

RESEARCH ARTICLE

Ground deformation as a result of the foundation of a new module in the Spanish Antarctic Base Gabriel de Castilla, Deception Island, Antarctica

Deformación del terreno por la cimentación de un nuevo módulo en la Base Antártica Española Gabriel de Castilla, Isla Decepción, Antártida

Javier González-Posada Elechiguerra¹, Carlos Paredes Bartolomé², Miguel Ángel Ropero Azañón^{2,3}

¹ INECO, Ingeniería y Economía del Transporte, S.M.E. M.P., S.A., Paseo de la Habana, 138, 28036 Madrid, España, javier.elechiguerra@ineco.com

² Dpto. Ingeniería Geológica y Minera, E.T.S.I. de Minas y Energía. Universidad Politécnica de Madrid. C/Ríos Rosas Núm. 21, C.P. 28003, Madrid, España, carlos.paredes@upm.es, miguelangel.ropero@alumnos.upm.es

³ Escuela Politécnica Superior del Ejército, Ministerio de Defensa. C/ Joaquín Costa 6, CP. 28002, Madrid, España. mropaza@et.mde.es

Corresponding author: carlos.paredes@upm.es (Carlos Paredes Bartolomé)

ABSTRACT

Key points

Geotechnical properties have been obtained from stress-tests on soil samples collected in the surroundings of BAEGC

The stationary stress-strain equations with a constitutive Mohr-Coulomb rupture model have been solved using finite element method in MIDAS GTS-NX

The foundation with smallest displacement (about 0.036 m), both in summer and winter, is the 1.2 m foundation at 0.5 m depth on permafrost

Since its inauguration in the 1989/90 campaign, the Spanish Antarctic Base Gabriel de Castilla (BAEGC) has supported an increasing volume of scientific projects, stimulating the expansion of its facilities. The permafrost soil on which they are located is affected by changing thermal and periglacial conditions that disturb its mechanical and physical characteristics. This paper analyzes the foundation behavior of a building (18.5x6.5x2.7 m length – width – height, around 104 kg in operation supported on 16 posts) through the geomechanical study (stresses and deformations) of the ground during the winter and southern summer seasons, supported by three types of foundations: piles, footings and slabs. These are commonly recommended as support elements in periglacial soils affected by thermal-seasonal variations. The geotechnical properties have been obtained from stress-tests on soil samples collected in the surroundings of the BAEGC, General Marvá Army Engineers Laboratory (INTA). Considering the thermal variations in the tests on frozen and unfrozen samples, the geotechnical column type has been established and extended along the profile of the 2D domain. The stationary stress-strain equations with a constitutive Mohr-Coulomb rupture model have been solved using finite elements in MIDAS GTS-NX, for each season and each foundation, discretizing with a triangular or quadrangular mesh adapted to the 2D domain geometry with the foundation. The numerical results show that, in any tested case, there is no critical ground failure, and the foundation with the smallest displacement (about 0.036 m), both in summer and winter, is the 1.2 m foundation placed at 0.5 m depth on permafrost.

Keywords: Elastic strain; Geotechnics; Foundation; Permafrost; Numerical simulation.

Article History:

Received: 02/03/2021

Accepted: 19/01/2022

RESUMEN

Puntos clave

Las propiedades geotécnicas han sido obtenidas de ensayos sobre muestras recogidas en el entorno de la BAEGC

Las ecuaciones de esfuerzo-deformación estacionarias se han resuelto mediante elementos finitos en MIDAS GTS-NX

La cimentación de menor desplazamiento (0.036 m, verano e invierno) es la zapata de 1.2 m apoyada a 0.5 m de profundidad sobre permafrost

