com XG serem interessantes, o nível de estabilização obtido no presente trabalho fica aquém do relatado noutros trabalhos (Chang et al., 2015a; Cabalar et al., 2017; Lee et al., 2019). Estas diferenças parecem advir da utilização de distintas condições de humidade durante o processo de cura; de facto, no presente trabalho, a cura foi realizada numa sala com elevada humidade ($95\pm 5\%$) para evitar a perda de água, atrasar a desidratação dos hidrogéis e, fundamentalmente, reduzir o fenómeno de sucção. No entanto, nos trabalhos mencionados anteriormente, as amostras utilizadas nos ensaios UCS foram geralmente secas ao ar à temperatura ambiente, de cerca de 20°C (Chang et al., 2015a; Dehghan et al., 2019; Lee et al., 2019). Resultados de Chang et al. (2015c) mostraram que na presença de água a resistência do solo tratado com XG pode diminuir para cerca de $1/10$, o que vem corroborar a explicação anterior.

5.2 – Ensaios de compressão uniaxial (edométricos)

Na Figura 5 apresentam-se gráficos que ilustram o comportamento $e\text{-}\log\sigma'_v$ obtido em ensaios de compressão unidimensional (edométricos) em ambas as metodologias de bioestabilização e para diferentes tempos de cura. Como expetável, as várias curvas exibem um comportamento qualitativo semelhante traduzido por uma menor compressibilidade no troço inicial, seguido de um aumento da compressibilidade, que ocorre para tensões verticais superiores à tensão de cedência vertical (σ'_{vp}).

Os resultados da Figura 5a também mostram que o processo de biocimentação e o consequente preenchimento parcial dos poros do solo com CaCO_3 não altera de forma visível o índice de vazios inicial (10 kPa). Por outro lado, a estabilização com XG (Figura 5b) induz, para

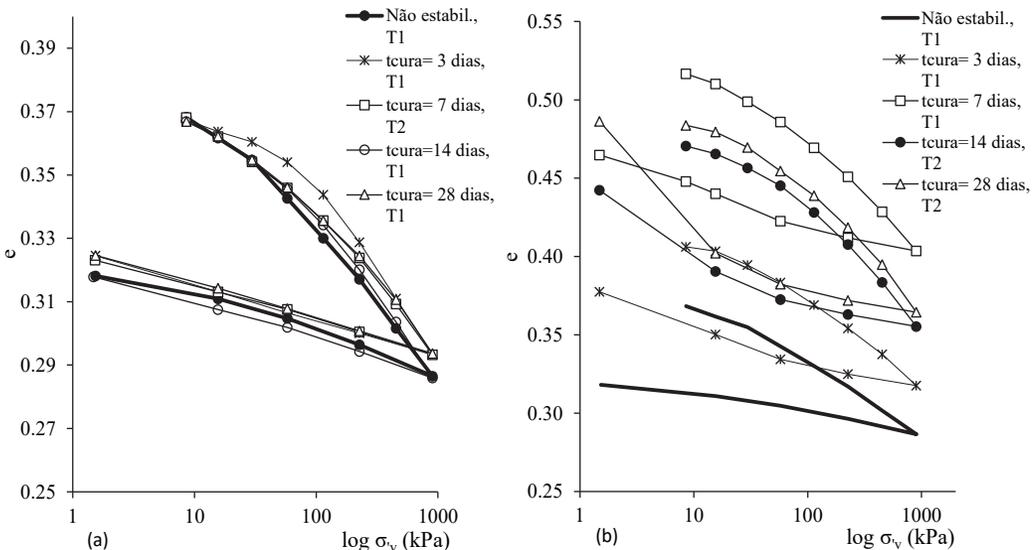


Fig. 5 – Resultados de ensaios edométricos. Curvas $e\text{-}\log_{10}\sigma'_v$ para diversos tempos de cura: a) solo estabilizado com enzima *urease*; b) solo estabilizado com biopolímero *xantano*.

todos os tempos de cura, um aumento significativo do índice de vazios inicial ($\sigma'_v = 10$ kPa), este comportamento parece ser devido à hidratação dos hidrogéis, que induzem o deslocamento ascendente das curvas $e - \log \sigma'_v$.

A representação do efeito da variação do tempo de cura na evolução da tensão de cedência vertical (σ'_{vp}), ilustrado na Figura 6, mostra claramente que a evolução de σ'_{vp} depende da metodologia utilizada; enquanto a bioestabilização com EICP induz o acréscimo de σ'_{vp} com o tempo de cura, o tratamento com XG origina um efeito oposto, traduzido na diminuição de σ'_{vp} em relação ao solo não tratado, sendo este valor praticamente independente do tempo de cura. Na Figura 7 apresenta-se a influência da metodologia de bioestabilização e do tempo de cura no índice de compressibilidade (C_c). Em termos gerais, constata-se que ambas as metodologias induzem o aumento de C_c em relação ao solo não estabilizado, sendo este efeito mais preponderante nos provetes tratados com XG.

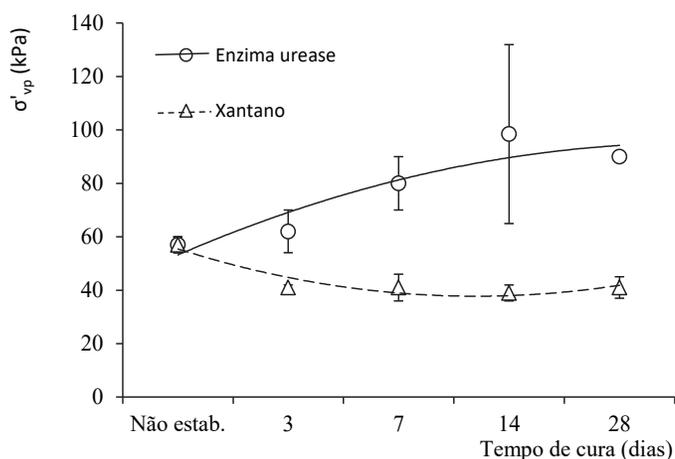


Fig. 6 – Resultados de ensaios edométricos. Efeito do tempo de cura na tensão de cedência do solo natural e estabilizado com EICP e XG.

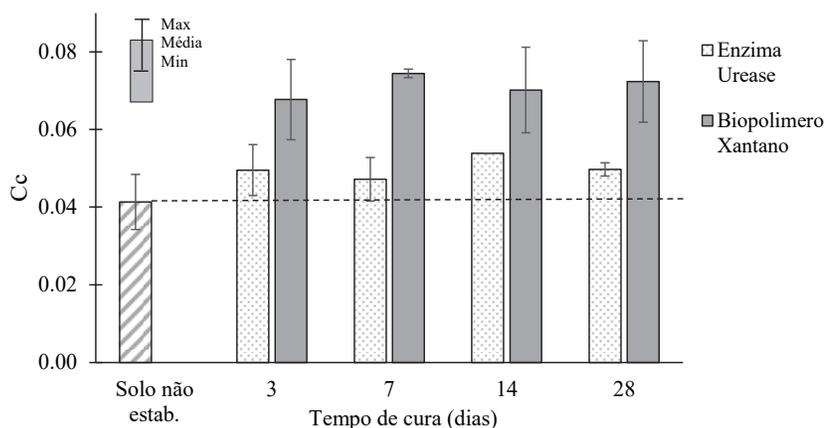


Fig. 7 – Resultados de ensaios edométricos. Efeito do tempo de cura no índice de compressibilidade (C_c) do solo natural e estabilizado com EICP e XG.

Os resultados do solo tratado com *urease* mostram um aumento do σ'_{vp} durante os primeiros 14 dias de cura, corroborando a variação do q_u ao longo do tempo (Figura 2). Esta tendência está em linha com os resultados de Carmona et al. (2017, 2018), estando associados à ocorrência de precipitação de CaCO_3 fundamentalmente durante os primeiros 14 dias de cura. De facto, o aumento do σ'_{vp} com o nível de cimentação (devido a um maior número de ligações entre as partículas do solo) é em termos qualitativos também observado em amostras estabilizadas quimicamente com ligantes (Lemos et al., 2021; Venda Oliveira et al., 2012, 2013).

A diminuição em σ'_{vp} e o aumento de C_c nos solos tratados com XG parecem estar associados à hidratação dos hidrogéis do XG. De facto, o aumento de C_c após tratamento com XG também foi observado num solo arenoso (Cabalar et al., 2017) e num solo marinho fino (com 70-80% de finos) (Know et al., 2019).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em consideração o trabalho experimental relativo ao estudo do efeito do tempo de cura no comportamento de uma areia siltosa, bioestabilizada com EICP (*urease* = 4 kU/L, ureia = 0,75 mol/L, cloreto de cálcio = 0,75 mol/L) e com o biopolímero xantano (dosagem de 1%), em condições não confinadas (ensaios UCS) e confinadas (ensaios edométrico), realizados com provetes submetidos a cura em condições de humidade elevada, podem-se retirar as seguintes conclusões:

- i) Em termos de comportamento tensão-deformação, a estabilização com EICP induz um aumento de fragilidade, enquanto que o tratamento com XG tende a induzir um aumento da ductilidade, quando comparados com o comportamento do solo não estabilizado.
- ii) A metodologia EICP apresenta uma maior eficácia na estabilização de areia siltosa, com ganhos apreciáveis de q_u (+82%) e de E_{u-50} (+171%) para 28 dias de cura, enquanto que o tratamento com XG induz ganhos mais moderados ($\Delta q_u = +60\%$; $\Delta E_{u-50} = +83\%$).
- iii) Para ambas as metodologias de bioestabilização, constata-se que o aumento do tempo de cura tem um efeito positivo na resistência à compressão não confinada (q_u) e no módulo de deformabilidade (E_{u-50}).
- iv) Com EICP, os ganhos de resistência ocorrem fundamentalmente a curto prazo (até 7-14 dias), enquanto que o XG tende a ser mais eficiente para tempos de cura mais longos (maiores que 7-14 dias). De facto, com XG observa-se para um tempo de cura de 3 dias um efeito incipiente ($\Delta q_u = +5\%$) ou mesmo negativo ($\Delta E_{u-50} = -3\%$), o que parece estar associado à hidratação instantânea dos hidrogéis do XG.
- v) O tipo de metodologia de bioestabilização (EICP ou XG) tem uma influência significativa na evolução qualitativa das curvas e-log σ_v . Enquanto que o tratamento com *urease* induz um efeito negligenciável no índice de vazios inicial e na evolução qualitativa das curvas e-log σ_v , a bioestabilização com XG induz o aumento significativo do índice de vazios inicial e o conseqüente deslocamento ascendente das curvas e-log σ_v , o que parece ser uma conseqüência da hidratação dos hidrogéis.
- vi) Com EICP, constata-se um ligeiro aumento do índice compressibilidade (C_c) e o incremento da tensão de cedência (σ'_{vp}) com o tempo de cura, estando esta tendência em linha com a evolução de q_u e com o efeito positivo da criação de ligações entre as partículas, induzidas pelo processo de biocimentação.
- vii) A influência da hidratação dos hidrogéis do XG parece ter uma grande influência na compressibilidade em condições confinadas, obtendo-se com o tratamento com XG a diminuição de σ'_{vp} e o aumento do índice de compressibilidade (C_c) em relação ao solo natural.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT/MCTES) pelo apoio financeiro a esta investigação através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECI-CON/28382/2017, do Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia de Estruturas (ISISE), com a referência UIDB/04029/2020, e no âmbito do Laboratório Associado de Produção Avançada e Sistemas Inteligentes (ARISE) com a referência LA/P/0112/2020.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al Qabany, A.; Soga, K. (2013). *Effect of chemical treatment used in MICP on engineering properties of cemented soils*. *Géotechnique*, 63 (4), pp. 331–339. <https://doi.org/10.1680/geot.SIP13.P.022>
- ASTM D2487 (2000). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D698 (2003). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort [12,400 fi-lbf/ft³(600 kN-m/m³)]*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D2435-04 (2004). *One-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D2166 (2005). *Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- Blakeley, R.L.; Zerner, B. (1984). *Jack bean urease: the first nickel enzyme*. *Journal of molecular Catalysis*, 23 (2-3), pp. 263-292. [https://doi.org/10.1016/0304-5102\(84\)80014-0](https://doi.org/10.1016/0304-5102(84)80014-0)
- Bouazza, A.; Gates, W.P.; Ranjith, P.G. (2009). *Hydraulic conductivity of biopolymer-treated silty sand*. *Géotechnique* 59 (1), pp. 71–72. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.00137>
- Burbank, M.; Weaver, T.; Lewis, R.; Williams, T.; Williams, B.; Crawford, R. (2013). *Geotechnical tests of sands following bioinduced calcite precipitation catalyzed by indigenous bacteria*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (6), pp. 928-936. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000781](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000781)
- Cabalar, A.F.; Wiszniewski, M.; Skutnik, Z. (2017). *Effects of Xanthan Gum Biopolymer on the Permeability, Odometer, Unconfined Compressive and Triaxial Shear Behaviour of a Sand*. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 54 (5), pp. 356–361. <https://doi.org/10.1007/s11204-017-9481-1>
- Carmona, J.P.S.F.; Venda Oliveira, P.J.; Lemos, L.J.L. (2017). *Biocimentação de um solo arenoso com recurso a enzimas: efeito de diversos fatores*. *Geotecnia*, 141, pp. 03-18. <https://doi.org/10.24849/j.geot.2017.141.01>
- Carmona, J.P.S.F.; Venda Oliveira, P.J.; Lemos, L.J.; Pedro, A.M.G. (2018). *Improvement of a sandy soil by enzymatic CaCO₃ precipitation*. *ICE – Geotechnical Engineering*, 171 (GE1), pp. 3-15. <https://doi.org/10.1680/jgeen.16.00138>
- Chang, I.; Im, J.; Cho, G.C. (2016). *Introduction of microbial biopolymers in soil treatment for future environmentally-friendly and sustainable geotechnical engineering*. *Sustainability*, 8 (3), pp. 251. <https://doi.org/10.3390/su8030251>

- Chang, I., Im, J., Prasadhi, A.K.; Cho, G.C. (2015a). *Effects of Xanthan gum biopolymer on soil strengthening*. Construction and Building Materials, 74, pp. 65–72.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.026>
- Chang, I., Prasadhi, A.K., Im, J., Shin, H.D.; Cho, G.C. (2015b). *Soil treatment using microbial biopolymers for anti-desertification purposes*. Geoderma, 253–254, pp. 39–47.
<https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2015.04.006>.
- Chang, I.; Jeon, M.; Cho, G.C. (2015c). *Application of microbial biopolymers as an alternative construction binder for earth buildings in underdeveloped countries*. International Journal of Polymer Science, Article ID 326745. <https://doi.org/10.1155/2015/326745>
- Chang, I.; Kwon, Y.M.; Im, J.; Gye-Chun Cho, G.C. (2019). *Soil consistency and interparticle characteristics of Xanthan gum biopolymer-containing soils with pore-fluid variation*. Canadian Geotechnical Journal, 56 (8), pp. 1206–1213.
<https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0254>
- Chang, I.; Kwon, Y.M.; Cho, G.C. (2021). *Effect of Pore-Fluid Chemistry on the Undrained Shear Strength of Xanthan Gum Biopolymer-Treated Clays*. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 147 (11), pp. 1-11.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002652](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002652)
- Cheng, L.; Cord-Ruwisch, R.; Shahin, M.A. (2013). *Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation*. Canadian Geotechnical Journal, 50 (1), pp. 81-90. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0023>
- Chou, C.W., Seagren, E.A., Aydilek, A.H.; Lai, M. (2011). *Biocalcification of sand through ureolysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137 (12), pp. 1179-1189. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000532](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000532)
- Declet, A.; Reyes, E.; Suárez, O.M. (2016). *Calcium carbonate precipitation: a review of the carbonate crystallization process and applications in bioinspired composite*. Reviews on Advanced Materials Science, 44 (1), pp. 87-107.
https://www.ipme.ru/e-journals/RAMS/no_14416/07_14416_declet.pdf.
- Dehghan, H.; Tabarsa, A.; Latifi, N.; Bagheri, Y. (2019). *Use of Xanthan and guar gums in soil strengthening*. Clean Technologies and Environmental Policy, 21 (1), pp. 155–165.
<https://doi.org/10.1007/s10098-018-1625-0>
- García-Ochoa, F., Santos, V.E.; Casas, J.Á.; Gómez, E. (2000). *Xanthan gum: Production, recovery, and properties*. Biotechnology Advances, 18 (7), pp. 549–579.
[https://doi.org/10.1016/S0734-9750\(00\)00050-1](https://doi.org/10.1016/S0734-9750(00)00050-1)
- Gomes, C.; Lopes, M.L.; Venda Oliveira, P.J. (2014). *Stiffness parameters of municipal solid waste*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73, (4), pp. 1073-1087.
<https://doi.org/10.1007/s10064-014-0621-9>
- Hammes, F.; Verstraete, W. (2002). *Key roles of pH and calcium metabolism in microbial carbonate precipitation*. Reviews in Environmental Science and Biotechnology, 1 (1), pp. 3-7. <https://doi.org/10.1023/A:1015135629155>
- Hoang, T.; Alleman, J.; Cetin, B.; Choi, S.G. (2020). *Engineering Properties of Biocementation Coarse- and Fine-Grained Sand Catalyzed by Bacterial Cells and Bacterial Enzyme*. Journal of Materials of Civil Engineering, 32 (4), pp. 04020030.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003083](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003083)

- IPCC (2022). *Climate Change 2022 - Mitigation of Climate Change*, IPCC AR6 WG III. Working Group III contribution to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.
- Jiang, N.J.; Soga, K. (2016). The applicability of microbially induced calcite precipitation (MICP) for internal erosion control in gravel–sand mixtures. *Géotechnique*, 67 (1), pp. 42-55. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.182>
- Khachatoorian, R.; Petrisor, I.G.; Kwan, C.C.; Yen, T.F. (2003). *Biopolymer plugging effect: laboratory-pressurized pumping flow studies*. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 38, pp. 13– 21. [https://doi.org/10.1016/S0920-4105\(03\)00019-6](https://doi.org/10.1016/S0920-4105(03)00019-6)
- Kwon, Y.M.; Chang, I.; Lee, M.; Cho, G.C. (2019). *Geotechnical engineering behaviour of biopolymer-treated soft marine soil*. *Geomechanics and Engineering*, 17 (5), pp. 453-464. <https://doi.org/10.12989/gae.2019.17.5.453>
- Lajevardi, S.H.; Shafiei, H. (2023). *Investigating the biological treatment effect on fine-grained soil resistance against wind erosion: An experimental case study*. *Aeolian Research*, 60, pp. 100841. <https://doi.org/10.1016/j.aeolia.2022.100841>
- Latifi, N.; Horpibulsuk, S.; Meehan, C.L.; Abd Majid, M.Z.; Tahir, M.M.; Mohamad, E.T. (2017). *Improvement of problematic soils with biopolymer-an environmentally friendly soil stabilizer*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (2), pp. 04016204. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%33SCE%29MT.1943-5533.0001706>
- Lee, S.; Chung, M.; Park, H.M.; Song, K.I.; Chang, I. (2019). *Xanthan gum Biopolymer as Soil-Stabilization Binder for Road Construction Using Local Soil in Sri Lanka*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31 (11), pp. 06019012. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%33SCE%29MT.1943-5533.0002909>
- Lemos, L.J.L.; Correia, A.A.S.; Venda Oliveira, P.J. (2021). *Comportamento de solos estabilizados quimicamente e reforçados com fibras sob ações monotônicas e cíclicas*. *Geotecnia*, 152, pp. 509-529. https://doi.org/10.14195/2184-8394_152_16
- Lin, H.; Suleiman, M.T.; Brown, D.G.; Kavazanjian, Jr.E. (2016). *Mechanical behaviour of sands treated by microbially induced carbonate precipitation*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142 (2), pp. 04015066. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%33SCE%29GT.1943-5606.0001383>
- Liu, L.; Liu, H.; Stuedlein, A.W.; Evans, T.M.; Xiao, Y. (2018). *Strength, Stiffness, and Microstructure Characteristics of Biocemented Calcareous Sand*. *Canadian Geotechnical Journal*, 56 (10), pp. 1502-1513. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0007>
- Mendonça, A.; Morais, P.V.; Pires, A.C.; Chung, A.P.; Venda Oliveira, P.J. (2021a). *A Review on the Importance of Microbial Biopolymers Such as Xanthan Gum to Improve Soil Properties*. *Applied Sciences*, 11, pp. 170. <https://doi.org/10.3390/app11010170>
- Mendonça, A.; Morais, P.V.; Pires, A.C.; Chung, A.P.; Venda Oliveira, P.J. (2021b). *Reducing Soil Permeability Using Bacteria-Produced Biopolymer*. *Applied Sciences*, 11, pp. 7278. <https://doi.org/10.3390/app11167278>
- Montoya, B.; DeJong, J.; Boulanger, R.; Wilson, D.; Gerhard, R.; Ganchenko, A.; Chou, J. (2012). *Liquefaction mitigation using microbial induced calcite precipitation*. *Proceedings of GeoCongress 2012*, pp. 1918-1927, Oakland, California, USA.

- Mortensen, B.M.; Haber, M.J.; DeJong, J.T.; Caslake, L.F.; Nelson, D.C. (2011). *Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation*. Journal of Applied Microbiology, 111, pp. 338-349. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2672.2011.05065>
- Naeimi, M.; Chu, J.; Khosroshahi, M.; Kashi, Z.L. (2023). *Soil stabilization for dunes fixation using microbially induced calcium carbonate precipitation*. Geoderma, 429, pp. 116183. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2022.116183>
- Nemati, M.; Voordouw, G. (2003). *Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ*. Enzyme and Microbial Technology, 33, pp. 635-642. [https://doi.org/10.1016/S0141-0229\(03\)00191-1](https://doi.org/10.1016/S0141-0229(03)00191-1)
- Neves, J.; João Moutinho, J.; Freire, A.C.; Paixão, A.; Monteiro, B.; Parente, M.; Cristelo, N.; Correia, A.G. (2024). *A geotecnia na transição eco-digital das infraestruturas de transporte*. Geotecnia, N° extra (2024), pp. 41-78. https://doi.org/10.14195/2184-8394_extra2024_1_3
- Neupane, D.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N.; Unno, T. (2013). *Applicability of enzymatic calcium carbonate precipitation as a soil-strengthening technique*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (12), pp. 2201-2211. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000959](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000959)
- Neupane, D.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N.; Unno, T. (2015a). *Distribution of mineralized carbonate and its quantification method in enzyme mediated calcite precipitation technique*. Soils and Foundations, 55 (2), pp. 447-457. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.02.018>
- Neupane, D.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N. (2015b). *Evaluation of enzyme mediated calcite grouting as a possible improvement technique*. Proceedings of the Conference: Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, pp. 1169-1172, Kyoto, Japan. Taylor & Francis Group, London.
- Nguyen, T.T.; Indraratna, B.; Carter, J. (2018). *Laboratory investigation into biodegradation of jute drains with implications for field behaviour*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 144(6), pp. 04018026-1:15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001885](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001885)
- Putra, H.; Yasuhara, H.; Kinoshita, N.; Hirata, A. (2017). *Optimization of Enzyme-Mediated Calcite Precipitation as a Soil-Improvement Technique: The Effect of Aragonite and Gypsum on the Mechanical Properties of Treated Sand*. Crystals, 7 (2), pp. 59. <https://doi.org/10.3390/cryst7020059>
- Shafii, I.; Shidlovskaya, A.; Briaud, J.L. (2019). *Investigation into the Effect of Enzymes on the Erodibility of a Low-Plasticity Silt and a Silty Sand by EFA Testing*. Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 145 (3), pp. 04019001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002019](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002019)
- Stocks-Fisher, S.; Galinat, J.K.; Bang, S.S. (1999). *Microbiological precipitation of CaCO₃*. Soil Biology and Biochemistry, 31 (11), pp. 1563-157. [https://doi.org/10.1016/S0038-0717\(99\)00082-6](https://doi.org/10.1016/S0038-0717(99)00082-6)
- Sulaiman, H.; Taha, M.R.; Rahman, N.A.; Taib, A.M. (2022). *Performance of soil stabilized with biopolymer materials - xanthan gum and guar gum*. Physics and Chemistry of the Earth, 128, pp. 103276. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2022.103276>
- van Paassen, L.A.; Ghose, R.; van der Linden, T.J.M.; van der Star, W.R.L.; van Loosdrecht, M.C.M. (2010). *Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale*

- biogrout experiment*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136 (12), pp. 1721–1728. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%33SCE%29GT.1943-5606.0000382>
- Venda Oliveira, P.J.; Cabral, D.J.R. (2023). *Behaviour of sand stabilised with xanthan gum under unconfined and confined conditions*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, 176 (1), pp. 3-13. <https://doi.org/10.1680/jgrim.20.00065>
- Venda Oliveira, P.J.; Neves, J.P.G. (2019). *Effect of Organic Matter Content on Enzymatic Biocementation Process Applied to Coarse-Grained Soils*. Journal of Materials in Civil Engineering, 31 (7), pp. 04019121. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%33SCE%29MT.1943-5533.0002774>
- Venda Oliveira, P.J.; Reis, M.J.F.C.C. (2023). *Effect of the Organic Matter Content on the Mechanical Properties of Soils Stabilized with Xanthan Gum*. Applied Sciences, 13, pp. 4787. <https://doi.org/10.3390/app13084787>
- Venda Oliveira, P.J.; Rosa, J.A.O. (2020). *Confined and unconfined behaviour of a silty sand improved by the enzymatic biocementation method*. Transportation Geotechnics, 24, pp. 100400. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100400>
- Venda Oliveira, P.J.; Correia, A.A.S.; Garcia, M.R. (2012). *Effect of Organic Matter Content and Curing Conditions on the Creep Behavior of an Artificially Stabilized Soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, 24 (7), pp. 868–875. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000454](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000454)
- Venda Oliveira, P.J.; Correia, A.A.S.; Garcia, M.R. (2013). *Effect of stress level and binder composition on secondary compression of an artificially stabilized soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (5), pp. 810–820. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000762](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000762)
- Venda Oliveira, P.J.; Costa, M.S.; Costa, J.N.P.; Nobre, M.F. (2015). *Comparison of the ability of two bacteria to improve the behaviour of a sandy soil*. Journal of Materials in Civil Engineering, 27 (1), pp. 06014025. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%33SCE%29MT.1943-5533.0001138>
- Venda Oliveira, P.J.; Freitas, L.D.; Carmona, J.P.S.F. (2016). *Effect of Soil Type on the Enzymatic Calcium Carbonate Precipitation Process Used for Soil Improvement*. Journal of Materials in Civil Engineering, 29 (4), pp. 04016263. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%33SCE%29MT.1943-5533.0001804>
- Wang, Y.N.; Li, S.K.; Li, Z.Y.; Garg, A. (2023). *Exploring the application of the MICP technique for the suppression of erosion in granite residual soil in Shantou using a rainfall erosion simulator*. Acta Geotechnica, 18 (6), pp. 3273-3285. <https://doi.org/10.1007/s11440-022-01791-3>
- Whiffin, V.S.; van Paassen, L.A.; Harkes, M.P. (2007). *Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique*. Geomicrobiology Journal, 24 (5), pp. 417-423. <https://doi.org/10.1080/01490450701436505>
- Xiao, Y.; He, X.; Evans, T.M.; Stuedlein, A.W.; Liu, H. (2019). *Unconfined Compressive and Splitting Tensile Strength of Basalt Fiber-Reinforced Biocemented Sand*. Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 145 (9), pp. 04019048. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002108](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002108)

- Yasuhara, H.; Neupane, D.; Hayashi, K.; Okamura, M. (2012). *Experiments and predictions of physical properties of sand cemented by enzymatically-induced carbonate precipitation*. Soils and Foundations, 52 (3), pp. 539-549. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.05.011>
- Zomorodian, S.M.A.; Nikbakht, S.; Ghaffari, H.; O’Kelly, B.C. (2023). *Enzymatic-Induced Calcite Precipitation (EICP) Method for Improving Hydraulic Erosion Resistance of Surface Sand Layer: A Laboratory Investigation*. Sustainability, 15, pp. 5567. <https://doaj.org/article/9d0150dad1ba4127939f53a438966c5b>

MECANISMOS DE RUPTURA POR TRAÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS COM FUNDAÇÕES DIRETAS. PONTES NO GRANITO DO PORTO

Tensile failure mechanisms in rock masses with shallow foundations.
Bridges in Porto granite

Rubén Galindo Aires^{a,b}, António Viana da Fonseca^b, Ana Teresa Santos de Alencar^a, Miguel Ángel Millán Muñoz^a, Mauro Muñoz Menéndez^c

^a Universidad Politécnica de Madrid, España

^b CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Portugal.

^c Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España

RESUMO – A resistência à tração é um parâmetro geomecânico que tem recebido muito menos atenção do que a resistência à compressão, sendo tradicionalmente difícil de estimar, utilizando-se habitualmente ensaios indiretos ou correlações empíricas. Este artigo apresenta os mecanismos de ruptura que podem ocorrer sob uma fundação direta, dando especial atenção às configurações que induzem ruptura por tração no terreno e para as quais é essencial avaliar corretamente a resistência à tração. Além disso, é apresentada uma nova configuração não estabelecida pelos mecanismos clássicos de ruptura, relativa a terrenos estratificados, onde é possível que a ruptura seja condicionada pelo parâmetro de resistência à tração. Estuda-se em particular o granito do Porto, cuja geologia local apresenta configurações de maciço rochoso horizontalmente estratificado, devido a distintos estados de alteração do material; obtêm-se amostras de granito com diferentes graus de alteração e efetua-se uma campanha de ensaios laboratoriais para avaliar corretamente o parâmetro de resistência à tração. Finalmente, o estudo é aplicado a duas fundações de pontes sobre maciços de granito do Porto, com diferentes e invertidos graus de alteração, onde a resistência à tração pode ser limitante: 1) a ponte Infante Dom Henrique; 2) a nova ponte da Ferreirinha.

ABSTRACT – Tensile strength is a geomechanical parameter that has received much less attention than compressive strength and is traditionally difficult to estimate; usually, it is done by indirect tests or empirical correlations. This article presents the failure mechanisms that can occur under a shallow foundation, with particular focus on those configurations that induce tensile failure, for which it is essential to correctly determine the tensile strength. In addition, a new configuration not covered by the classic failure mechanisms is presented, relating to stratified ground, where it is possible for failure to be conditioned by the tensile strength parameter. In particular, it is studied the Porto granite, whose local geology presents stratified terrain configurations due to different states of material; samples of granite with different degrees of weathering are obtained and a campaign of laboratory tests is carried out to correctly evaluate the tensile strength parameter. Finally, the study is applied to two bridge foundations on Porto granite, where tensile strength can be a determining factor: 1) the Infante Dom Henrique bridge, and 2) the new Ferreirinha bridge.

Palavras Chave – Resistência à tração direta, capacidade de suporte em rocha, fundações superficiais, terrenos estratificados, granito do Porto, Ponte da Ferreirinha.

Keywords – Direct tensile strength, bearing capacity in rock, shallow foundations, stratified ground, Porto granite, Ferreirinha Bridge.

E-mails: rubenangel.galindo@upm.es (R. Galindo), viana@fe.up.pt (A. Fonseca), ana.sdealencar@upm.es (A. Alencar), miguelangel.millan@upm.es (M. Millan), Mauro.Muniz@cedex.es (M. Muñoz)

1 – INTRODUÇÃO

O principal parâmetro utilizado para definir corretamente os processos de ruptura em mecânica das rochas é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, embora não seja o único. Efetivamente, os diferentes critérios de fratura que foram desenvolvidos no início do estudo da mecânica das rochas, com base em dados experimentais para diferentes níveis de tensão (Hobbs, 1966; Hoek, 1968; Franklin, 1971; Bieniawski, 1974; Yoshinaka e Yamabe, 1980), tinham como parâmetro fundamental a resistência à compressão uniaxial da rocha matriz. Evidentemente, este parâmetro é também necessário para definir corretamente o critério de ruptura de Hoek e Brown (Hoek et al., 2002), que é atualmente o critério mais utilizado e consagrado para os maciços rochosos convencionais. Outros critérios mais recentes, que resolvem algumas limitações do critério de Hoek e Brown, como o critério de Mohr-Coulomb modificado (Singh et al., 2011; Singh e Singh, 2012) e o critério GZZ (Chen et al., 2021), também têm como principal parâmetro de influência a resistência à compressão uniaxial.

Os diferentes processos de ruptura e instabilidade do maciço rochoso também têm sido tradicionalmente associados à resistência à compressão da matriz rochosa (RCS) através de fórmulas empíricas e teóricas. Assim, existem múltiplos exemplos de equações e formulações propostas que se baseiam na RCS, como parâmetro fundamental, para avaliar a carga última de fundações superficiais (Carter e Kulhawy, 1988; Serrano et al., 2000; Merifield et al., 2006; Saada et al., 2008; Alavi e Sadrossadr, 2016; Millan et al., 2021b), de fundações profundas (Teng, 1962; Coates, 1967; Pells, 1977; Rowe e Armitage, 1987; Zhang e Einstein, 1998; Vipulanandan et al., 2007; Serrano et al., 2014; Millan et al., 2023), ou mesmo a deformabilidade do maciço rochoso (Rowe e Armitage, 1984; Gupta e Rao, 2000; Shalabi et al., 2007; Sari, 2018; Pappalardo e Mineo, 2022). Estas dependências mostram que, embora existam outros parâmetros que também influenciam a avaliação final da ruptura (ou deformabilidade, se for o caso), uma vez que esta última depende da estrutura do maciço rochoso e da sua origem geológica, é de esperar que o terreno esteja sob estados de tensão multiaxial de compressão. Trabalhos como os de Griffith (1924), Murrell (1963) e Cai (2009) representam importantes contributos no âmbito da resistência à tração em rochas e critérios de rotura.

Neste contexto, a resistência à tração da rocha e, conseqüentemente, do maciço rochoso, não é normalmente um parâmetro de entrada nas formulações de estado limite; muitas vezes o seu valor é extrapolado nos critérios de ruptura a partir de esforços em compressão, derivados de ensaios laboratoriais mais comumente realizados e ajustados. Assim, a Fig. 1 mostra como a envolvente de ruptura ajustada pelos resultados de laboratório permite extrapolar um valor de resistência a tração que, para a mesma RCS, é mais elevada para envolventes de resistência inferiores nos ensaios triaxiais. Em particular, esta abordagem foi favorecida pelo facto de ser mais difícil obter experimentalmente os valores de resistência à tração direta das rochas, recorrendo a ensaios de: (1) tração indireta (ensaio de compressão diametral ou brasileiro) onde é necessário interpretar o valor da ruptura (Fig. 2) e que classicamente tem sido feito, apesar das suas significativas limitações, com a fórmula elástica de Hondros (1959); (2) tração com garras segurando as extremidades das amostras e com estreitamento do provete para poder induzir um estado de tração pura no centro do cilindro, o que é frequentemente inviável porque gera excentricidades e concentrações de tensões que alteram a homogeneidade do provete.

Os mecanismos de ruptura que ocorrem no terreno não envolvem muitas vezes de forma decisiva estados de tensão entre as suas zonas de ruptura, o que justifica em geral a menor atenção dada à definição da resistência à tração das rochas. No entanto, há situações em que é necessária uma definição mais precisa do parâmetro de tração, como no caso de projetos de tirantes, de estabilidade de cavernas ou de tetos naturais de rochas.

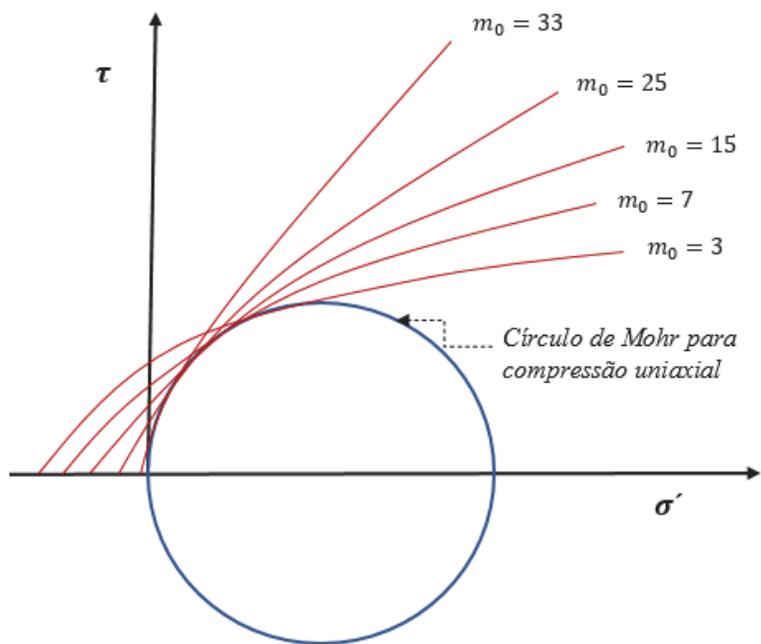


Fig. 1 – Ajuste do critério de ruptura de Hoek e Brown em laboratório. Para a mesma RCS, quanto mais baixa for a envolvente de resistência nos ensaios triaxiais, mais elevada é a resistência à tração extrapolada.

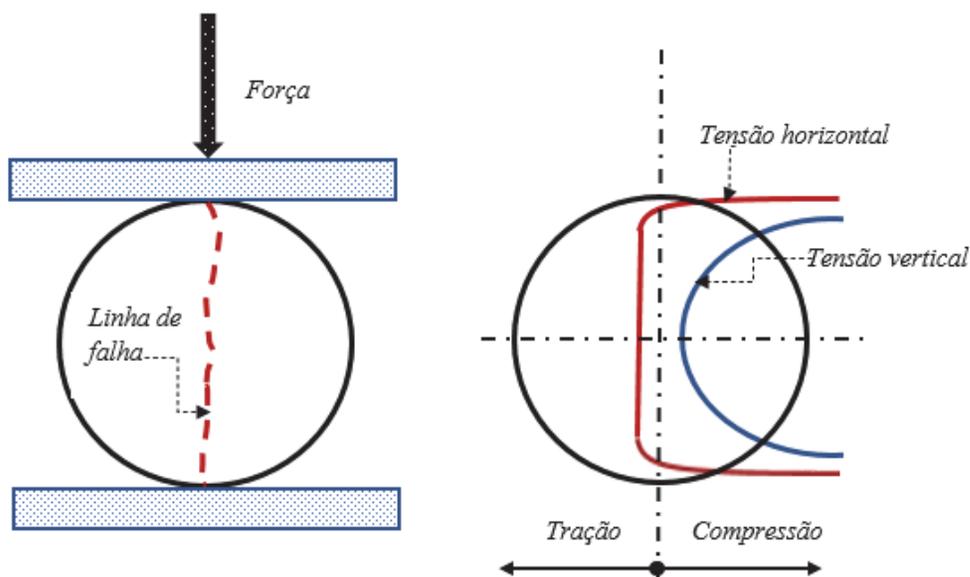


Fig. 2 – Forma de ruptura teórica do ensaio brasileiro e a distribuição de tensões elásticas.

No caso particular das fundações superficiais em maciços rochosos, as soluções analíticas gerais da ruptura global por superfície de corte para estimar a carga última em ambientes isotrópicos (Serrano et al., 2000) e anisotrópicos (Serrano et al., 2016) foram resolvidas rigorosa e adequadamente utilizando o método das linhas características, que permite a identificação de até 6 mecanismos possíveis, em todos eles dominam os estados de tensão multiaxial de compressão. No entanto, o comportamento do maciço rochoso é fundamentalmente condicionado, como é sabido, pelos seguintes fatores: (a) sua estrutura, ou seja, a descrição das famílias de descontinuidades que atravessam o maciço à escala natural e que lhe conferem um comportamento único em função, do número de famílias, da sua orientação, do seu espaçamento, da sua abertura, da sua rugosidade, da presença de material de preenchimento e de água circulando; (b) a sua alternância estratigráfica, que pode ocorrer na zona de influência de grandes áreas de fundação (como pontes, barragens ou grandes edifícios) e que, em muitos casos, corresponde a diferentes graus de alteração da mesma unidade geológica. Desta forma, a casuística de configurações possíveis é muito elevada e implica possibilidades de gerar mecanismos de ruptura muito diversos, podendo em situações particulares ocorrer ruptura por tração da rocha.