Desde su inauguración en la campaña, 1989/90, la Base Antártica Española Gabriel de Castilla (BAEGC) ha soportado un creciente volumen de proyectos científicos, estimulando la ampliación de sus instalaciones. El permafrost del terreno sobre el que éstas se asientan acusa las cambiantes condiciones térmico-periglaciares que perturban sus características mecánico-resistivas. Este trabajo analiza el comportamiento de la cimentación de un módulo semejante a los actuales (18.5x6.5x2.7 m largo – ancho – alto y alrededor de 104 kg en operación soportado por 16 apoyos), mediante el estudio geomecánico (tensiones y deformaciones) del terreno comparando durante las estaciones de invierno y verano austral, tres tipos de cimentaciones: pilares, zapatas y losas, elementos de apoyo recomendados en terrenos periglaciares afectados por las variaciones térmico-estacionales. Las propiedades geotécnicas han sido obtenidas de ensayos sobre muestras recogidas en el entorno de la BAEGC, realizados por el Laboratorio de Ingenieros del Ejército General Marvá (INTA). Considerando las variaciones térmicas en los ensayos sobre muestras congeladas y sin congelar se ha establecido la columna geotécnica tipo que se ha extendido sobre el perfil del dominio 2D. Las ecuaciones de esfuerzo-deformación estacionarias, con un modelo constitutivo rotura de Mohr-Coulomb, se han resuelto mediante elementos finitos en MIDAS GTS-NX, para cada estación y cada cimentación, discretizando con una malla triangular o cuadrangular adaptada a la geometría 2D del dominio con la cimentación. Los resultados numéricos muestran que, en ningún caso analizado, se produce rotura crítica del terreno, y la cimentación de menor desplazamiento (unos 0.036 m), tanto en verano como en invierno, es la zapata de 1.2 m apoyada a 0.5 m de profundidad sobre permafrost.

Palabras clave: Deformación elástica; Geotecnia; Cimentación; Pergelisol; Simulación numérica.

Historial del artículo:

Recibido: 02/03/2021

Aceptado: 19/01/2022

1. Introducción

El trabajo y la investigación en los territorios situados en las altas latitudes septentrionales y australes requiere erigir infraestructuras temporales o permanentes en suelos con permafrost con un diseño adecuado, ya que, ignorar el comportamiento geotécnico del permafrost, puede comprometer la estabilidad y vida útil de la estructura. La construcción de edificaciones en suelos con permafrost es problemática y, al mismo tiempo, comprometida en estos territorios. No solo por los recursos minerales que el subsuelo contiene, sino por los efectos que su alteración térmica puede causar en los ecosistemas locales y el medio ambiente global (ACIA, 2005; Auld *et al.*, 2009; Instanes, 2003; Shiklomanov *et al.*, 2016; Yu *et al.*, 2020). En Europa, la principal filosofía de diseño geotécnico, de acuerdo al Eurocódigo UNE-EN-1997-1 (CEN, 2009), es que la estructura debe funcionar de acuerdo con los supuestos de diseño durante la vida útil de la estructura. Precisamente, el requisito general del Eurocódigo indica que el tiempo de vida útil para la mayoría de los edificios construidos sobre permafrost es de 50 años o menos (25 años para pilotes en Canadá, 30 años para cimientos en Svalbard, por ejemplo), en general mucho más reducido debido los efectos de fluencia, deformación y asentamiento, procesos de crioturbación (Andersland and Ladanyi, 2004), por tensiones en el suelo, movimientos debidos al arrastre, deslizamiento o asentamiento y efectos de la temperatura (ciclos de hielo deshielo) y las cargas de hielo.

La Base Antártica Española Gabriel de Castilla (BAEGC), en la Isla Decepción (Archipiélago de las Shetland del Sur) es una de las dos infraestructuras científicas, junto con la Base Juan Carlos I en Isla Livingston, también en las Shetland, que España posee en territorio polar Antártico desde la campaña antártica 1989/90. Su relevancia ha ido a la par con el número de proyectos que soportan sus instalaciones, por lo que ha sufrido varias remodelaciones y ampliaciones adaptándose a la creciente demanda. La ampliación de una infraestructura de este tipo suele implicar la instalación de un nuevo módulo habitable, como alojamiento (módulo de dormitorio-vida), o para uso científico. Los módulos actualmente se encuentran emplazados directamente, hincados unos centímetros, o apoyados sobre la superficie del terreno con soportes fijos. Algunos de estos soportes suelen ser corregidos, durante las tareas

de mantenimiento que lleva a cabo la dotación de la BAEGC en cada Campaña Antártica, mediante la colocación de calzos de madera para rectificar el apoyo ya que las estructuras presentan asientos diferenciales o por el terreno perdido por la erosión hídrica efímera. Las recientes mediciones llevadas a cabo durante las últimas Campañas Antárticas han realizado reparaciones que van desde los 5 cm en la parte más oriental del módulo de vida, hasta los 12 cm en algún apoyo. Es por ello que el presente trabajo pretende evaluar el comportamiento de los diferentes esquemas de cimentación, para dar una recomendación constructiva que reduzca el descalce por causas geotécnicas de este tipo de módulos.