Neste artigo, apresentam-se as configurações mais frequentes em que a resistência à tração da rocha tem uma influência decisiva no mecanismo de ruptura das fundações superficiais e, conseqüentemente, no valor final da carga última. Assim, descrevem-se os casos tradicionalmente identificados de ruptura de maciços rochosos, aos quais é geralmente dada pouca atenção e que requerem a adaptação das formulações analíticas desenvolvidas para a ruptura global, com especial ênfase nos mecanismos de ruptura condicionados pela tração. Além disso, são também apresentadas outras configurações particulares que necessitam especificamente de considerar a resistência à tração para avaliar corretamente a capacidade de carga e os seus mecanismos de ruptura. Em particular, estas configurações específicas manifestam-se recorrentemente na formação granítica do Porto, onde se identifica como essencial caracterizar adequadamente a resistência à tração, condicionando os mecanismos de ruptura em fundações superficiais. Assim, obtiveram-se amostras locais no granito do Porto com diferentes graus de alteração e procedeu-se à caracterização da resistência à tração por meio de ensaios de tração direta, o que permite um estudo adequado dos mecanismos de ruptura e da capacidade de suporte das fundações condicionadas pela tração da rocha. Sendo o Porto uma cidade onde se destacam as grandes pontes que atravessam o rio Douro, consideradas símbolos da cidade, estudam-se especificamente as configurações das fundações em granito da Ponte Infante Dom Henrique e da futura Ponte da Ferreirinha, onde a ruptura por tração pode ser um fator condicionante.

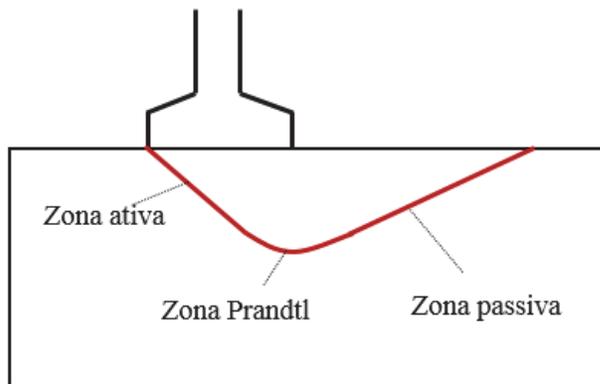
2 – CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

2.1 – Ruptura de um maciço rochoso por corte

2.1.1 – Descrição e evolução das formulações

As soluções analíticas tradicionais para a estimativa da capacidade de suporte em solos (Terzaghi, 1943; Brinch Hansen, 1970) foram desenvolvidas para o critério de ruptura linear de Mohr-Coulomb, que depende da coesão e do ângulo de atrito do material, bem como de diferentes configurações de cargas e geométricas do projeto da fundação. Estas soluções permitem atribuir um valor de carga última num meio contínuo, homogêneo e isotrópico onde ocorre um mecanismo geral de ruptura por corte, constituído por (Fig. 3): (1) uma cunha ativa sob a fundação; (2) uma zona de transição (cunha de Prandtl) e; (3) uma cunha passiva com saída no contorno adjacente à fundação.

No caso de um maciço rochoso, atravessado por famílias de descontinuidades, o critério de ruptura não linear de Hoek e Brown (Hoek e Brown, 1980, 1997; Hoek et al., 2002) tem sido amplamente utilizado e bem aceito para estimar a capacidade de carga do terreno. No entanto, a utilização deste critério implica a consideração de um meio homogêneo e isotrópico que só pode ser



Cunha de falha isotrópica

Fig. 3 – Mecanismo de ruptura sob fundação num meio homogêneo e isotrópico.

assumido quando, por inexistência ou por abundância de descontinuidades, apresenta as mesmas propriedades físicas em todas as direcções, o que corresponde aos maciços rochosos do tipo I, IV e V descritos por Hoek (1983), esquematizados na Fig. 4. Assim, nestes casos, pode identificar-se um mecanismo geral de ruptura por corte, semelhante ao dos solos, cuja solução analítica da carga última foi proposta por Serrano e Olalla (1994) e Serrano et al. (2000), aplicando o critério de ruptura de Hoek e Brown (Hoek e Brown, 1980) e o critério de ruptura de Hoek e Brown modificado (Hoek e Brown, 1997), respetivamente. Estas soluções analíticas aplicam a teoria das linhas características (Sokolovskii, 1965), adoptando a hipótese da deformação plana, lei de fluxo associada, coaxialidade, superfície de ruptura perfeitamente plástica e a não consideração do peso próprio do maciço rochoso. Este método também permite a inclusão de uma superfície inclinada em um lado da cinta de carga na extremidade da fundação.

A formulação analítica da capacidade última proposta por Serrano et al. (2000) introduz um fator de capacidade de carga que torna a pressão de ruptura proporcional à resistência à compressão uniaxial (RCS) da rocha. Essa mesma estrutura de equação, que relaciona a capacidade de carga com a RCS, é observada em outras formulações, como a de Carter e Kulhawy (1988), recomendada pela AASHTO (2012), baseada na solução de limite inferior, adoptando também a hipótese da rocha sem peso próprio.

Merifield et al. (2006) aplicaram os teoremas do limite (superior e inferior), como uma extensão da formulação desenvolvida por Lyamin e Sloan (2002a, 2002b) para determinar a capacidade de carga de uma sapata corrida sobre um maciço rochoso fracturado, cujo comportamento é do tipo de Hoek e Brown. Estes autores observaram que a utilização dos parâmetros de resistência equivalente de Mohr Coulomb sobrestima a capacidade de carga em até 157% no caso de um maciço rochoso de boa qualidade (GSI cerca de 75). Compararam também os resultados dos métodos de Serrano et al. (2000) e de Carter e Kulhawy (1988) com os obtidos por elementos finitos, concluindo que os valores estimados com o método de Serrano et al. (2000) está mais próximo dos resultados obtidos numericamente. Simultaneamente, diferentes cálculos utilizando o método dos elementos finitos sob o teorema do limite inferior e superior, desenvolvidos respetivamente por Sloan (1988) e Sloan e Kleeman (1995), foram utilizados por Sutcliffe et al. (2004) e Zheng et al. (2000) para determinar a capacidade de carga do maciço rochoso fracturados, obtendo resultados de ruptura global semelhantes aos obtidos pela solução analítica de Serrano et al. (2000).

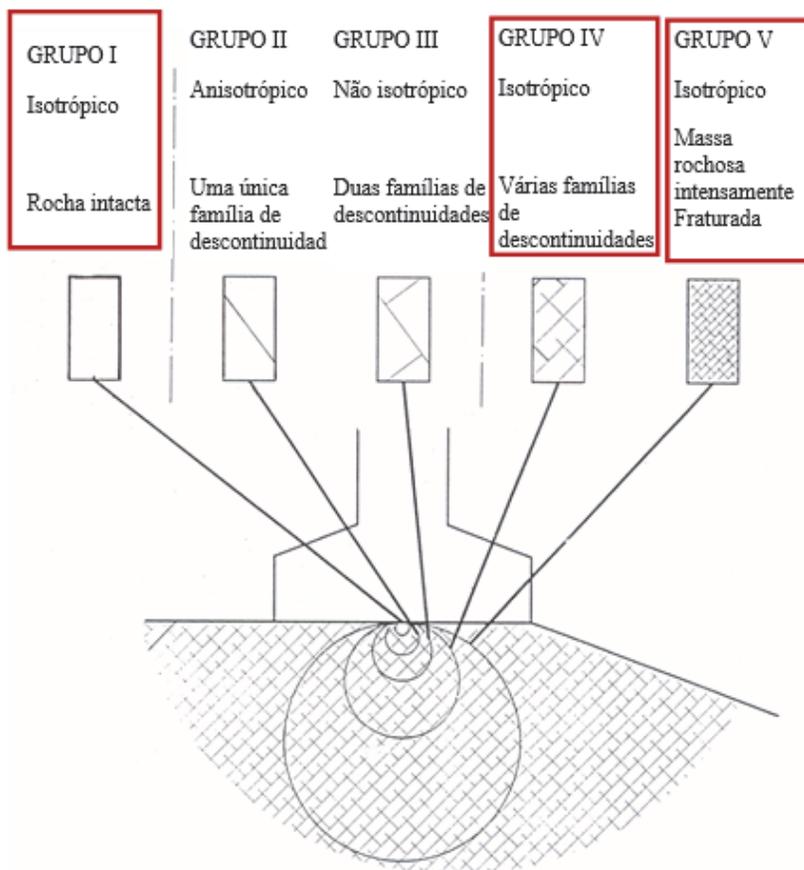


Fig. 4 – Mecanismos de ruptura sob fundação num meio homogêneo e isotrópico (Hoek, 1983).

Existe a possibilidade de incorporar diferentes factores de correção para melhorar as formulações analíticas, adaptando-as para configurações mais genéricas dos maciços rochosos, de forma análoga a que ocorre em trabalhos clássicos de mecânica dos solos, destacam nessa linha algumas investigações, tais como: Imani et al. (2012), que incluem a pressão dos poros como uma força externa que afecta a capacidade de carga da fundação superficial em maciço rochoso fracturados; Clausen (2013), que analisou a influência do peso próprio do maciço rochoso na capacidade de carga de em fundações circulares; Alencar et al. (2019), que estudaram a influência da forma da fundação e da rugosidade do contacto; Keshavarz e Kumar (2021) investigaram a capacidade de carga de fundações em forma de anel apoiadas em maciços rochosos; Alencar et al. (2021), que introduziram um fator de correção para a presença do lençol freático próximo à cota de fundação; Chen et al. (2022) realizaram um estudo da influência da rugosidade da sapata na carga última considerando o efeito tridimensional.

Tajeri et al. (2015) e Alavi e Sadrossadat (2016) aplicaram os modelos de programação genética linear (LGP) para estimar a capacidade de carga de fundações superficiais em maciços rochosos, com base em 102 dados experimentais de diferentes estudos recolhidos da literatura. Millán et al. (2021a) apresentaram uma solução de rede neural artificial para prever a carga última de maciços rochosos de forma simples e direta, obtida a partir de cálculos numéricos baseados no critério de Hoek e Brown, reproduzindo configurações mais realistas do que as oferecidas por métodos empíricos ou analíticos, incluindo a dilatação, a forma, a rugosidade e o peso próprio da rocha.

No caso de maciços rochosos claramente anisotrópicos, controlados por uma única família de descontinuidades que atravessam o maciço rochoso (tipo II na Fig. 4), existem vários mecanismos de ruptura potencialmente possíveis, que podem diferir do mecanismo homogêneo e isotrópico. Neste caso, Serrano et al. (2016), forneceram soluções analíticas que resolvem o problema considerando o critério de Hoek e Brown modificado (Hoek et al., 2002) para o maciço rochoso e o critério de Mohr-Coulomb para as descontinuidades, identificando 6 possíveis mecanismos de ruptura, dependendo das características geomecânicas, configuração de carga, geometria da fundação e o pendor da família anisotrópica (Fig. 5). Por outro lado, Galindo e Millán (2021) desenvolveram um procedimento simplificado para ampliar as soluções de fundações em meios anisotrópicos a configurações mais gerais do que as abordadas pelas soluções analíticas.

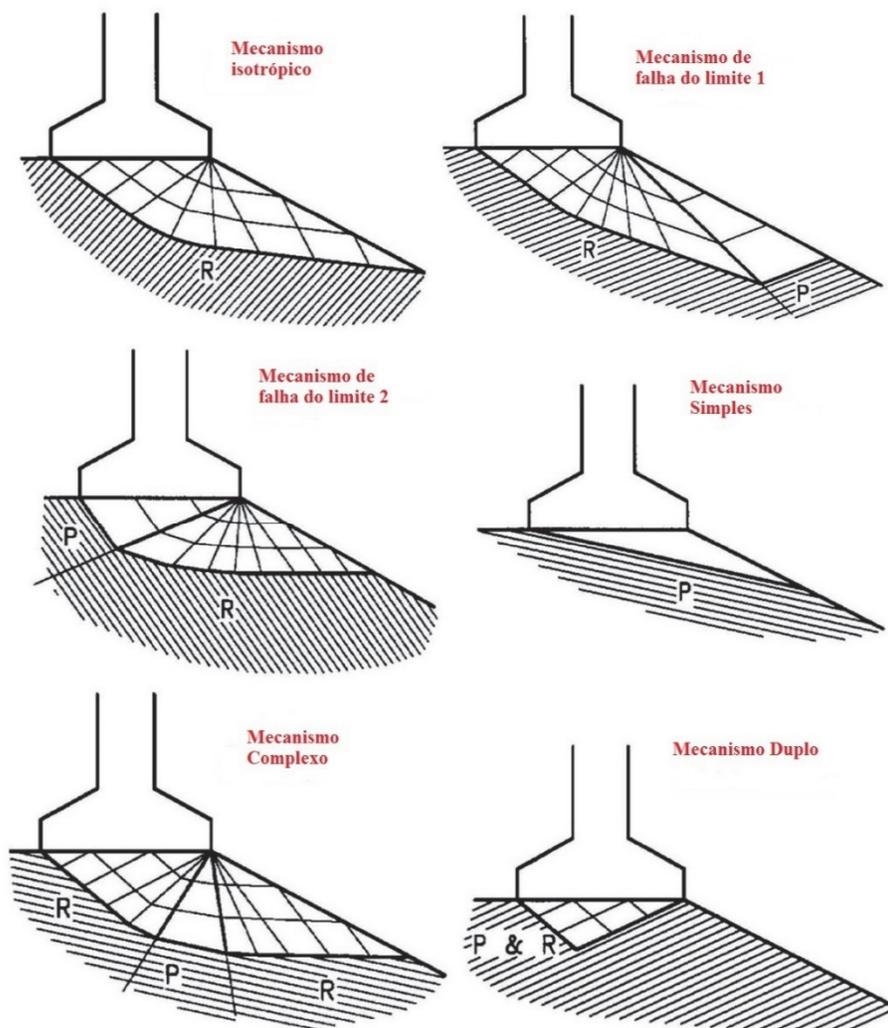


Fig. 5 – Mecanismos de ruptura de uma fundação superficial em ambiente anisotrópico do tipo II (adaptado de Serrano et al., 2016). Nota: R: ruptura do maciço rochoso; P: ruptura pelos planos de descontinuidade; Contorno 1: contorno adjacente à fundação; Contorno 2: contorno onde apoia a fundação.

2.1.2 – Solução analítica para meios homogêneos e isotrópicos (Serrano et al., 2000)

Como indicado na secção anterior, os trabalhos dos pesquisadores têm-se centrado na obtenção de soluções para o mecanismo global de ruptura por corte em rochas, destacando-se o método analítico de Serrano et al. (2000), cuja formulação é apresentada de forma resumida nesta secção.

Para realizar o cálculo de capacidade resistente de um estrato rochoso é necessário incorporar o critério não linear que rege a ruptura de um maciço rochoso, onde é geralmente considerado o critério de Hoek e Brown modificado (Hoek et al., 2002), aplicável a um meio com comportamento homogêneo e isotrópico. O critério de ruptura de Hoek e Brown é formulado como uma função da tensão principal menor (σ_3) e da tensão principal maior (σ_1), de acordo com:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

onde, σ_c é a resistência à compressão uniaxial da rocha, enquanto os parâmetros m , s e a podem ser estimados pelas equações (2), (3) e (4), e dependem do tipo de rocha (m_o), do índice de qualidade geotécnica do maciço rochoso (GSI) e da alteração do maciço rochoso pela ação humana (D):

$$m = m_o \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4)$$

O critério de ruptura de Hoek-Brown modificado indicado na equação (1) pode ser expresso parametricamente (Serrano et al., 2014) pelas equações (5) e (6), com a lei de fluxo associado, para a envolvente de Mohr, sendo o parâmetro ρ o ângulo de atrito instantâneo:

$$\frac{\tau}{\beta_a} = \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \cos \rho \quad (5)$$

$$\frac{\sigma}{\beta_a} + \zeta_a = (a + \sin \rho) \left[\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right] \left[\frac{1 - \sin \rho}{k \sin \rho} \right]^{1/k} \quad (6)$$

Os parâmetros de resistência β_a e ζ_a , equações (7), são aplicados para tornar o cálculo do critério de ruptura de Hoek e Brown adimensional:

$$\beta_a = A_a \cdot \sigma_c; \quad \zeta_a = \frac{s}{(m \cdot A_a)}; \quad A_a = \left(\frac{m \cdot (1 - a)}{2^{1/a}} \right)^{1/k}; \quad k = \frac{(1 - a)}{a} \quad (7)$$

β_a representa a resistência característica que tem as mesmas unidades que a resistência à compressão uniaxial e é utilizada para tornar as pressões adimensionais, enquanto ζ_a ("coeficiente de tenacidade") é um coeficiente adimensional que multiplicado por β_a corresponde à resistência à tração isotrópica ($\sigma_{t, is}$). A_a , k e o expoente a , são constantes do maciço rochoso e dependem do tipo de rocha (m_o), σ_c e do GSI.

Para o cálculo da capacidade resistente de uma fundação superficial, Serrano et al. (2000) e Galindo et al. (2017) propuseram uma formulação analítica baseada no método das linhas

características. Esta solução adopta a hipótese de deformação plana, considera uma lei de fluxo associada e despreza o aumento da resistência devido ao peso próprio da rocha.

De acordo com esta formulação analítica, a superfície do terreno onde se apoia a fundação é composta por dois sectores (Fig. 6): o fronteira 1 (adjacente à fundação) com uma inclinação α , onde a carga atuante é conhecida, correspondendo ao peso próprio do terreno na cota de fundação (de inclinação i_1); e o fronteira 2 (fundação), onde a capacidade de carga (actuando, em geral, com a inclinação de i_2) deve ser determinada.

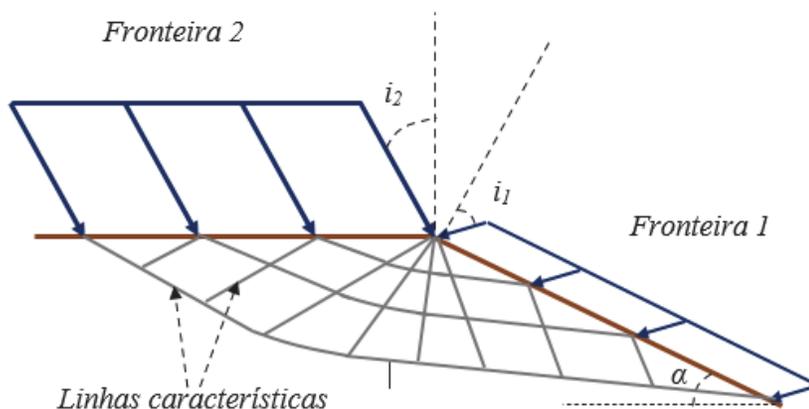


Fig. 6 – Modelo matemático da carga de última de uma fundação sobre rocha.

A solução, baseada no método das linhas características, requer que a equação (8) da invariante de Riemann (I_a) seja cumprida ao longo das linhas características:

$$I_a(\rho_1) + \psi_1 = I_a(\rho_2) + \psi_2 \quad (8)$$

$$I_a(\rho) = \frac{1}{2k} \left[\cot(\rho) + \ln \left(\cot \left(\frac{\rho}{2} \right) \right) \right] \quad (9)$$

Nestas equações, o ângulo de atrito instantâneo no contorno 2 (ρ_2) é a única incógnita, porque as outras variáveis podem ser definidas; no contorno 1: ângulo de atrito instantâneo (ρ_1) e a direção da tensão principal neste sector (ψ_1), expressando ψ_2 em função de ρ_2 . Finalmente, conhecendo ρ_2 , a capacidade de carga última pode ser estimada.

Através do método analítico descrito acima, a capacidade de carga é obtida por:

$$P_h = \beta_a \cdot (N_\beta - \zeta_a) \quad (10)$$

N_β é o fator de capacidade de carga e pode ser calculado, de acordo com a formulação do problema da fundação, da seguinte forma: (a) o ângulo de atrito interno (ρ_1) pode ser obtido por iteração a partir da ruptura induzida pela carga atuante no contorno 1; (b) a partir do valor de ρ_1 e por iteração (5), pode ser calculado o valor do ângulo de atrito interno no contorno 2 (ρ_2); (c) finalmente, conhecendo ρ_2 pode ser calculado o fator de capacidade de carga (N_β), e utilizando os parâmetros β_a e ζ_a , a carga última (P_h) é estimada de acordo com a equação (10). O fator de capacidade de carga pode ser expresso pela equação (11):

$$N_{\beta} = \cos i_2 \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \rho_2}{k \cdot \operatorname{sen} \rho_2} \right)^{1/k} \left(\frac{a(1 + \operatorname{sen} \rho_2)}{\operatorname{sen} \rho_2} \cos i_2 + \sqrt{1 - \left[\frac{a(1 + k \operatorname{sen} \rho_2)}{\operatorname{sen} \rho_2} \operatorname{sen} i_2 \right]^2} \right) \quad (11)$$

2.2 – Mecanismos de ruptura sob um maciço rochoso

Apesar do desenvolvimento de formulações analíticas e de outros métodos para abordar as soluções de capacidade de carga de fundações em rocha, a presença de famílias de descontinuidades com diferentes configurações de abertura, espaçamento e disposição relativa entre elas e a fundação, torna possíveis outros mecanismos de ruptura para além da ruptura por corte geral. Assim, o conhecimento empírico tradicional permite a identificação de diferentes mecanismos de ruptura do terreno, como mostra a Fig. 7 (Sowers, 1979).

Como se pode observar na Fig. 7, os mecanismos identificados como MI_B , MI_D , MV_{OJ} , MV_{CJ} , MJ , MF correspondem a rupturas gerais de corte, sendo os casos MJ e MF controlados pelo critério de ruptura das descontinuidades. O modo de ruptura MI_D corresponde a uma ruptura global num meio rochoso dúctil não dominado estruturalmente por juntas, enquanto que no modo MI_B ocorre uma ruptura de corte local, onde as superfícies de ruptura começam a desenvolver-se mas não se propagam à superfície. Neste último caso, a fórmula geral de corte é particularizada negligenciando a influência da profundidade de assentamento no terreno, uma vez que contribui pouco para a estabilidade global da capacidade de carga. Por outro lado, o mecanismo MV_{OJ} para um maciço rochoso com uma família de descontinuidades subverticais abertas e localizadas sob a zona de fundação, corresponde a mecanismos de ruptura não confinados sob a forma de um ensaio de compressão simples à escala real (resistência à compressão simples do maciço rochoso). Esta mesma configuração de descontinuidades do caso MV_{OJ} , mas com juntas fechadas, permite o confinamento lateral, desenvolvendo a ruptura global indicada no caso MV_{CJ} .

Os mecanismos MV_{SJ} , ML_F e ML_P não podem ser calculados utilizando as formulações analíticas desenvolvidas para a ruptura por corte integral, sendo necessário avaliar corretamente a resistência à tração. No caso do mecanismo ML_F , ocorre a flexão da camada superior sobre uma camada inferior mais deformável, o que gera pontos de tração na parte inferior da camada rígida superior. No caso do ML_P , a camada superior rígida fina punçoamento a camada deformável de baixo. Em ambos os casos, o colapso é iniciado por uma ruptura por tração. A espessura limite da camada rígida em ambos os casos é controlada pelas propriedades do material de cada camada. Por último, no caso MV_{SJ} , produz-se a ruptura por "splitting" (cunhas deslizantes planares), com a formação da cunha ativa sob a sapata e a progressão vertical em tração a partir da ruptura.

2.3 – Ruptura por compressão do estrato inferior

Conforme mencionado no final da secção anterior, as rupturas nos casos ML_F e ML_P são condicionadas pela presença de uma camada mais compressível abaixo da camada rígida de apoio da fundação. Esta condição de fronteira, que se encontra dentro do bolbo de tensão e, portanto, dentro da zona de influência da fundação, leva a um mecanismo de ruptura completamente diferente do mecanismo de corte no maciço, onde a deformabilidade induzida pela camada inferior de rocha produz movimentos prejudiciais no estrato rígido superior. Estas rupturas são identificadas como rupturas por punçoamento ou por flexão da camada superior e requerem uma avaliação da deformabilidade da camada rígida superior, para a qual pode ser utilizada uma avaliação numérica ou a formulação de leito elástico (Winkler, 1867). Esta última formulação requer a definição de um módulo de reação (k_b) abaixo da camada rígida que pode ser obtido experimentalmente por meio de placas de carga (com a consequente necessidade de incorporar o efeito de escala), sendo possível utilizar a equação analítica de Vesic (1961):

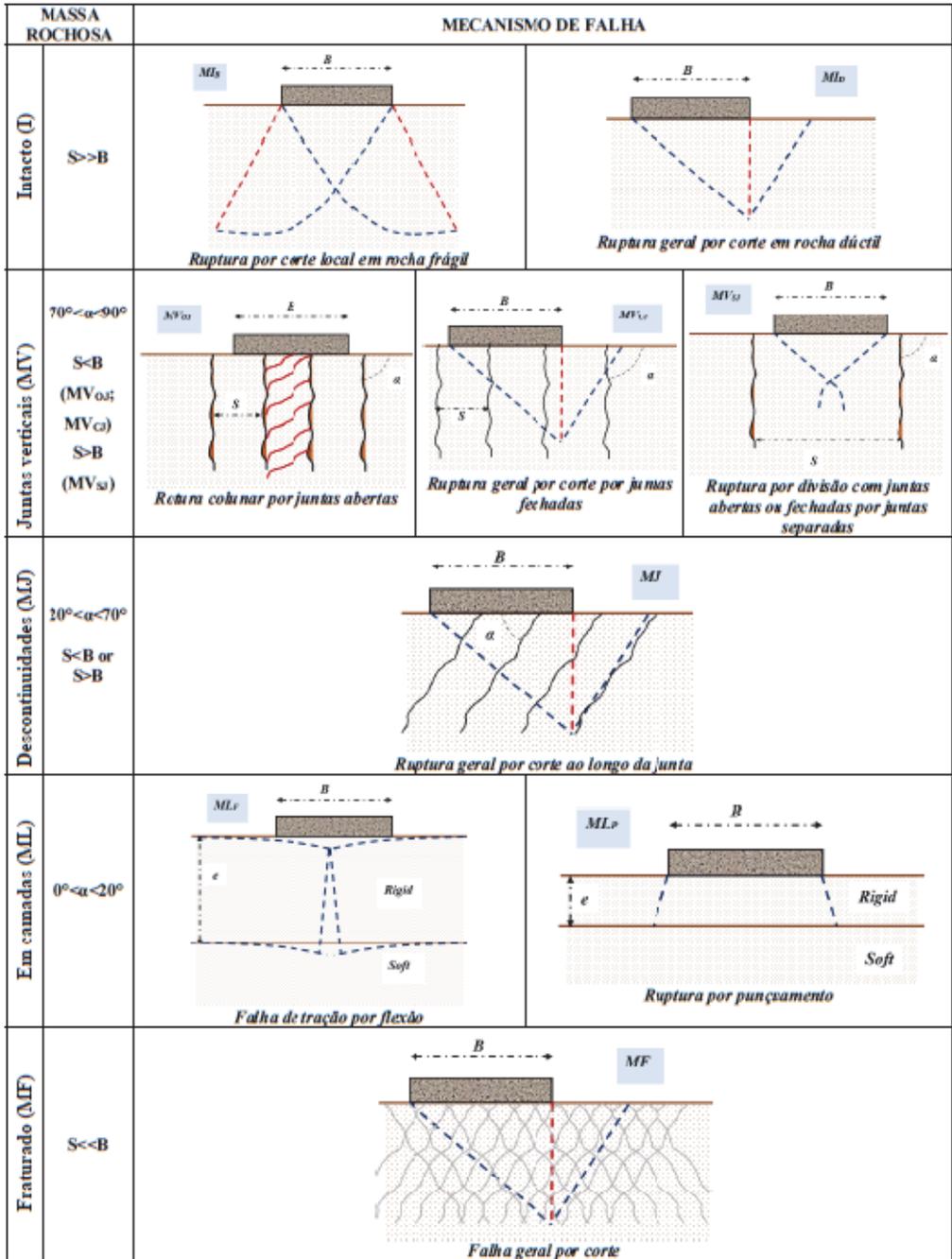


Fig. 7 – Mecanismos de ruptura sob fundação de acordo com a estrutura do maciço rochoso (Sowers, 1979): a) Mecanismos em maciço rochoso intacto (MI_B, MI_D); b) Mecanismos com junta vertical (MV_{oJ}, MV_{cJ}, MV_{sJ}); c) Mecanismo de maciço rochoso com descontinuidades (MJ); d) Mecanismos estratificado (ML_F; ML_P); e) Mecanismo de maciço rochoso fraturado (MF). Nota: S é o espaçamento entre descontinuidades; B é a largura da fundação; α é o ângulo de pendore da descontinuidade.

$$k_b = \frac{0.65E_{inf}}{B(1 - \nu_{inf}^2)} \sqrt[12]{\frac{E_{inf}B^4}{E_{sup}I_{sup}}} \quad (12)$$

sendo B a largura da fundação, I_{sup} o momento de inércia da secção transversal da camada superior, E_{sup} o módulo de elasticidade da camada rígida superior, E_{inf} e ν_{inf} o módulo de elasticidade e de Poisson da camada compressível inferior, respetivamente.

As equações dos dois mecanismos são apresentadas a seguir:

- Ruptura por punçoamento: ocorre em configurações de camada rígida de pequena espessura (e), em relação à largura da sapata (B). Neste caso ML_p , é de esperar uma ruptura da camada rígida em forma de cone, embora esta forma seja difícil de definir exactamente, uma vez que as dimensões da fundação são geralmente rectangulares ou quadradas ($B_1 \times B_2$), pelo que uma forma razoável de simplificar o problema é assumir uma ruptura concêntrica à superfície de apoio localizada a $e/2$ do exterior do perímetro da sapata (Fig. 8), formando o perímetro crítico.

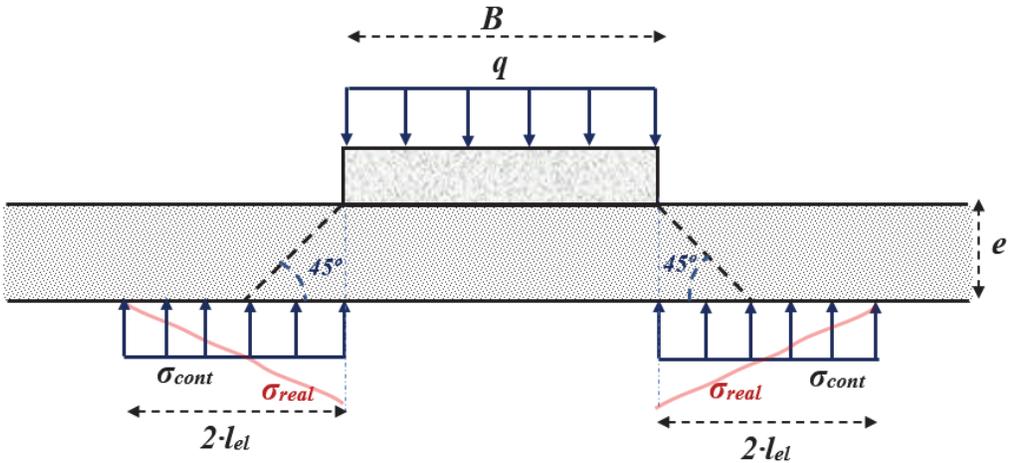


Fig. 8 – Mecanismo de ruptura de rocha por punçoamento.

A área da superfície de ruptura multiplicada pela resistência ao corte da rocha (τ_u) produz a resistência ao corte por punçoamento (R_{punc}), ou seja:

$$R_{punc} = 2((B_1 + e/2) + (B_2 + e/2)) \cdot \tau_u \quad (13)$$

A resistência ao corte da rocha (τ_u) pode ser calculada a partir das expressões paramétricas para o critério de ruptura de Hoek-Brown modificado (5) e (6). Assim, particularizando a equação (6) para uma tensão normal nula, obtém-se o valor do ângulo de atrito de ruptura ao corte puro ρ_u , e introduzindo (5) obtém-se o valor da resistência ao corte da rocha (τ_u). Observa-se que, introduzindo uma tensão normal nula em (6), a expressão (14) pode ser obtida combinando-a com (5):

$$\tau_u = \beta_a \cdot \zeta_a \frac{\cos \rho_u \cdot \sin \rho_u}{(1 - \sin \rho_u)(a + \sin \rho_u)} \quad (14)$$

E, portanto, lembrando que a resistência à tração isotrópica ($\sigma_{t, is}$) é $\beta_a \cdot \zeta_a$, a resistência por punçoamento pode ser expressa em função da resistência à tração pela equação (15):

$$R_{punc} = 2(B_1 + B_2 + e) \cdot \sigma_{t, is} \cdot \frac{\cos \rho_u \sin \rho_u}{(1 - \sin \rho_u)(a + \sin \rho_u)} \quad (15)$$

Para se poder prever a ruptura por este modo, é necessário saber em que medida a carga vertical está a exercer tração no perímetro crítico. Assim, a Fig. 8 mostra que, em função da deformabilidade do terreno inferior em relação ao da rocha de suporte da fundação, é produzida uma tensão de contacto real (σ_{real}), cujo valor médio (σ_{cont}) depende da largura da sapata (B), da carga (q) que atua na base da sapata e do comprimento elástico (l_{el}), de acordo com a equação (16) derivada para uma solução de apoio elástico em deformação plana:

$$\sigma_{cont} = \frac{q \cdot B}{4 \cdot l_{el}}; l_{el} = \sqrt[4]{\frac{4E_{sup}I_{sup}}{k_b \cdot B}} \quad (16)$$

A zona exterior à zona de influência da sapata, onde se desenvolve esta tensão de contacto, é dada até uma distância igual a $2l_{el}$ da borda da sapata. Assim, a ruptura por punçoamento ocorrerá quando a ação produzida [$\sigma_{cont} \cdot (2l_{el} - e)$] for superior à resistência do meio ao punçoamento (R_{punc}).

Na verdade, a realidade deste tipo de ruptura é mais complexa, no momento em que se aumenta a carga num maciço rochoso que falha por punção, observa-se que o dano se concentra em torno de uma fissura crítica de corte, que se inicia como uma fissura de flexão, atingindo o eixo neutro de flexão, de modo que, com o aumento da carga, um novo conjunto de fissuras é criado dentro da zona comprimida. Pode assumir-se que no instante em que este novo conjunto de fissuras é gerado não haverá um aumento significativo da carga devido ao enfraquecimento da rocha na zona de compressão.

- b. Ruptura por flexão da camada superior (MLF). O limite da espessura que faz prevalecer o modo de ruptura por punçoamento ou flexão depende das características geométricas e de resistência à flexão do estrato rígido, bem como da camada inferior deformável. Assim, considerando a mesma metodologia de cálculo do estrato rochoso de profundidade indefinida, como uma laje natural sobre leito elástico, pode desenvolver-se o mecanismo de flexão na laje rochosa (Fig. 9).

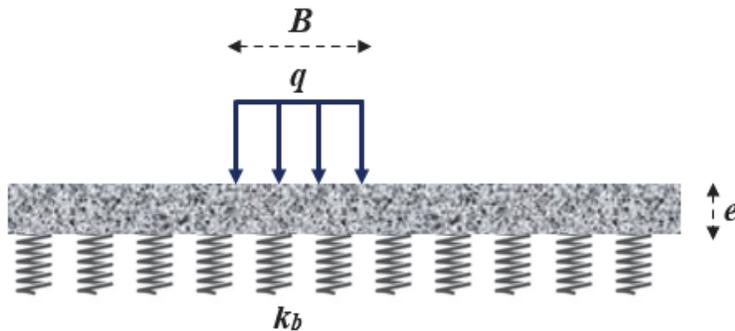


Fig. 9 – Modelo de Winkler para o cálculo do mecanismo de flexão da “laje” de rocha superior.

O modelo de cálculo simplificado com molas elásticas abaixo da laje rochosa superior de melhores características, de acordo com (12), reproduz a deformabilidade do terreno subjacente, permite o cálculo da tração máxima (σ_t), pela equação (17), produzida no contacto com o terreno subjacente, em função da inércia da secção de rocha (I_{sup}), da espessura da rocha (e) e do comprimento elástico (l_{el}):

$$\sigma_t = \frac{q \cdot B \cdot e}{8 \cdot I_{sup}} l_{el} \quad (17)$$

Esta pressão de tração deve ser comparada com a resistência à tração (R_t), que pode ser avaliada com base nos parâmetros do maciço rochoso de Hoek e Brown modificado, resultando do apuramento em (1) do valor $\sigma_3=R_t$ quando $\sigma_1=0$.

Assim, a ruptura por flexão do estrato rochoso ocorrerá se $\sigma_t > R_t$.

Por conseguinte, e tal como explicado nesta secção, no caso dos mecanismos de punçoamento e de flexão, a formulação centra-se na estimativa de um valor para a resistência à tração, que desencadeia a ruptura.

2.4 – Ruptura da rocha por “splitting”

O esquema da Fig. 7 mostra a ruptura por “splitting” (mecanismo MV_{SJ}), cujo estudo experimental foi realizado pela primeira vez por Bishnoi (1968). O desenvolvimento deste mecanismo de ruptura é induzido pela presença de fronteiras laterais verticalizadas, como se pode deduzir das trajetórias das linhas de tensão na rocha mostradas na Fig. 10a. Esta figura demonstra como a curvatura destas linhas é diretamente condicionada por estas condições de fronteira verticais, de modo que na parte superior da rocha (até uma profundidade da ordem da distância entre os fronteiras laterais), as trajetórias das linhas de tensão se abrem, até se distribuírem por toda a superfície entre os fronteiras laterais, gerando trações horizontais (zona de tração); na zona imediatamente abaixo; por outro lado, as linhas permanecem quase verticais, de modo que os pontos da rocha respondem horizontalmente à compressão (zona de compressão) aumentando com o confinamento vertical. Destaca-se que na zona debaixo da fundação, influenciada pelo estado de compressão da carga da sapata e ainda longe dos fronteiras, corresponde a uma zona de compressão onde se produz uma cunha ativa (zona ativa). A Fig. 10b mostra a distribuição de tensões deduzida elasticamente por Nicolsky (Guerin, 1971), onde se pode ver que as tensões desaparecem a profundidades (H) superiores à distância entre fronteiras laterais (S); para estas maiores profundidades, geram-se estados de compressão com a carga a ser distribuída na zona entre juntas ou a transmitir-se através delas, conforme se trate de juntas fechadas ou abertas, respetivamente. Finalmente, a partir da esquematização das Fig. 10a e 10b, apresenta-se uma idealização de bielas e tirantes (Fig. 10c), que permite formular a tensão de tração do mecanismo de “splitting” de acordo com (18) em função do valor da carga externa (q), podendo-se expressar o problema em deformação plana:

$$\sigma_t \cdot \left(S - \frac{B}{4} \right) = \frac{q \cdot B}{2} \tan \alpha \rightarrow \sigma_t = \frac{q \cdot \frac{B}{S}}{\left(4 - \frac{B}{S} \right)} \left(1 - \frac{B}{S} \right) \quad (18)$$

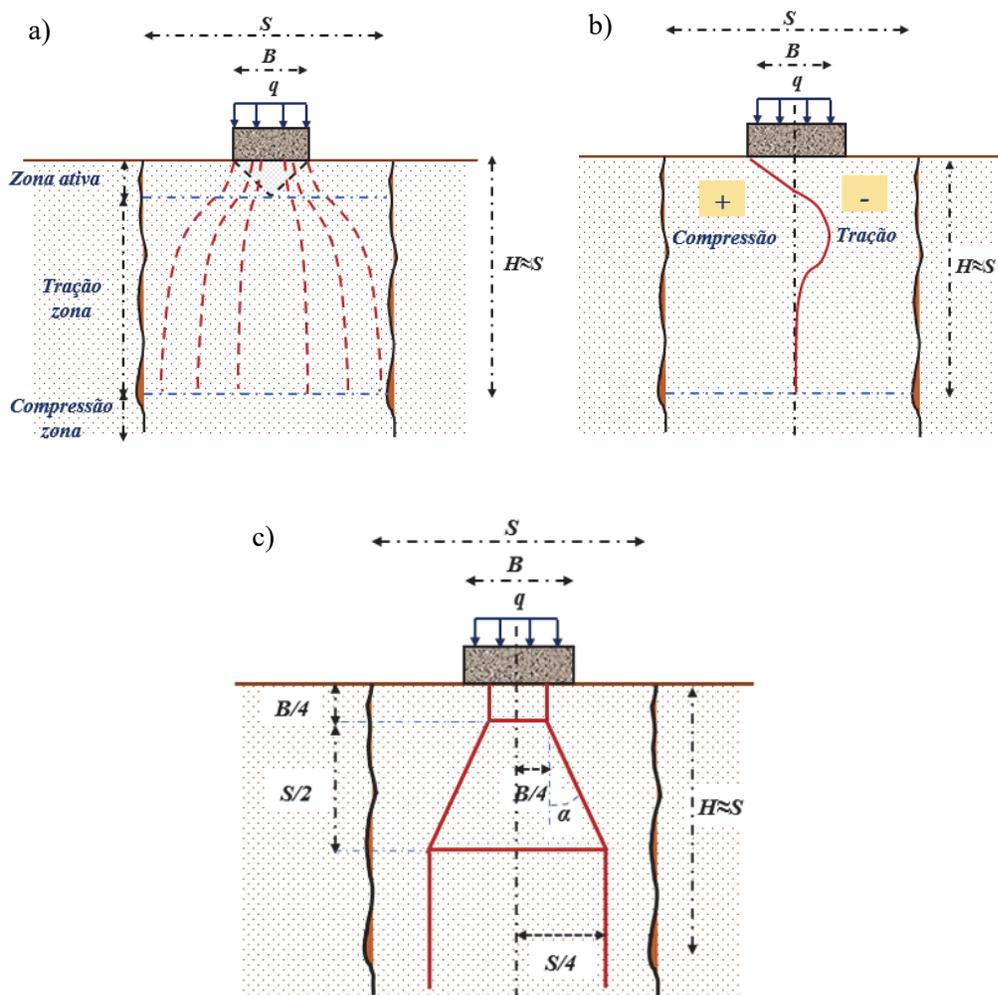


Fig. 10 – a) Linhas de tensão no maciço rochoso limitadas por suas fronteiras laterais; b) Distribuição de tensões num meio elástico (Guerin, 1971); c) Esquema de bielas e tirantes para formular a ruptura por “splitting”

A Fig. 11a apresenta esquematicamente a forma da ruptura e a distribuição de tensões horizontais, de acordo com o descrito na Fig. 10. Em contrapartida, a Fig. 11b apresenta descontinuidades verticais afastadas, desenvolvendo-se a ruptura global, uma vez que a carga vertical se distribui para baixo numa grande área, podendo o mecanismo global ser criado à superfície. Note-se que, em ambas as situações de configuração lateral, a cunha ativa é inicialmente formada sob a sapata e a evolução pode progredir para "splitting", desenvolvendo uma ruptura por tração ou ruptura global, criando blocos deslizantes.