1.1. Problemática geotécnica de las cimentaciones en permafrost

Los conocimientos en mecánica del suelo e ingeniería geotécnica que se aplican en los climas templados se basan en que las temperaturas del suelo se encuentran por encima del punto de congelación. El cambio de fase que se produce en el agua, cuando la temperatura desciende por debajo de este punto, estacionalmente o durante todo el año, provoca cambios de volumen y discontinuidades. El cambio cíclico de fase del agua de líquida a sólida induce el movimiento del frente de congelación y descongelación, con los consecuentes cambios en el volumen y en sus propiedades mecánicas e hidrológicas, entre otras. Así, tanto el cambio climático como la actividad humana producen un impacto en el gradiente térmico del suelo que perturba la variación del espesor de la capa activa sobre el permafrost (Barker and Thomas, 2013; Walvoord and Kurylyk, 2016; Sheshpari and Khalilzad, 2016) que se manifiesta en forma de procesos de crioturbación. Lo anterior, hace necesario la aplicación de la geotecnia particularizada para el permafrost. Se denomina permafrost al suelo que se mantiene congelado durante por lo menos dos años consecutivos, condición que solo se cumple a partir de zonas de muy alta latitud, con temperaturas exteriores, siempre, por debajo de 0 °C. En latitudes inferiores, el permafrost puede sufrir procesos de descongelación, dando lugar a una capa activa o capa superior del permafrost que está sujeta a ciclos anuales de congelación y fusión del agua intergranular en áreas con presencia de permafrost en profundidad, y a *taliks* o porciones del terreno descongeladas embebidas en el permafrost que da

lugar a importantes discontinuidades y singularidades térmicas (Woo, 2012; Ballantyne, 2018). Estas circunstancias inducen a un gran peligro para las infraestructuras y construcciones que se encuentran sobre terrenos congelados, a la hora de planificar la cimentación de edificios, ya que van a sufrir asentamientos diferenciales y deformaciones, no solo en el momento del desarrollo de la capa activa al final de invierno hasta el verano, sino cuando esta va desapareciendo por congelación (Levasseur *et al.*, 2015). Aunque, por lo general, el procedimiento de diseño de los cimientos en la zona del permafrost se realiza aislándolo térmicamente, los cambios estacionales modifican el estado del terreno y por lo tanto su respuesta a las cargas que se le aplican.

Al utilizar los suelos con permafrost como apoyo para los cimientos de las estructuras, se siguen dos principios básicos. Primero, es necesario adoptar soluciones de diseño dirigidas a preservar el estado térmico del suelo, por ejemplo, se sabe, desde mediados del siglo pasado, que la ventilación del espacio entre la capa del suelo del edificio y la cimentación, como mínimo de 0.6 m entre el piso de la estructura y el terreno, es clave para minorar el efecto pantalla de la edificación sobre el terreno en el que se asienta, asegurando una correcta circulación de aire y permitiendo la evolución térmica natural del permafrost (Tsytoich, 1960). Segundo, la construcción de cimientos en suelos con permafrost no difiere de la instalación de los cimientos en suelos descongelados, ya que son suelos en los que la deformación del suelo durante el deshielo no su-

pera los valores máximos permitidos para la construcción. Puesto que es esperable que esta cimentación sufra de asentamientos diferenciales, la unión entre la cimentación y la estructura se hace mediante sistemas que permitan el giro sin generar momentos. Por ello, el tipo de cimentación más comúnmente empleado sobre permafrost es el de cimentaciones ajustables, tanto en horizontal, en vertical como en giro.

En la actualidad, hay tres tipos de cimentación de uso generalizado en regiones con permafrost. Las denominadas losas estructuralmente mejoradas (*Structural Enhanced Foundations - SEF*) que consisten en la construcción de losas rígidas de hormigón armado sobredimensionadas respecto a la carga que han de soportar (Clarke, 2007). En caso de que el suelo se descongele parcialmente, la losa puede responder, bien con un doble apoyo natural (Figura 1A) si solo se descongela la zona central de la cimentación y para la que se requiere menos capacidades resistivas; o bien trabajando con un apoyo firme (Figura 1A derecha) cuando se descongela una zona de terreno en el borde de la losa, lo cual exige un diseño más resistente. En ambos casos, la losa puede ser utilizada si la deformación por el deshielo del terreno en que se asienta es inferior a 0.3 m. En la misma monografía de la ASCE (Clarke, 2007) se sugiere el uso de pilares y zapatas (*post and pad*) que consisten en una zapata rígida de hormigón o madera preferiblemente (Malesza *et al.*, 2019), en superficie o enterrada, sobre la que se asienta la estructura mediante pilares fijos o con tornillo regulable, creando una separación entre esta y el