As Fig. 11c e 11d mostram as rupturas por “splitting”, obtidas em ensaios de laboratório realizados no Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX, em Madrid, Espanha), em blocos de 20x20x20 cm sob uma base de fundação de 3.8 cm de diâmetro (com uma carga de rotura de 100,6 MPa). A rocha ensaiada foi um arenito de grão médio do Cretácico Inferior (fácies Weald) de Burgos, Espanha.

Tal como descrito em detalhe, a resistência à tração condiciona a fratura por “splitting”.

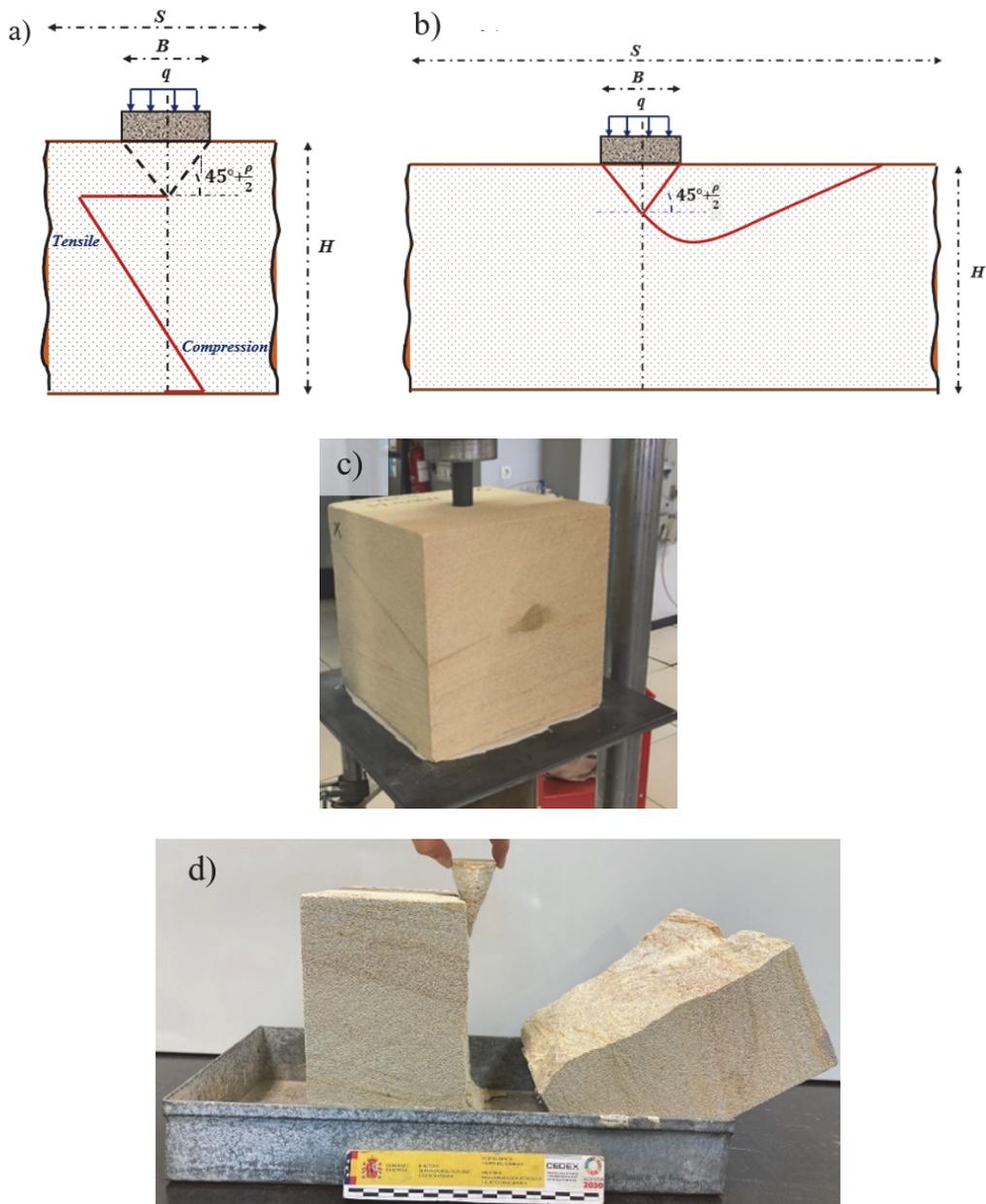


Fig. 11 – a) Ruptura por “splitting” no caso de fronteiras laterais próximas; b) Ruptura global no caso de fronteiras laterais afastadas; c) Bloco de rocha ensaiado no laboratório; d) Bloco de rocha ensaiado após ruptura frágil no laboratório do CEDEX (sapata de 3.8 cm de diâmetro)

3 – RUPTURA EM TERRENOS ESTRATIFICADOS COM DIFERENTES ESTADOS DE ALTERAÇÃO

Embora na Fig. 7 tenham sido apresentados os diferentes mecanismos de ruptura identificados por Sowers (1979), a diversidade de factores que caracterizam os maciços rochosos possibilita uma

grande variedade de configurações e estruturas do meio rochoso. Desta forma, podem ser identificados outros possíveis mecanismos de ruptura, sendo particularmente interessante destacar os maciços estratificados devidos a diferentes estados de alteração, onde se encontram estratos, do mesmo material rochoso, com diferentes espessuras e propriedades geomecânicas (RCS e GSI).

Assim, a alternância de estratos com um elevado contraste de rigidez é um caso particular, que ocorre em algumas configurações específicas, por exemplo, em maciços rochosos do tipo *Flysch*. Em outros casos, devido à alteração induzida por determinados agentes externos associados, principalmente, à exposição à água circulante através do maciço rochoso, é comum verificar-se que um mesmo maciço rochoso se divide em espessuras de terreno rochoso com diferentes graus de em função da profundidade. Este caso está particularmente presente na geologia local da zona metropolitana da cidade do Porto, e pode ser observado a título de exemplo nos perfis geológicos correspondentes ao complexo granito do Porto, nas proximidades, em particular, nos margens do rio Douro (Fig. 18a e Fig. 19); onde se vê o maciço rochoso de tipo granítico, com diferentes graus de alteração (de acordo com o esquema proposto pela ISRM (2007), que distingue qualitativamente seis classes que vão desde a rocha sã (W1) até ao solo residual (W6)) conforme descrito por Viana da Fonseca (1996) e Viana da Fonseca et al. (2003).

Com o passar do tempo, a presença do rio Douro e da água proveniente do oceano Atlântico provocou um gradiente de fluxos de água que circulam na superfície e por descontinuidades em profundidade, infiltrando-se no maciço rochoso, de modo que certos trajectos estão mais expostos, criando uma rede de filtração com rotas preferenciais que geraram uma significativa e errática alteração ao longo do tempo (Babendererde et al., 2004; Viana da Fonseca e Topa, 2010). Esta configuração mostra geralmente, como é o caso, uma estrutura global semelhante do maciço rochoso (com a mesma distribuição de famílias de descontinuidades) mas com uma qualidade muito diferente da rocha-mãe e das descontinuidades, de acordo com o grau de alteração correspondente. Assim, pode pensar-se num maciço rochoso único, mas com propriedades geomecânicas diversificadas, em função das diferentes zonas de exposição à alteração que permite classificá-las por estratos; em outras palavras, mantém uma unidade global e também um elevado atrito entre estratos definidos (que correspondem antes a zonas de transição entre eles, e não a mudanças abruptas de estratigrafia).

Neste caso, pode ocorrer não só que o contraste dos módulos de deformabilidade dos diferentes estratos do maciço rochoso, correspondentes a zonas de diferente alteração, não seja tão acentuado como o correspondente a materiais rochosos de natureza diferente, mas também que a interface entre estratos não seja nitidamente definida, pelo que não é de esperar uma flexão elevada entre estratos (correspondente aos mecanismos ML da Fig. 7). No entanto, esta configuração deve ter em conta as possíveis formas de ruptura induzidas pelo meio estratificado, em que a disposição de uma camada de menor resistência entre uma camada superior e uma inferior (disposição em sanduíche) produz uma mudança abrupta na evolução da linha de ruptura, de modo a que a ruptura global em todo o meio estratificado depende do percurso conjunto ao longo dos diferentes meios que rompem, e em que se observa um claro contraste de resistências entre eles.

Para demonstrar este efeito, apresenta-se um exemplo simples (Fig. 12), onde se estuda a trajetória de ruptura global em um meio estratificado tipo sanduíche, dando particular atenção às trajetórias da linha de ruptura em cada estrato. Na Fig. 12, representa-se a ruptura de um ensaio de resistência à compressão simples (com contornos de interface deslizantes, para evitar o efeito de fronteira) num terreno rochoso com disposição alternada de material sã e alterado, onde se mostra a solução numérica por métodos de análise limite, sem dependência de deformações. Em concreto, foi utilizado o método DLO (Discontinuity Layout Optimization) utilizando o software *LimitState* (2019), que procura todos os caminhos de ruptura possíveis entre nós de uma malha que densificam o meio, escolhendo o de menor energia; o seu procedimento aplicado a problemas de estado limite último em meios rochosos de Hoek e Brown foi relatado por Millán et al. (2021b). Neste exemplo, os estratos mais resistentes encontram-se nas extremidades superior e inferior, com propriedades básicas: $GSI = 65$; $m_o = 14$; $RCS = 20$ MPa, enquanto ao estrato intermediário alterado foi atribuído uma RCS menor ($RCS = 2$ MPa), gerando um elevado contraste de resistência. Como se pode ver

na Fig. 12, a ruptura nos estratos são é quase vertical e, portanto, de tração, com um valor de resistência final de 0.67 MPa, ou seja, menos de 50% da resistência média à compressão de cada estrato individual.

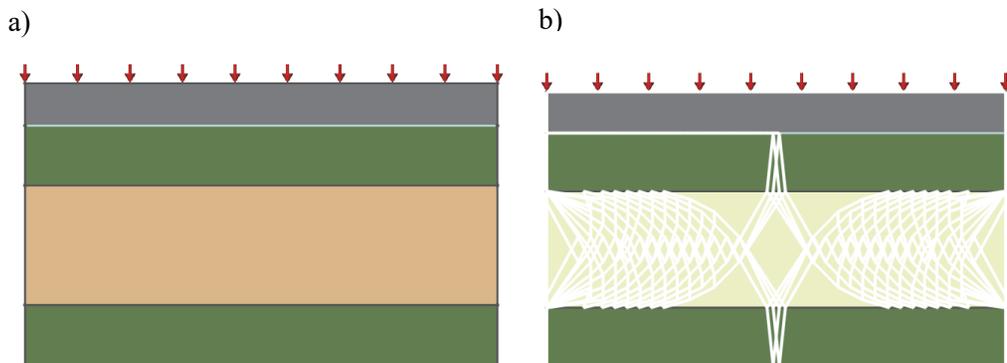


Fig. 12 –Maciço rochoso tipo sanduíche: a) Modelo de ensaio de compressão simples em grande escala; b) Mecanismo de ruptura

Neste caso da Fig. 12, não é de esperar uma ruptura por “splitting”, uma vez que, é um modelo com carga em toda a largura, não sendo possível adaptar as linhas de tensão, e sua curvatura (como na Fig. 10a) para gerar zonas de tração. No entanto, o que se observa é que as diferentes linhas de ruptura têm um percurso quase vertical nas camadas mais resistentes (camadas superior e inferior do sanduíche), enquanto seguem uma linha inclinada na camada central (mais alterada), ou seja, o contraste de resistência leva à ruptura por tração nas camadas mais resistentes.

Por conseguinte, é possível concluir claramente para as configurações de maciços rochosos com diferentes estratos, onde se encontra um modelo tipo sanduíche, a ruptura global do terreno é condicionada pela resistência à tração do estrato mais resistente. Mais uma vez, a resistência à tração torna-se relevante, embora neste caso o mecanismo de ruptura seja bastante diferente do que ocorre em terrenos com estratos inferiores compressíveis ou em maciços rochosos com descontinuidades verticais, que fazem com que as linhas de tensão se adaptem ao meio, induzindo a ruptura por “splitting”.

Em particular, a realização deste ensaio de compressão simples do maciço rochoso (“macroscópico”), mostra que a resistência última é condicionada pela resistência à tração e, por conseguinte, a carga última de uma fundação num meio estratificado com diferentes graus de alteração deve ter em conta este fenómeno de contrastantes de resistências entre estratos.

4 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NAS ROCHAS

Como indicado nas secções anteriores, em certas configurações, para calcular corretamente a capacidade de carga de uma fundação, é particularmente importante avaliar corretamente a resistência à tração do maciço rochoso.

Destaca-se a escassez geral de dados geomecânicos para a resistência à tração direta das rochas, sendo pouco frequente a sua avaliação para resolver problemas de aplicação, onde habitualmente se estima indiretamente através do critério de ruptura do maciço rochoso. Não obstante, de um ponto de vista experimental, a maioria dos estudos realizados até à data recorreu a ensaios indirectos (brasileiros) para estimar a resistência à tração. Além disso, e tal como referido por Perras e Diederichs (2014), o ensaio de tração brasileiro tende a sobrestimar a verdadeira resistência à tração da rocha intacta.

Além disso, há que ter em conta que a estimativa indireta das propriedades mecânicas das rochas envolve geralmente uma grande dependência do tipo e estado de alteração do material quando se procuram correlações entre resultados indirectos e resultados obtidos directamente. Esta dependência é particularmente relevante, por exemplo, para ensaios de carga pontual (em que a rocha é essencialmente quebrada por tensões de tração), tal como referido por Romana (1996).

Em consonância com as posições anteriores, autores relevantes (Hoek 1964; Hawkes et al. 1973) enfatizaram que uma determinação fiável da resistência à tração de uma rocha teria de se basear em ensaios de resistência à tração directa. Assim, o ensaio de tração directa representa a técnica mais fiável para determinar a verdadeira resistência à tração de uma rocha, desde que o ensaio seja correctamente realizado.

Na presente pesquisa, os ensaios de tração directa são a principal ferramenta a ser utilizada (a Fig. 13 mostra o equipamento para a realização do ensaio de tração directa do CEDEX, Madrid). Estes ensaios foram efectuados em amostras cilíndricas coladas por resinas epoxídicas às bases metálicas para a aplicação da carga. Os provetes foram submetidos a uma tensão axial de tração até à ruptura, de acordo com as indicações do ISRM para este ensaio (ISRM, 1978). A preparação adequada dos provetes para o ensaio é essencial. Para tal, os provetes são perfurados com coroas diamantadas de diâmetro adequado para o apoio que se dispõe, e cortados com uma serra de diamante nas dimensões indicadas (sempre respeitando a esbelteza mínima de 1:1), para o presente estudo se utilizaram provetes de 37, 49, 60 e 82 mm de diâmetro. O acabamento das faces será efectuado, se necessário, através de um esmerilamento cuidadoso.



Fig. 13 – Equipamento utilizado para o ensaio de tração directa em rocha no laboratório CEDEX.

5 – APLICAÇÃO AO GRANITO DO PORTO

5.1 – Geologia local

Muitas descrições geológicas foram feitas da cidade do Porto, a nível académico, mas também correlacionadas com projetos de grande relevância como o Metro do Porto (Babendererde et al., 2004), sendo de especial interesse para o objeto deste artigo aquelas que se focam em aplicações geomecânicas de maciços rochosos, que incluíram estudos de estabilidade de escarpas e fundações (Rosa et al., 2015, Ambrósio et al., 2004). A cidade do Porto situa-se na plataforma costeira, que descende em direcção ao mar. A costa é sub-paralela à principal falha NNW-SSE que é a falha de

Porto-Tomar. Esta região é dominada pela formação "Granito do Porto", que intruiu durante o Câmbrico e migmatizou as formações xistosas circundantes. Estes granitos têm cerca de 300 Ma e situam-se a profundidades de cerca de uma dezena de quilómetros. A sua ascensão à superfície deveu-se essencialmente a movimentos ao longo das fracturas, bem como à erosão das formações sobrejacentes.

O rio Douro caracteriza-se por ser um vale estreito e profundo, com vertentes rochosas íngremes e elevadas, em alguns locais até 80 m de altura, como é o caso da zona onde se situa a nova Ponte de Ferreirinha. Estas ladeiras costumam apresentar problemas de estabilidade que estão geralmente associados ao estado de alteração e ao grau de fracturação do maciço rochoso, que são agravados pela percolação da água através das fracturas. Os tipos mais comuns de instabilidade observados nas ladeiras existentes são as quedas de blocos e os deslizamentos de terras, quase sempre associados a massas muito alteradas ou a fracturas com continuidade e inclinação subverticais que resultam claramente desfavoráveis.

Os granitos do Porto correspondem a um granito alcalino, de grão médio, leucocrático, de duas micas, por vezes ligeiramente orientado. Pode também apresentar, localmente, manifestações pegmatíticas, com textura mais grosseira e tendência porfiroide. De um modo geral, a sua cor é cinzenta amarelada a esbranquiçada. No entorno da cidade do Porto, é uma rocha com estratigrafia alternada, de granitos com diferentes espessuras métricas ou decimétricas, moderadamente alterados (W3), com outros ligeiramente alterados (W2), onde se identifica a presença de fracturas moderadamente distantes. No entanto, em zonas localizadas pode estar muito alterado a decomposto (W4-5), ou com fracturas muito espaçadas (F2) ou também próximas a muito próximas (F4-5).

Os depósitos de encostas resultam de materiais que se desprendem e caem dos penhascos e que se depositam quer nas diferentes plataformas situadas a diferentes alturas, quer na base do penhasco, onde se encontram dispersos blocos e fragmentos de rocha granítica de diferentes tamanhos. Supõe-se que sejam formados por solo residual resultante da intensa meteorização do granito. Formam pequenas manchas dispersas e, por isso, têm espessura e continuidade lateral reduzidas.

Do ponto de vista hidrogeológico, a área de estudo é constituída por uma formação largamente permeável a semipermeável, formada por um maciço moderadamente alterado a sã com fracturas abertas. A circulação da água no maciço rochoso ocorre através de fracturas, e em determinadas zonas (mais fracturadas) pode ser elevada, devido ao seu fornecimento direto por infiltração. É comum, no entanto, que em períodos de maior pluviosidade surjam novas nascentes e aflúências de água na encosta, com localizações aleatórias.