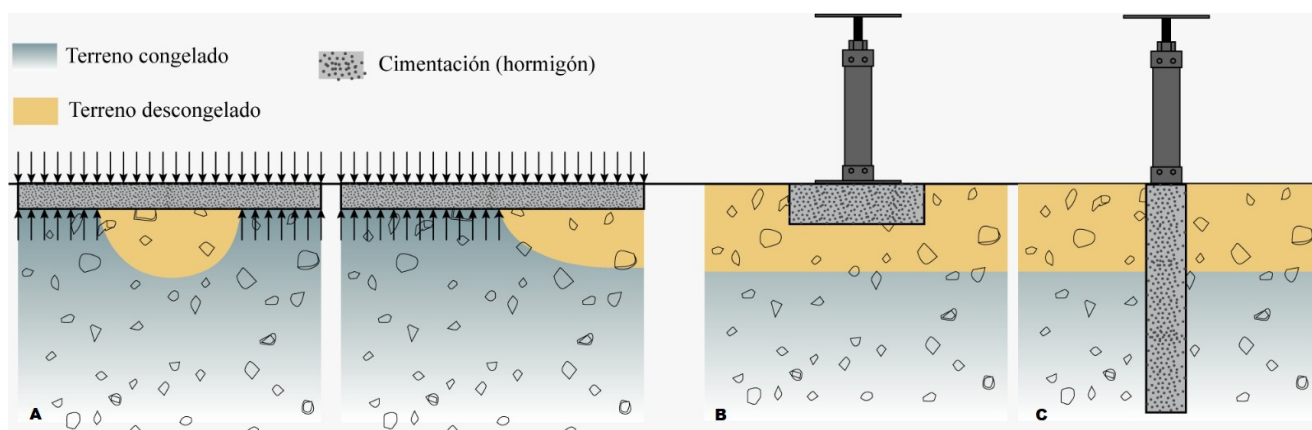


Figura 1. Esquema de los diferentes apoyos utilizados como cimentación de construcciones sobre terrenos con permafrost: A (izquierda) losa apoyada sobre el terreno parcialmente descongelado en su centro, B (centro) losa apoyada sobre el terreno parcialmente descongelado en un lateral, C (derecha) pilar y zapata.

Figure 1. Diagram of the different supports used as foundations for constructions on permafrost: A (left) slab supported on the partially defrosted ground in its center, B (center) slab supported on the partially defrosted ground on one side, C (right) post and pad.

suelo (Figura 1B). El tercer tipo posible es el pilote hincado en el permafrost (Figura 1C). Aunque la profundidad requerida para el pilote debe ser calculada exactamente para que la fuerza de unión del hielo entre el permafrost y la pila sea más fuerte que cualquier fuerza de empuje de helada impuesta en la capa activa, una primera aproximación sugiere que no debe ser menos del doble del espesor de la capa activa. Tanto la zapata como el pilote, además de permitir elevar la edificación para la ventilación del terreno, son menos sensibles que la losa a las deformaciones locales que pueda sufrir el terreno, adaptándose mejor, gracias a su regulación, o tratando de evitar la parte más deformable (Muzás, 2007).

1.1.1. Objeto del trabajo

En las cimentaciones construidas en suelos congelados, utilizando las habituales para obras en suelos de ambientes templados, y resolviendo la complicación del aislamiento térmico y ventilación necesaria (Clarke, 2007), el mayor problema es la elección de la cimentación más adecuada, desde un punto de vista geotécnico, como la que produzca la mejor respuesta en la deformación del terreno (Johnston, 1981). Por ello, en la situación en la que se encuentra la BAEGC: permafrost discontinuo, procesos erosivos litorales e hidrológicos subsuperficial, ciclos estacionales de congelación y descongelación, y terreno volcánico poco consolidado con un alto grado de saturación, como los más notables, para una correcta elección de la cimentación, además de valorar el impacto medioambiental que puede causar la obra, es prioritario conocer las deformaciones que provocaría en el terreno cada una de ellas. De acuerdo a las tres categorías geotécnicas para diferentes estructuras y condiciones del suelo que se defienden en el Eurocódigo (CEN, 2009) la categoría geotécnica 2 incluye los tipos convencionales de estructuras y cimientos sin riesgos excepcionales o condiciones difíciles de suelo y carga. Ejemplos de proyectos geotécnicos que entran en esta categoría son: zapatas y cimentaciones de losas, pilotes, entre otros, que son las cimentaciones que se están evaluando en este trabajo. En todos estos casos, se consideran apropiados los datos y análisis geotécnicos cuantitativos, que incluyen el trabajo rutinario de campo y de laboratorio, así como el diseño y el cálculo geotécnico. En este contexto, con el presente trabajo se pretende determinar el tamaño de ci-

mentación que produce los menores desplazamientos, la profundidad a la que éste se ha de cimentar, dentro de las posibilidades operativas y de impacto medioambiental, según la profundidad del permafrost y la estación del año en la que acometer esta obra.