5.2 – Recolha de amostras

Os ensaios efectuados para este estudo utilizaram granitos do Porto com diferentes graus de meteorização. As amostras foram obtidas em diferentes pontos de extração (Fig. 14), todos localizados geograficamente dentro do mesmo tipo de material na cidade do Porto, Portugal; na margem direita do rio Douro, até um raio de 5 km da ponte Dom Luís I. A rocha ensaiada foi extraída tanto em superfície como em sondagem, em 5 campanhas diferentes durante os últimos 20 anos; nas campanhas geotécnicas do metro do Porto, bem como nas escavações/fundações de outras obras.

O estudo experimental de resistência à tração foi dividido em duas partes, a primeira realizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP (Porto, Portugal) (Lamas, 2023), e a segunda no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madrid, Espanha). O Quadro 1 resume parte dos ensaios laboratoriais efectuados e que estão relacionados com esta pesquisa. Os provetes foram ensaiados com diferentes diâmetros e esbeltezes; nos ensaios de RTD a esbeltez sempre foi superior a 1:1, e nos de BT aproximadamente 0,5. Preferencialmente se utilizou provetes de 49 mm, sem embargo, visando alterar o menos possível o material obtido em sondagens, também se ensaiou mostras de 37, 60 e 82 mm de diâmetro.

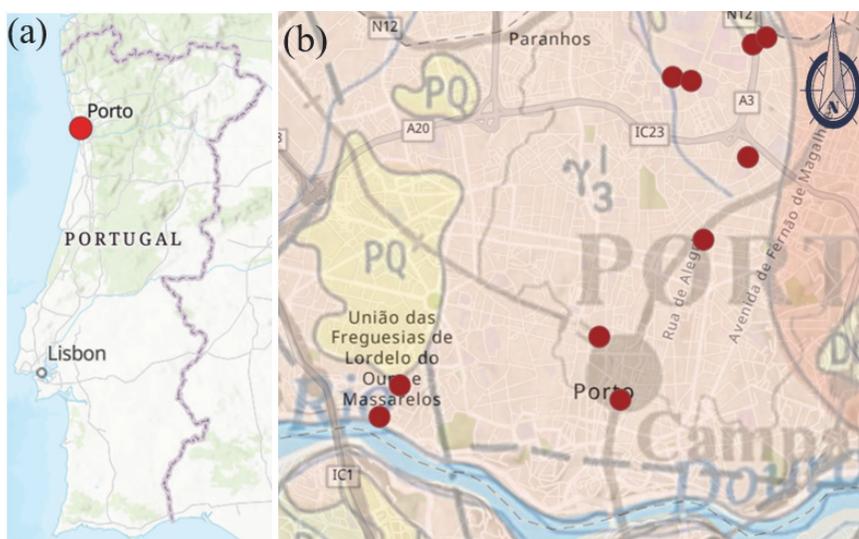


Fig. 14 – Mapa de localização dos locais de obtenção das amostras sobre o mapa geológico de Portugal (LNEG, 1989): (a) Portugal; (b) Cidade do Porto, pontos de extração. Y3: granito de grão médio com duas micas; PQ: depósitos fluviais e lacustres cobertos ou não por depósitos de soliflução periglaciais

Quadro 1 – Ensaios de laboratório realizados.

Ensaios de laboratório	Quantidade de ensaios	
	FEUP	CEDEX
Ensaio de compressão uniaxial (RCS)	23	-
Ensaio de tração direta (RTD)	-	18
Ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro - BT)	22	9
Densidade	335	-

Na cidade do Porto podem encontrar-se duas formações de origem ígnea, diferenciadas de acordo com a sua mineralogia: a) granitos biotíticos com plagioclase cálcica; b) granitos de duas micas. O material utilizado no presente estudo é proveniente de um granito de duas micas com grão médio, também conhecido como granito do Porto. Esta rocha formou-se durante a terceira fase de deformação da orogenia Varisca (D3) sendo classificados como syn-D3 (~ 320-310 Ma) (Teixeira et al., 2011).

As características climáticas associadas à elevada humidade, induzidas por um regime hidrogeológico prolífico, favorecem a meteorização e os afloramentos do granito do Porto apresentam frequentemente diferentes graus de meteorização. Os perfis de meteorização podem atingir profundidades da ordem dos 20 ou mesmo 30 m, muitas vezes com sequências de graus de alteração erráticos, sendo o material composto por quartzo, microclina, plagioclase, moscovite e biotite (Viana da Fonseca, 1996, 2003; Begonha e Braga, 2002). Na Fig. 15 é possível observar a variação de cor e do aspeto da amostra com diferentes graus de meteorização; a Fig. 15a está associada a W1, e a Fig. 15b a W3.

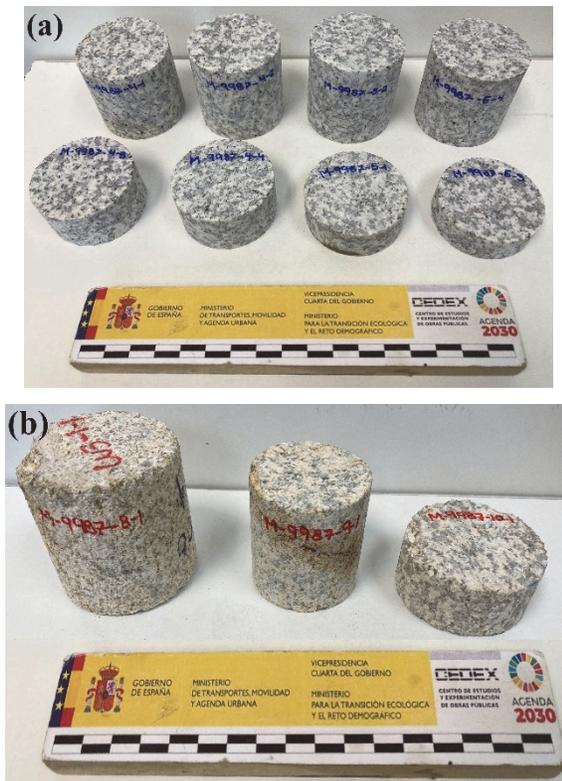


Fig. 15 – Amostra de granito do Porto. As mostras de altura maior o igual ao diâmetro, foram usadas para RTD, e as outras de menor espessura para BT. (a) Blocos W1; (b) Blocos W3.

5.3 – Resultados dos ensaios de resistencia à tração

As Fig. 16a e 16b mostram provetes dos ensaios de resistencia à tração direta (RTD) e do ensaio brasileiro (BT), respetivamente. O RTD foi efectuado com uma relação diâmetro-altura mínima de 1:1, com base na recomendação de Muñiz-Menéndez e Pérez-Rey (2023).



Fig. 16 – Provetes de granito do Porto. (a) RTD; (b) BT

Considerando a grande variação dos graus de alteração, os resultados obtidos são apresentados em função da densidade seca (massa volúmica seca). Adoptando a densidade seca como quantificador dos graus de alteração, representam-se na Fig. 17 os resultados da RCS, RTD e BT em função da mesma.

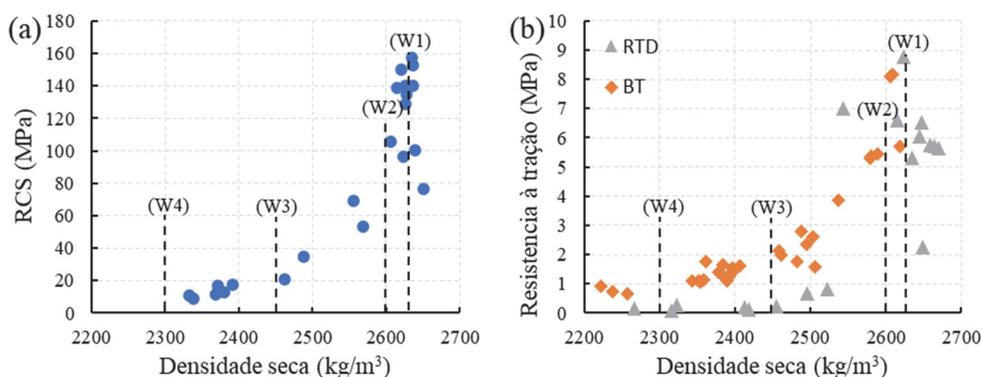


Fig. 17 – Resultados dos ensaios de laboratório em função da densidade seca. (a) RCS; (b) RTD e BT.

A Fig. 17a mostra os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (RCS), e a Fig. 17b o valor da resistência à tração direta (RTD) e resistência à tração indireta (BT), os resultados mostram uma relação exponencial com a densidade seca. Sendo a RTD próxima de 5% da RCS. Entretanto, os provetes com densidades inferiores a 2500 kg/m^3 têm uma RTD extremamente baixa, que parece ser independente do valor da densidade.

Na Fig. 17b se pode observar resultados similares de RTD e BT nos casos de alta densidade, mas os obtidos com RTD são claramente inferiores aos de BT com densidades baixas, logo grandes alterações maiores. É importante destacar que o tamanho da amostra é muito diferente nos dois ensaios, pelo que é mais provável que as amostras RTD sejam afectadas por um maior número de zonas de debilidades (por exemplo, oxidação) do que os provetes de BT, e é por isso que os resultados - RTD e BT - são muito diferentes nos casos de baixa densidade (maior grau de meteorização). Assim, segundo a Fig.17b, é possível identificar um valor de 6 MPa como representativo (valor mais provável) de resistência a tração para granito tipo W2, sendo de apenas 0.9 MPa para W3.

6 – APLICAÇÃO A PONTES DA CIDADE DO PORTO

6.1 – Ponte Infante Dom Henrique

Esta ponte foi concluída em 2003, é uma ponte do tipo arco, comum vão de 280 m, extremamente estreito, que liga as cidades do Porto e Gaia, localizada entre as pontes Luís I e Maria Pia.

A caracterização e descrição geotécnica do maciço rochoso encontra-se bem detalhada em Ambrósio et al. (2004). Como se pode observar nos afloramentos em torno da ponte, o maciço granítico apresenta-se moderadamente a ligeiramente fracturado (com distância entre juntas superior a 0.5 m). Podem identificar-se três famílias de descontinuidades: a) a família principal, devido à sua maior frequência e continuidade, tem uma inclinação subvertical; b) a segunda família é aproximadamente perpendicular à primeira, também com uma inclinação subvertical; c) a terceira família é de baixa frequência, com inclinações bastante horizontais entre 10° e 40° em direcção ao rio Douro.

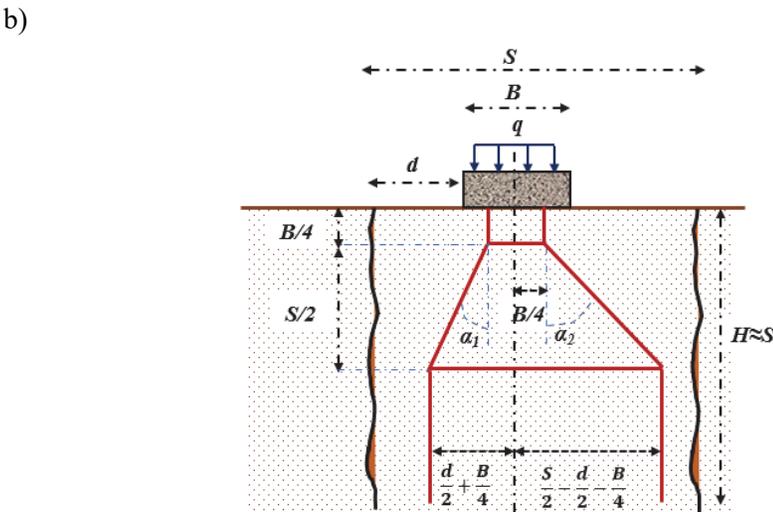
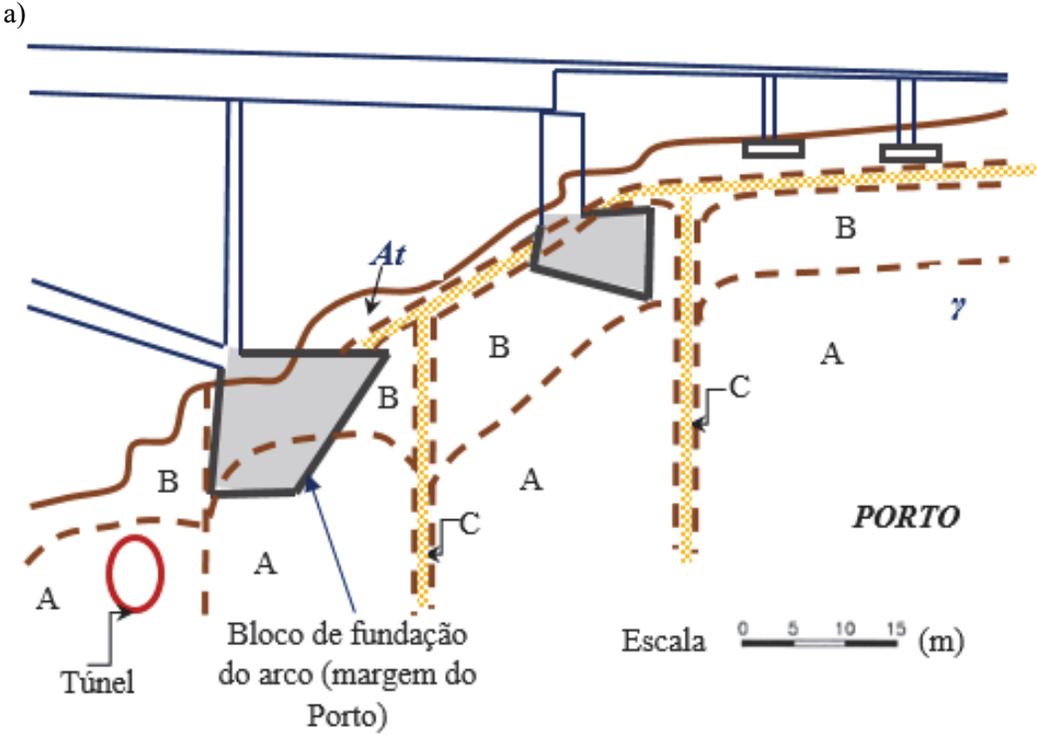


Fig. 18 – a) Estratigrafia da localização da ponte Infante Dom Henrique na cidade do Porto (são delimitadas as zonas A, B e C descritas no texto) e localização do bloco de fundação do arco (margem do Porto); (b) Modelo simplificado de “splitting” do maciço rochoso da fundação do arco na cidade do Porto.

As análises e estudos geomorfológicos revelaram a presença de algumas falhas tectónicas, possivelmente subverticais, paralelas à família principal de descontinuidades, com faixas de 3 a 5 m de espessura, formadas por granito intensamente fracturado, por vezes com microfissuras de esmagamento e passagens milono-argilosas.

Os estudos revelaram que o maciço granítico é dominado pelos estados de alteração W2 e W3. O maciço encontra-se também muito alterado a decomposto (W4-5) nas faixas de esmagamento associadas a zonas tectónicas ou ao longo de algumas descontinuidades. O estudo da permeabilidade do maciço foi efectuado através de ensaios Lugeon nos furos de sondagem, tendo-se verificado que, até à profundidade atingida pelo reconhecimento, o maciço é geralmente muito permeável, com juntas abertas (1 a 3 mm).

No projeto da ponte (Fig. 18a), foram consideradas três zonas geotécnicas (A, B e C) com os seguintes parâmetros geomecânicos:

- a) na zona A: $GSI=65$, $RCS=75$ MPa e $m_o=33$;
- b) na zona B: $GSI=55$, $RCS=50$ MPa e $m_o=33$;
- c) na zona C: $GSI=35$, $RCS=25$ MPa e $m_o=33$.

É de notar que as zonas A e B, que representam a maior parte do maciço, diferem principalmente no estado de alteração, uma vez que o grau de fracturação não é muito diferente. Na zona A, o maciço é predominantemente ligeiramente alterado (W2), ocasionalmente moderadamente alterado (W3) ou decomposto (W5). Na zona B, a rocha é predominantemente moderadamente alterada (W3). A zona C corresponde a zonas tectónicas muito alteradas e milonitizadas, associadas a possíveis acidentes tectónicos já referidos, às quais se associou um ângulo de atrito de 27° e uma coesão de 5 kPa (Ambrósio et al., 2004).

As fundações foram definidas como superficiais de betão armado. Em particular, os blocos de fundação do arco têm aproximadamente 12 m de altura, 20 m de comprimento e 7.20 m de largura na base. No projeto, a tensão máxima de compressão transmitida ao maciço rochoso foi limitada a 1.5 MPa, devido ao estado alteração e fracturação do maciço rochoso.

Estudando particularmente os blocos de fundação superficiais, verifica-se que um dos mecanismos de ruptura possíveis é o definido na Fig. 7 como MV_{SI} , correspondente à ruptura por “splitting”, em que o bloco de fundação se apoia num terreno com juntas verticais a uma certa distância dos cantos da sapata. Neste caso, olhando para a fundação final (sem analisar os processos construtivos intermediários) que inclui o arco na cidade do Porto, como se pode ver na Fig. 18a, a largura do bloco de betão pode situar-se entre uma zona tectónica, posicionada verticalmente, e um túnel que atravessa o maciço rochoso do outro lado desta fundação. Assim, a adaptação da equação (18) e o diagrama da Fig. 10c permitem estimar a capacidade de carga última (P_h) em caso de “splitting”, em que a resistência à tração condiciona o resultado.

O maciço de betão da fundação em arco apoia-se na parte inferior sobre o terreno tipo A. No entanto, é de notar que, como é habitual neste tipo de estrutura que aplica uma grande carga horizontal, esta fundação tem um grande canto com apoio muito inclinado e algum nível intermediário acima deste nível inferior, que neste caso ocorre no terreno tipo B.

Considerando o apoio no nível inferior (tipo A), a partir da Fig. 18a pode considerar-se o modelo de “splitting” da Fig. 18b, com: um espaçamento de contorno $S=25$ m, uma largura de apoio cujo canto se situa a 12.5 m da descontinuidade vertical de um lado (zona tectónica) e a uma distância de $d=5$ m do túnel do outro lado, e ainda um terreno de apoio W2 (com resistência à tração da rocha intacta de 6 MPa, conforme estabelecido experimentalmente).

Utilizando o critério de Hoek e Brown da equação (1), para $RCS = 75$ MPa e $m_o = 33$, obtém-se uma resistência à tração da rocha intacta de 2.27 MPa e, considerando $GSI = 65$, prevê-se uma resistência do maciço rochoso de 0.16 MPa. Assim, para uma resistência à tração ensaiada em laboratório de 6 MPa, é razoável considerar, na mesma proporção, uma resistência à tração do maciço rochoso de $R_t = 0.43$ MPa. Assim, assumindo apenas a carga vertical na base da fundação, a sua capacidade de suporte pode ser estimada pela equação (19):

$$P_h = \frac{R_t \left(S - \frac{B}{4} \right)}{B} \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right) = \frac{R_t \left(S - \frac{B}{4} \right)}{B} \left(\frac{S}{d} + \frac{S}{S - d - B} \right) = 9.3 \text{ MPa} \quad (19)$$

No entanto, é de notar que o contorno lateral inclinado é parcialmente suportado pelo maciço rochoso do tipo B, muito mais desfavorável à tração, como mostra a Fig. 17b, devido à diminuição exponencial com a alteração. Em particular, se considerarmos o mecanismo de “splitting” no terreno do tipo B, o valor da capacidade de suporte cai drasticamente para cerca de 0.5 MPa. Esta situação pode ser mais representativa da fundação do pilar adjacente.

Obviamente, devem também ser estudados outros possíveis mecanismos e estados limites que podem condicionar o projeto, como as rupturas globais e os recalques diferenciais produzidos, que, não sendo condicionados por tração, estão fora do âmbito da presente pesquisa.

6.2 – Ponte da Ferreirinha

O conjunto de pontes sobre o rio Douro, na cidade do Porto, configura uma cronologia iconográfica da cidade, como a melhor expressão técnica e estética da engenharia civil de cada época. Esta nova ponte sobre o Douro permitirá o acesso entre o Porto (Campo Alegre) e Vila Nova de Gaia (Candal) e servirá de ligação do Metro entre a Casa da Música e Santo Ovídio. É uma ponte em arco com um vão central de 400 m e uma altura de 75 m, com um comprimento total de 838 m.

Uma boa explicação do projeto da ponte da Ferreirinha é apresentada por Oliveira et al. (2023). As fundações dos apoios do arco são constituídas por blocos de betão diretamente assentados sobre a formação granítica existente, com 10 m de altura, 37 m de comprimento e 21.5 m de largura (dos quais quase 10 m em função de uma superfície de apoio inclinada no interior do apoio).

A geologia e geomecânica do maciço rochoso granítico segue os padrões estruturais referidos na secção anterior e é constituído essencialmente pelas 3 famílias, 2 subverticais e uma subhorizontal, onde a rocha se apresenta com diferentes estratos alternados de distintos graus de alteração, destacando-se normalmente os W2, W3 e W4. As características geomecânicas que definem os parâmetros de ruptura podem ser consideradas análogas às já discutidas para a Ponte Infante Dom Henrique para cada grau de alteração da rocha. A Fig. 19 (Geocontrole, 2021) mostra

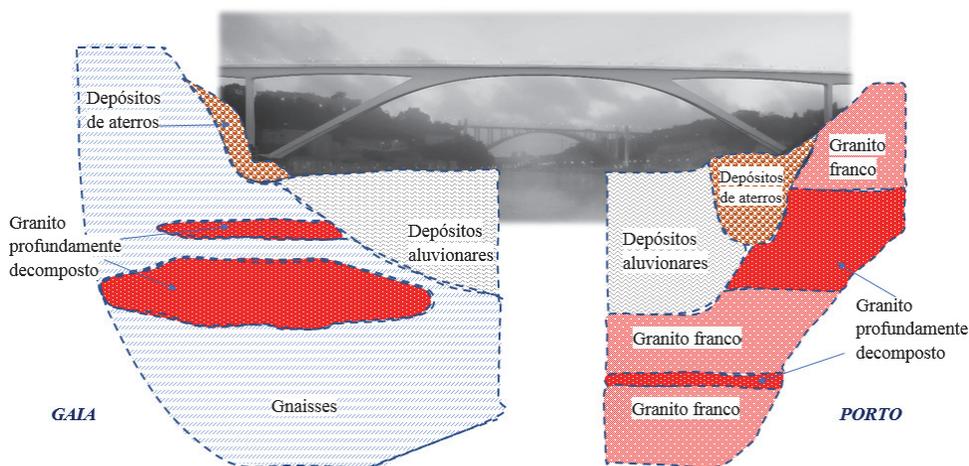


Fig. 19 – Estratigrafia do terreno da Ponte da Ferreirinha (adaptada de Geocontrole, 2021). *Nota: A escala vertical da representação geológica é 5 vezes maior que a escala da estrutura da ponte representada.*

esquemáticamente a estratigrafia do maciço rochoso na localização da ponte, de acordo com as prospecções geotécnicas e estudos geológicos e geotécnicos realizados na região. Esta localização está inserida na travessia do rio Douro, que une Porto a Gaia.

Mais uma vez, considerando a configuração final da fundação do apoio do arco, do lado da cidade do Porto, e desprezando estados construtivos intermediários, utilizar-se-á um modelo simplificado para estudar o seu mecanismo de ruptura e carga última. Como se pode observar na Fig. 19, a estratigrafia do terreno abaixo deste bloco de fundação é formada pela alternância de estratos de rocha granítica W2 e W3-W4 com diferentes espessuras e presentes a diferentes profundidades. Em particular, existe uma espessura de solo rochoso W2 de entre 3 a 4 m (I), seguida de cerca de 13-14 m de rocha granítica W3-W4 (II), depois mais 12 m de rocha W2 (III), que se apoia num estrato W3-W4 de escasso potencial, cerca de 2 m (IV), sob o qual a rocha W2 aparece novamente (V). É de salientar que a ladeira onde se apoia a sapata, de um lado, apresenta depósitos antrópicos e aluvionares, de pouca resistência, até profundidades que atingem parte do estrato III, gerando um perfil de rocha granítica resistente muito abrupto (com uma inclinação de aproximadamente 1:1).

A Fig. 20a mostra o modelo simplificado para o cálculo da capacidade de carga da fundação, assumindo toda a carga vertical no nível de apoio inferior. A estratigrafia e as dimensões consideradas estão indicadas neste modelo. Na mesma figura (Fig. 20a) apresenta-se o mecanismo de ruptura obtido através do método DLO (Discontinuity Layout Optimization) utilizando o software LimitState (2019), tal como indicado nos modelos apresentados anteriormente para o estudo da ruptura do tipo sanduíche. Neste caso, a alternância de camadas de diferentes resistências em função do seu grau de alteração gera também tensões na camada superior (como se pode ver na Fig. 20b, onde se observam os valores negativos da tensão normal), pelo que a ruptura final contribui em certa medida para a ruptura em sanduíche, embora de forma menos acentuada do que na exposição do método de ruptura da Fig. 12, em virtude da relação de espessura das camadas alternadas na zona ativa.

Em seguida, é necessário destacar que o modelo de ruptura das rochas graníticas para o cálculo da carga última deve ser modificado, uma vez que este critério é regido pelo critério de ruptura de Hoek e Brown, que depende dos parâmetros: GSI, RCS, m_o . Não permitindo a introdução da resistência à tração como parâmetro, seu valor se estima com uma extrapolação dos outros parâmetros. Assim, o estrato superior de rocha granítica W2, onde se apoia o bloco de fundação, tem uma resistência à tração da rocha intacta de 6 MPa (tal como obtido na campanha experimental), enquanto o valor extrapolado de Hoek e Brown é de apenas 2.3 MPa. Para poder avaliar a consequência da introdução da verdadeira resistência à tração e ver a sua influência na capacidade de carga, procedeu-se à escolha do resultado mais desfavorável entre estes dois cálculos:

1. Utiliza-se o critério de Hoek e Brown, convencional, com GSI = 65, RCS = 75 MPa e $m_o = 33$ para o maciço rochoso granítico de grau de alteração W2, e GSI = 35, RCS = 15 MPa e $m_o = 33$ para o grau de alteração W3-W4 (considerando o RCS obtido experimentalmente e mostrado na Fig. 17). Neste caso, obteve-se um valor de $P_h = 22.8$ MPa;
2. Na zona com grau de alteração W3-W4 utilizou-se critério de Hoek e Brown, adoptando GSI = 35, RCS = 15 MPa e $m_o = 33$. No entanto, para a zona com grau de alteração W2, é necessário que a rocha intacta tenha RCS = 75 MPa e resistência à tração RTD = 6 MPa; assim, calcula-se o valor de m_o para que ambas as condições sejam cumpridas em laboratório (GSI=100), obtendo-se pela equação (20):

$$m_o = \frac{1 - \left(\frac{RTD}{RCS}\right)^2}{\frac{RTD}{RCS}} = 12.4 \quad (20)$$

Assim, foram considerados os parâmetros geomecânicos $GSI = 65$, $RCS = 75 \text{ MPa}$ e $m_o = 12.4$ para o grau de alteração W2. Este é o caso do modelo apresentado na Fig. 20a, para o qual foi encontrada uma $P_h = 18 \text{ MPa}$.

O resultado do modelo 2 é mais desfavorável do que o modelo 1 (que não considera o valor real de tração), uma vez que é necessário um valor de m_o consideravelmente mais baixo para poder ajustar o critério de Hoek e Brown aos valores de RCS e RTD. Dessa forma, conclui-se que a influência da tração parcial no resultado final da carga última é consequência das resistências de tração e compressão em ambos os estratos.

A comparação dos dois modelos mostra uma diferença significativa de mais de 25% da P_h . Além disso, há que ter em conta que, se todo o maciço rochoso fosse de classe W2, o resultado da capacidade de carga seria de 68 MPa, enquanto que se todo o maciço rochoso fosse de classe W3-W4, obter-se-ia um valor de 8.2 MPa. Estes valores tão distintos realçam mais uma vez a importância

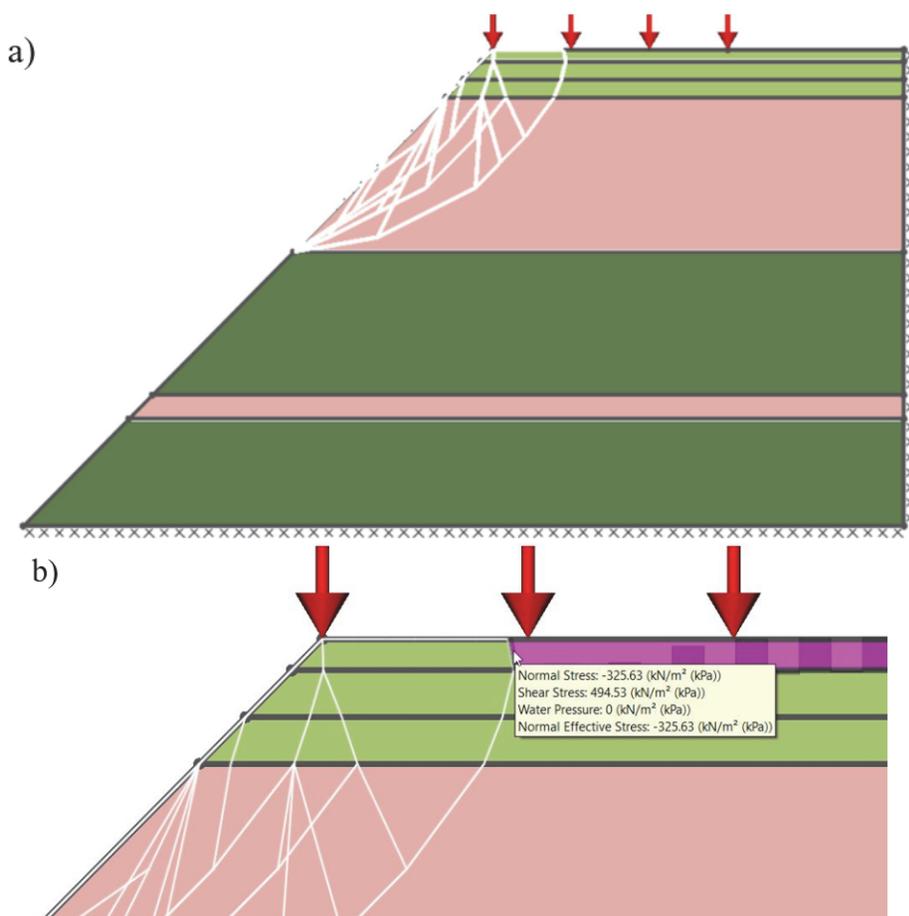


Fig. 20 – a) Modelo de cálculo simplificado e resultado da cunha de ruptura do bloco de fundação do arco do lado do Porto ($P_h = 18 \text{ MPa}$); b) Detalhe das tensões normais e de corte no estrato superior, onde são apresentados os valores de tração. *Nota: o modelo representado tem um tamanho de 40x40 m e inclui uma mudança de cor quando é apresentado um estrato diferente (a verde os estratos W2 e a cor-de-rosa os estratos W3-4. O estrato superior onde surge a tração foi representado a verde claro).*

da introdução da resistência à tração, pois a capacidade de carga é reduzida em 4.8 MPa ao incorporar o valor real da resistência à tração, o que representa mais de 50% da carga última do maciço rochoso W3-W4.

Convém recordar aqui a necessidade de introduzir coeficientes de segurança para reduzir os valores da capacidade de carga e para permitir a comparação das cargas de tensão estrutural com a capacidade de carga última do terreno. Prevê-se que os valores dos coeficientes de segurança sejam elevados devido à grande dispersão e variabilidade dos parâmetros geomecânicos (Serrano e Olalla, 1996).

Analisando a estratigrafia da zona do apoio do arco do lado de Gaia, é também previsível a ocorrência de tração no estrato resistente superior, devido ao facto de existir alternância de estratos com características geomecânicas diferentes. No entanto, uma análise adequada exigiria uma definição das características geotécnicas do gnaiss, em particular da sua resistência à tração, à qual não tivemos acesso.

Do modelo de cálculo simplificado acima apresentado, pode deduzir-se a importância da resistência à tração, que neste caso condiciona parcialmente e significativamente o resultado da capacidade de carga da fundação; produzindo, neste caso particular do grau de alteração W2 uma sobrestimação de mais de 25% se não se tiver em conta o valor real da resistência à tração do maciço rochoso.

Claramente, para além do cálculo simplificado apresentado, é importante ter em consideração o posicionamento das descontinuidades sub-horizontais, que devem ser caracterizadas geomecânicamente e que podem condicionar a ruptura. Para além disso, mesmo que fora do âmbito deste estudo, está a análise da deformabilidade entre os apoios nas duas margens do Douro, devendo-se também ter em conta esta variabilidade de rocha granítica na margem do Porto e do gnaiss na margem de Gaia.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo destaca a importância de avaliar corretamente o parâmetro de resistência à tração da rocha em problemas de aplicação de fundações superficiais em maciços rochosos. Em resumo, são obtidas as seguintes conclusões:

- Dos possíveis mecanismos de ruptura que podem ocorrer numa fundação superficial sobre um maciço rochoso, alguns são controlados pela resistência à tração da rocha. Em particular, os denominados ML_F , ML_P e MV_{SJ} na Fig. 7, que se referem à ruptura por compressão do estrato inferior, punçoamento e “splitting”, respetivamente.

- Devido à enorme variabilidade dos factores que descrevem a estrutura de um maciço rochoso, é possível estabelecer outros mecanismos de ruptura em fundações superficiais para além dos clássicos, que são influenciados pela resistência à tração da rocha. Assim, em particular, é identificado um modo de ruptura por tração para terrenos rochosos estratificados, resultante do contraste de resistência entre um estrato de rocha granítica localizado no meio de outros mais resistentes (ruptura tipo sanduíche).

- A ruptura do tipo “sanduíche” é identificada como típica de um maciço rochoso com alternância de estratos com diferentes graus de alteração, devido, entre outros factores possíveis, à circulação de água no interior do maciço. Um exemplo particularmente interessante é o da cidade do Porto, atravessada pelo rio Douro, que marca significativamente a hidrogeologia da zona e onde o granito do Porto pode ser identificado em diferentes graus de alteração em função da sua posição estratigráfica no maciço rochoso.

- Dada a importância da resistência à tração nos diferentes mecanismos de ruptura das fundações superficiais, torna-se necessário determinar adequadamente este parâmetro. Neste sentido, destaca-se o ensaio de resistência à tração direta, que permite uma avaliação correta deste parâmetro e que obtém normalmente valores inferiores ao habitual ensaio brasileiro.

- Realizou-se uma campanha experimental com o granito do Porto, com diferentes estados de alteração, com ensaios de resistência à tração direta e indireta que permitem comparar as diferenças

e estimar adequadamente o seu valor. Os ensaios foram realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP (Porto, Portugal), e no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madrid, Espanha). Os resultados mostram claramente a diferença crescente entre os dois ensaios, que se torna mais significativa à medida que se verifica um maior grau de alteração dos provetes.

- Um dos símbolos da cidade do Porto são as suas pontes sobre o rio Douro, que permitiram o fluxo entre às duas cidades nas margens do rio: Porto e Gaia. Estas pontes tiveram de vencer grandes vãos e, conseqüentemente, as suas fundações tiveram de distribuir grandes cargas no terreno. O terreno é constituído por granito, cuja disposição natural é alterada em função da profundidade a que se encontra. Em particular, analisam-se os mecanismos de ruptura das fundações superficiais no granito do Porto, potencialmente condicionados pela resistência à tração para o perfil geológico e geomecânico em que se encontram, as pontes Infante Dom Henrique e a nova Ponte da Ferreirinha, do Metro do Porto, que em breve estarão em construção.

Esta investigação mostra a importância de conhecer a estrutura do maciço rochoso onde se apoiam grandes construções, em especial grandes pontes, e como esta estrutura influencia a capacidade de carga, sendo necessário considerar modelos resistentes não isotrópicos, onde a ruptura é condicionada pela resistência à tração. Este parâmetro é crítico em geotecnia, uma vez que é difícil de estimar experimentalmente.

8 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo projeto “Neural networks and optimization techniques for the safe design and maintenance of transportation infrastructures: geotechnics of volcanic rocks and slope stability (IA-Pyroslope) (PID2022-139202OB-I00)” do Ministério da Ciência e Inovação espanhol com financiamento da União Europeia.

Também se agradece a colaboração recebida do projeto União Europeia-NextGenerationEU - UP2021-035; a cooperação entre a Universidade do Porto e a Universidade Politécnica de Madrid, com o programa de mobilidade em colaboração com o Banco Santander (VMOVILIDAD23RAGA).

Este trabalho foi também parte das actividades de pesquisa do CONSTRUCT (Instituto de I&D em Estruturas e Construção), apoiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), com financiamento base UIDB/04708/2020.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2012). *LRFD Bridge design specifications*. 6th edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transport Officials.
- Alavi, A.H.; Sadrossadat, E. (2016). *New design equations for estimation of ultimate bearing capacity of shallow foundations resting on rock masses*. *Geoscience Frontiers*, 7, pp. 91-99. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2014.12.005>
- Alencar, A.; Galindo, R.A.; Melentijevic, S. (2019). *Bearing capacity of foundation on rock mass depending on footing shape and interface roughness*. *Geomechanics and Engineering*, 18(4), pp. 391-406. <https://doi.org/10.12989/gae.2019.18.4.391>
- Alencar, A.; Galindo, R.; Melentijevic, S. (2021). *Influence of the groundwater level on the bearing capacity of shallow foundations on the rock mass*. *Bull Eng Geol Environ*. <https://doi.org/10.1007/s10064-021-02368-2>
- Ambrósio, A. C.; Brito, J. A. M.; Romeiro, M. J.; Morujão, P. (2004). *Fundações da ponte Infante D. Henrique*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia – Vol. III, pp. 285-296.
- Babendererde, S.; Hoek, E.; Marinos, P.; Cardoso, A.S. (2004). *Characterization of Granite and the Underground Construction in Metro do Porto, Portugal*. *Geotechnical & Geophysical Site*

- Characterization. Vol. 1, pp. 39-47. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Millpress, Rotterdam
- Begonha, A., Sequeira Braga M.A. (2002). *Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties*. Catena, 49, 57-76 [https://doi.org/10.1016/S0341-8162\(02\)00016-4](https://doi.org/10.1016/S0341-8162(02)00016-4)
- Bieniawski, Z.T. (1974). *Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling*. 3rd Congress of the International Society of Rock Mechanics, Denver National Academy of Sciences, Washington DC, 1-7 September 1974, pp. 27-32.
- Bishnoi, B.L. (1968). *Bearing capacity of a closed jointed rock*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 120 pp.
- Brinch Hansen, J. A. (1970). *Revised and extended formula for bearing capacity*. Bulletin N° 28, Danish Geotechnical Institute Copenhagen, pp. 5-11.
- Cai, M. (2009). *A simple method to estimate tensile strength and Hoek-Brown strength parameter mi of brittle rocks*. In ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, May 2009 (Ed: M.Diederichs and G. Grasselli).
- Carter, J.; Kulhawy, F. (1988). *Analysis and design of foundations socketed into rock*. Report EL-5918, Palo Alto, USA: Electronic Power Research Institute; 198.
- Chen, H.H.; Zhu, H.H.; Zhang, L.Y. (2021). *A unified constitutive model for rock based on newly modified GZZ criterion*. Rock Mech Rock Eng. 54, pp. 921–935. <https://doi.org/10.1007/s00603-020-51802293-y>
- Chen, H.H.; Zhu, H.H.; Zhang, L.Y. (2022). *An analytical approach to the ultimate bearing capacity of smooth and rough strip foundations on rock mass considering three-dimensional (3D) strength*. Computers and Geotechnics, 149, 104865. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104865>
- Clausen, J. (2013). *Bearing Capacity of Circular Footings on a Hoek–Brown Material*. Inter J of Rock Mech and Min Sci. 57, pp. 34-41. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.08.004>
- Coates, D. F. (1967). *Rock mechanics principles*. Queen's printer, Ed. Canadian Government Pub Centre.
- Franklin, J.A. (1971). *Triaxial strength of rock materials*. Rock Mechanics, 3, pp. 86–98. <https://doi.org/10.1007/BF01239628>
- Galindo, R.A.; Millán, M.A. (2021). *An accessible calculation method of the bearing capacity of shallow foundations on anisotropic rock masses*. Computers and Geotechnics, 131, 103939. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103939>
- Galindo, R.A.; Serrano, A.; Olalla, C. (2017). *Ultimate bearing capacity of rock masses based on modified Mohr-Coulomb strength criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sciences, 93, pp. 215-225. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2016.12.017>
- Geocontrolo (2021). *Prospecção geotécnica e estudo geológico-geotécnico nos concelhos do Porto e Vila Nova de Gaia, para a ampliação do Metro do Porto, no âmbito do concurso público do projeto da futura ponte de Ferreirinha*. Relatório profissional.
- Griffith, A.A. (1924). *The theory of rupture*. In Proc. 1st Int. Congr. Appl. Mech. Delft, 54-63.
- Guerin, A. (1971). *Traité de Béton Armé*. Tomo II, Dunod, Paris.

- Gupta, A.S.; Rao, R.S. (2000). *Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state*. Eng Geo, 56(3-4), pp. 257-274. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(99\)00090-3](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00090-3)
- Hawkes, I.; Mellor, M.; Garipey, S. (1973). *Deformation of rocks under uniaxial tension*. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr 10:493–507. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(73\)90001-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(73)90001-6)
- Hobbs, D.W. (1966). *A study of the behaviour of broken rock under triaxial compression and its application to mine roadways*. Intern. J. Rock Mech. Mining Sci., 3, pp. 11-43.
- Hoek, E. (1964). *Fracture of anisotropic rock*. J South African Inst Min Metall 64:501–518
- Hoek, E. (1968). *Brittle failure of rock in: Rock Mechanics in Engineering Practice*. Stagg, K.G., Zienkiewicz O.C. (eds). London: Wiley, pp. 19-124
- Hoek, E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. Géotechnique, 33(3), pp. 187-223. <https://doi.org/10.1680/geot.1983.33.3.187>
- Hoek, E., Brown, E. T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. J Geotech Eng Div ASCE.106(9), pp.1013–1035.
- Hoek, E., Brown, E. T. (1997). *Practical estimates of rock mass strength*. Int J Min.; 34(8), pp. 1165–1186.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp. 267-273
- Hondros, G. (1959). *The evaluation of poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete*. Austr J. Appl. Sci., 10-3, pp. 243-268.
- Imani, M.; Fahimifar, A.; Sharifzadeh, M. (2012). *Upper bound solution for the bearing capacity of submerged jointed rock foundations*. Rock Mec and Rock Eng, 45. <https://doi.org/10.1007/s00603-011-0215-9>
- ISRM (1978). *Suggested methods for determining tensile strength of rock materials*. In: Int J of Rock Mech and Min Sciences, 15, pp. 99-103, International Society for Rock Mechanics, Commission on standardization of laboratory and field tests.
- ISRM (2007). *The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006*. In: Ulusay R. & Hudson J.A., eds., Suggested methods prepared by the commission on testing methods, International Society for Rock Mechanics. Ankara, Turkey. 628
- Keshavarz, A., Kumar, J. (2021). *Bearing capacity of ring foundations over rock media*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 147(6) p. 04021027. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002517](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002517)
- Lamas, R. (2023). *Estudo da variabilidade geológico-geotécnica dos perfis de alteração do granito do Porto*. Tese de doutorado, Universidade do Porto.
- LimitState (2019). *GEO Manual VERSION 3.5.d*.
- Lyamin, A.V.; Sloan S.W. (2002a). *Lower bound limit analysis using non-linear programming*. Int J Numer Methods Eng; 55(5):573–611. <https://doi.org/10.1002/nme.511>
- Lyamin, A.V.; Sloan S.W. (2002b). *Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming*. Int J Numer Anal Methods Geomech; 26(2):181–216. <https://doi.org/10.1002/nag.198>

- LNEG - Serviço Geológico de Portugal (1989). *Mapa geológico de Portugal* – Página 1, escala 1:200 000.
- Merifield, R.; Lyamin, A.; Sloan, S. (2006). *Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci. 43, pp. 920-937. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.02.001>
- Millán, M.A.; Galindo, R.; Alencar, A. (2021a). *Application of artificial neural networks for predicting the bearing capacity of shallow foundations on rock masses*. Rock Mech Rock Eng 54, pp. 5071–5094. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02549-1>
- Millán, M.A.; Galindo, R.; Alencar, A. (2021b). *Application of discontinuity layout optimization method to bearing capacity of shallow foundations on rock masses*. Z Angew Math Mech, 101:e201900192. <https://doi.org/10.1002/zamm.201900192>
- Millán, M.A.; Picardo, A.; Galindo, R. (2023). *Application of artificial neural networks for predicting the bearing capacity of the tip of a pile embedded in a rock mass*. Eng Appl of Art Int. 124, 106568. <https://doi.org/10.1016/j.engappai.2023.106568>
- Muñoz-Menéndez, M.; Pérez-Rey, I. (2023). *Influence of the specimen slenderness on the direct tensile strength of rocks*. 15th ISRM Congress, Salzburgo (Austria) October 2023.
- Murrell, S.A.F. (1963). *A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criterion*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 563-577.
- Oliveira, J.C.N; Montesinos, M; Vasques, F. (2023). *Nova ponte sobre o Douro, Porto*. Sebentas d’Obra, Ciclo de construção, do projeto à obra. Edições afrontamento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto; 31, maio 2023.
- Pappalardo, G.; Mineo, S. (2022). *Static elastic modulus of rocks predicted through regression models and Artificial Neural Network*. Eng Geo, 308, 106829. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2022.106829>
- Pells, P. J. (1977). *Theoretical and model studies related to the bearing capacity of rock*. In Paper presented to Sydney Group of Australian Geomechanics Society. Institute of Engineers, Australia.
- Perras, M.A.; Diederichs, M.S. (2014). *A review of the tensile strength of rock: concepts and testing*. Geotech Geol Eng 32:525–546. <https://doi.org/10.1007/s10706-014-9732-0>
- Romana, M. (1996). *El ensayo de compresión puntual de Franklin*. Ingeniería Civil, 102.
- Rosa, S.; Chitas, P.; Rodrigues, V.; Pereira, H. (2015). *Estabilização da escarpa das Fontainhas, entre as pontes Luiz I e Maria Pia, no Porto*. VII Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. <https://doi.org/10.20906/CPS/SBMR-03-0009>
- Rowe, R.K.; Armitage, H.H. (1984). *The design of piles socketed into weak rock*. Research Report. GEOT_11_84, Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario. (Major report submitted to the National Research Council, Canada, 368p.).
- Rowe, R. K.; Armitage, H. H. (1987). *A design method for drilled piers in soft rock*. Canadian Geotech J, 24(1), pp. 126-142.
- Saada, Z.; Maghous, S.; Garnier, D. (2008). *Bearing capacity of shallow foundations on rocks obeying a modified Hoek–Brown failure criterion*. Computers and Geotechnics, 35(2), pp. 144-154. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.06.003>

- Sari, M. (2018). *Investigating Relationships between Engineering Properties of Various Rock Types*. Global Journal of Earth Science and Engineering, 5, pp.1-25. <https://doi.org/10.15377/2409-5710.2018.05.1>
- Serrano, A.; Olalla, C. (1994). *Ultimate bearing capacity of rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.; 31:93-106. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)92799-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)92799-5)
- Serrano, A.; Olalla, C. (1996). *Allowable bearing capacity of rock foundations using a non-linear failure criterium*. Int J of Rock Mech and Min Sci & Geo Abst, 33(4), pp. 327-345. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(95\)00081-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(95)00081-X)
- Serrano, A.; Olalla, C.; Galindo, R. A. (2014). *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 71, pp. 83–90. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.07.006>
- Serrano, A.; Olalla, C.; Galindo, R. A. (2016). *Ultimate bearing capacity of an anisotropic discontinuous rock mass based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 83, 24–40. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.12.014>
- Serrano, A.; Olalla, C.; González, J. (2000). *Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek–Brown criterion*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 37(6), pp. 1013-1018. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00028-9](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00028-9)
- Shalabi, F. I.; Cording, E. J.; Al-Hattamleh, O. H. (2007). *Estimation of rock engineering properties using hardness tests*. Eng Geo, 90(3–4), pp. 138-147. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.12.006>
- Singh, M.; Raj, A.; Singh, B. (2011). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks*. Inter J Rock Mech and Min Sci, 48(4), pp. 546-555. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.02.004>
- Singh, M.; Singh, B. (2012). *Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of jointed rocks*. Inter J Rock Mech and Min Sci, 51, pp. 43-52. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2011.12.007>
- Sokolovskii, V. V. (1965). *Statics of soil media*. London: Butterworths Science (Translator R. Jones & A. Schofield).
- Sloan, S.W. (1988). *Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming*. Int. J. Num. Anal. Methods Geomech. 12, pp. 61–77. <https://doi.org/10.1002/nag.1610120105>
- Sloan, S.W.; Kleeman, P.W. (1995). *Upper bound limit analysis using discontinuous velocity fields*. Comp. Methods Appl. Mech. Eng.; 127, pp. 293–314. [https://doi.org/10.1016/0045-7825\(95\)00868-1](https://doi.org/10.1016/0045-7825(95)00868-1)
- Sowers, G. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations: geotechnical engineering*. Law Book Co of Australasia.
- Sutcliffe, D.; Yu, H.S.; Sloan, S.W. (2004). *Lower bound solutions for bearing capacity of jointed rock*. Comput Geotech; 31(1), pp. 23–36. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2003.11.001>
- Tajeri, S.; Sadrossadat, E.; Bazaz, J. B. (2015). *Indirect estimation of the ultimate bearing capacity of shallow foundations resting on rock masses*. Int J Rock Mech Mining Sci. Volume 80, Pages 107-117, ISSN 1365-1609. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.015>
- Teixeira, R.J.S.; Neiva, A.M.R.; Silva, P.B.; Gomes, M.E.P.; Anderson, T.; Ramos, J.M.F. (2011). *Combined U-Pb geochronology and Lu-Hf isotope systematics by LAM-ICPMS of zircons from*

granites and metasedimentary rocks of Carrazeda de Ansiães and Sabugal areas, Portugal, to constrain granite sources. Lithos, 125, 321-334 <https://doi.org/10.1016/j.lithos.2011.02.015>

- Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*. Englewood Cliffs, Ed. Prentice-Hall, Inc.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley.
- Vesic, A. B. (1961). *Bending of beams resting on isotropic elastic solid*. Journal Eng. Mech. ASCE.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal. <http://hdl.handle.net/10216/11101>
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite, in Porto*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Eds. Tan et al. 2,1341-1378. <https://hdl.handle.net/10216/65885>
- Viana da Fonseca, A.; Marques, E.; Carvalho, P.; Gaspar, A. (2003). *Implicação da heterogeneidade do granito do Porto nas opções de investigação e classificação. Parametrização para projetos de estações cut-and-cover do Metro do Porto*. Proc. 1^ªs Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, Madrid, 15 e 16 de setembro de 2003. Atas: pp. 15-26, Ed. SPG-CEDEX.
- Viana da Fonseca, A; Topa, A. (2010). *Project and construction of Underground stations and tunnels (TBM and NATM) in heterogeneous masses for Metro do Porto*. Livro "Excavations and tunnels in granite (Túneles y Excavaciones en Granito)", pp. 79-123. Edição de Aula PAYMACotas - Ingeniería de Túneles, da Universitat Politècnica de Catalunya.
- Vipulanandan, C.; Hussain, A.; Usluogulari, O. (2007). *Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock*. Contemporary Issues in Deep Foundations, Proc of Geo-Denver, GSP 158, Denver, Colorado.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von Elasticitaet und Festigkeit*. Prag (H. Dominicus), pp. 182-184.
- Yoshinaka, R.; Yamabe, T. (1980). *Strength Criterion of Rocks*. Soils and Foundations, 20 (4), pp. 113-126. https://doi.org/10.3208/sandf1972.20.4_113
- Zhang, L.; Einstein, H. H. (1998). *End bearing resistance of drilled shafts in rock*. Journal of Geotech and Geoenv Eng, ASCE, 124(7), pp. 574-584.
- Zheng, X.; Booker, J.R; Carter, J.P. (2000). *Limit analysis of the bearing capacity of fissured materials*. Int J Solids Struct; 37(8), pp.1211-43. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(98\)00282-0](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(98)00282-0)



Maccaferri Rockfall barrier installed alongside mesh systems

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

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

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

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

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



/maccaferri



/maccaferriatriz



@Maccaferri_BR



/MaccaferriWorld



/maccaferriworld

MACCAFERRI



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

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

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

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

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

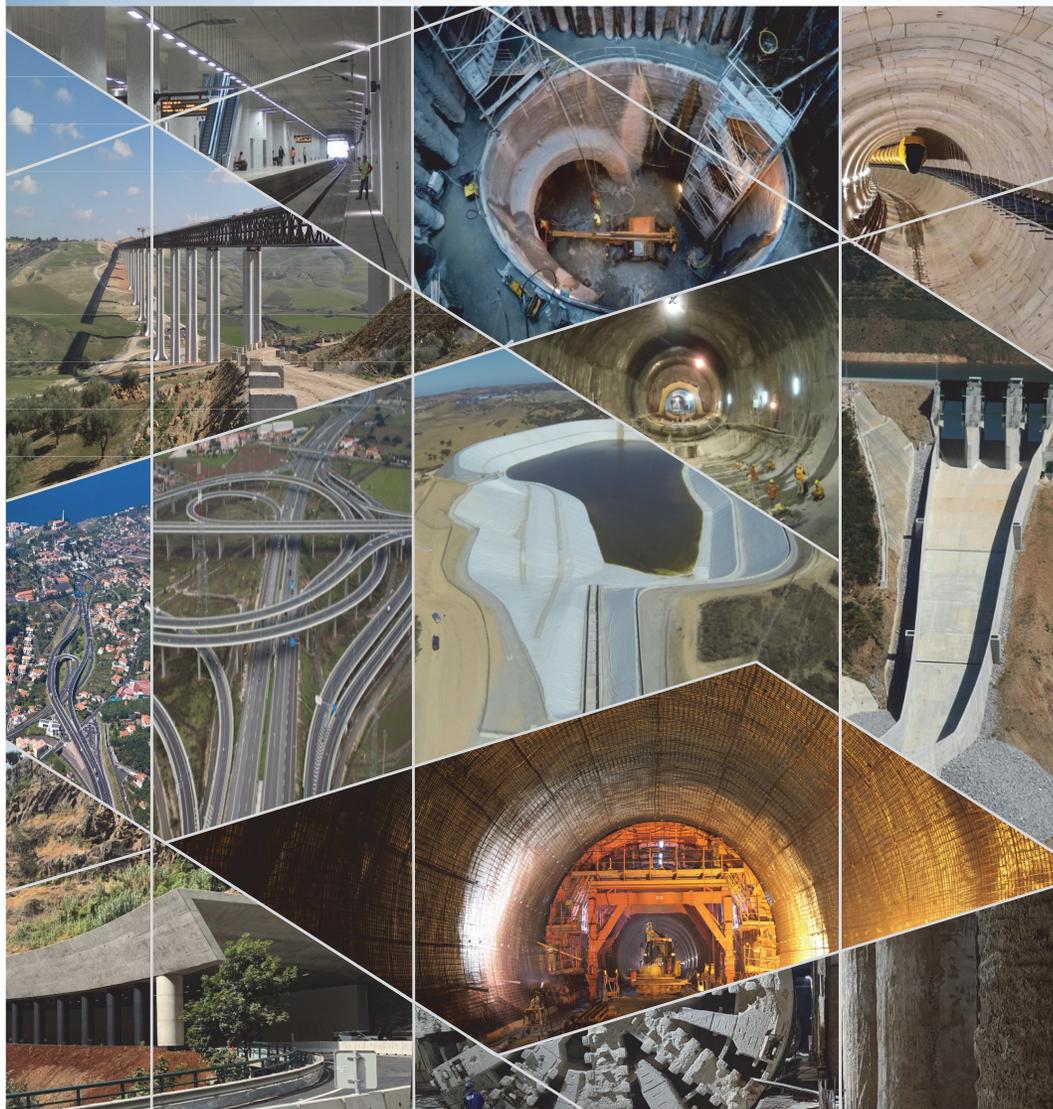
ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16604, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

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

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

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

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura

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



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



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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



PIONEERING AND INNOVATION

SINCE 1921

LICENCE NO. 24 - P18

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

RETAINING WALL, 400MM DWALL
SAN PAULO - BRAZIL



Building a better world.
teixiraduarteconstruction.com



Safety is our nature

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

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



Petropolis/RJ-Brasil

SEGURANÇA É A NOSSA NATUREZA

Estabilização de taludes |
Slope stabilization

Queda de rochas |
Rockfall

Escorregamento Superficial |
Shallow landslides

Corridas detríticas |
Debris flow

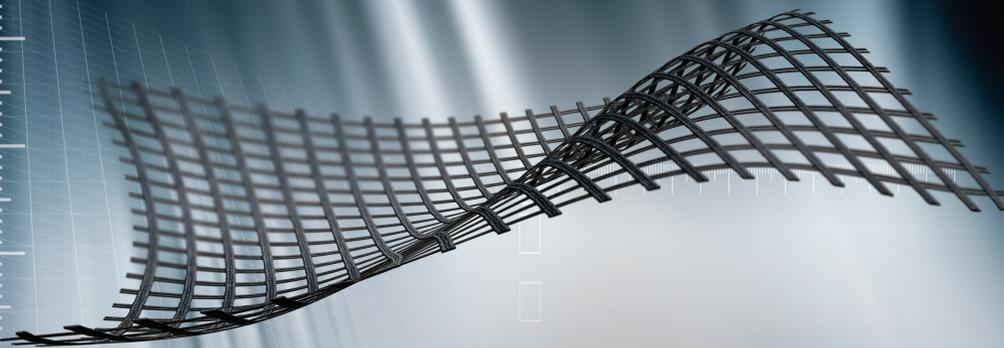
Escavações subterrâneas |
Underground support

Para mais informações, acesse
www.geobrigg.com



HUESKER

Ideen. Ingenieure. Innovationen.



HUB DE CONTEÚDO HUESKER BRASIL

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

Ebook de Casos de Obras

Relatórios exclusivos de Obras

Ebook de Pesquisas/Artigos

Coletâneas de Vídeos

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



Encontre a HUESKER Brasil nas Mídias Sociais:



www.HUESKER.com.br

www.linktr.ee/hueskerbrasil



LEIA-ME!

The Best Solution!

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

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

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

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

Data Acquisition System & Web Monitoring Program



Geotechnical Instruments



Digital Incliner Set



Dataloggers, Indicators



Portable Digital Tiltmeter



Hydraulic Cells



Inclinometer Casings



In-Situ Test Equipments



Pendulum System

Sales company



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

Manufacturer



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

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



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



Saiba mais em: belgogeotech.com.br



Belgo Bekaert Arames





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



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

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



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

+55 31 2519-1001

dfmais.eng.br

comercial@dfmais.eng.br





The Ground is our Challenge

PRINCIPAIS ÁREAS DE ATIVIDADE

Projeto, Fiscalização e Formação

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

www.jetsj.com



Praças de Pedágio, P2 e P3
Santa Catarina, Brasil



Poço de minério
Kamsar, Guiné



Biblioteca Central
e Arquivo Municipal
Lisboa, Portugal



Edifício Solar Santana
Lisboa, Portugal

Sede

Rua Julieta Ferrão, 12 - Escritório 1501

1600-131 LISBOA, Portugal

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

Email: info@jetsj.com

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

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 Incidencia de los rellenos controlados en la conservación de los edificios Inca en Cusco**
Incidence of controlled filling on the conservation of the Inca buildings in Cusco
Amparo Abarca Ancori, Hugo Anselmo Ccama Condori
- 25 Bioestabilização de um solo arenoso por via enzimática e com biopolímero: efeito do tempo de cura**
Biostabilisation of a sandy soil by enzymatic way and with a biopolymer: effect of curing time
Paulo J. Venda Oliveira, Joaquim A. Oliveira Rosa, Diogo J. R. Cabral
- 43 Mecanismos de ruptura por tração em maciços rochosos com fundações diretas. Pontes no granito do Porto**
Tensile failure mechanisms in rock masses with shallow foundations. Bridges in Porto granite
Rubén Galindo Aires, António Viana da Fonseca, Ana Teresa Santos de Alencar, Miguel Ángel Millán Muñoz, Mauro Muñiz Menéndez