Para lograr los propósitos establecidos, este trabajo ha sido organizado presentando en primer lugar la zona de estudio, localización y las características geológicas y geomorfológicas que, junto a su climatología, definen las características de la estructura y unidades del terreno, desde un punto de vista térmico, hidrológico y geomecánico. Las propiedades de cada una de las unidades han sido obtenidas de los ensayos de caracterización hidro-geomecánica del suelo, ajustadas a las temperaturas registradas en profundidad y proyectadas a las estaciones del año que son objeto de estudio. Los desplazamientos han sido obtenidos mediante la simulación numérica, con elementos finitos (Esqueda *et al.*, 2005) en MIDAS GTS-NX, del modelo tenso-deformacional, simplificado del problema general acoplado termo-hidro-mecánico, planteado sobre un perfil bidimensional del terreno en profundidad con la distribución de materiales y propiedades referidas anteriormente. Las cimentaciones objeto del estudio: losa rígida, pila y zapata y pilar han sido sometidas a las cargas debidas a los módulos actuales en dos condiciones estacionales: verano e invierno. Por último, se han evaluado y comparado los resultados para las diferentes cimentaciones y condiciones estacionales, para finalizar con una discusión sobre los mismos y unas conclusiones en forma de recomendaciones.

Con este trabajo se detalla un avance significativo, con respecto a los trabajos anteriores, ya que contribuye: (a) determinando el tamaño y profundidad de cimentación que produce los menores desplazamientos lo cual constituye una recomendación constructiva, dentro de las posibilidades operativas y de minoración del impacto medioambiental en ambientes periglaciares con las condiciones de terreno volcánico semejantes a la zona de estudio en Isla Decepción; y (b) sugiriendo un posible origen de los desajustes y descalces de los apoyos observados durante las campañas que puede ser utilizado como criterio de control y seguimiento del mantenimiento en las cimentaciones de las infraestructuras en bases antárticas sobre terrenos poco cohesionados.

2. Marco geográfico y geológico de la zona de estudio

La zona de estudio en la que se realiza este trabajo está localizada en el Estrecho de Bransfield, zona del Océano Antártico delimitada por las Islas Shetland del Sur, al norte, y la Península Antártica y el Archipiélago de Joinville, al sur, entre las latitudes 65° 53' 30" S y 62° 51' 20" S y las longitudes 60° 29' 20" O y 60° 45' 10" O, a 38 km de la Isla Livingston, y a unos 100 km de la Península Antártica (Figura 2A). Concretamente en el sector sudeste de la costa interior de Isla Decepción (Figura 2B), en el entorno próximo (Figura 2C) de la BAEGC (latitud de 62° 55' S y longitud 60° 37' W). La isla tiene un diámetro exterior de 14 km en dirección N-S y 13 km en dirección E-O, en su parte emergida; se estima que su diámetro en profundidad es de 25 km (Martí *et al.*, 2013). Desde el fondo marino se eleva 1500 m y alcanza los 540 m sobre el nivel medio del mar en el Monte Pond, su punto más alto (Barklay *et al.*, 2009). La bahía interior o Puerto Foster, tiene un diámetro de 10 km (Cooper *et al.*, 1998) y 160 m de profundidad (Rey *et al.*, 1995), y se abre al mar a través de un canal de unos 170 m de ancho que recibe el nombre de Fuelles de Neptuno.

2.1. Geología y geomorfología

La región austral de la Cuenca de Bransfield representa geológicamente uno de los raros casos de evolución magmática de una cuenca tras-arco asociada a un proceso de subducción de la placa Fénix bajo la placa Antártica durante el intervalo superior del Mesozoico-Cenozoico (Fretzdorff *et al.*, 2004). La cuenca de Bransfield está definida por un centro de propagación con el que están asociadas las islas Decepción, Pingüino y Bridgeman y una serie de puntos de emisión volcánica sumergidos, evidenciado por el desarrollo de un eje magmático con varios volcanes (Catalán *et al.*, 2013, Lopes *et al.*, 2014). Entre éstos, la Isla Decepción emerge situada cerca de la intersección entre el eje de tensión de la cuenca de Bransfield y la extensión de la Zona de Fractura del Héroe (Galé *et al.*, 2014).

El volcán de Isla Decepción, uno de los más activos de la zona, posee una estructura en escudo con una morfología perimetral que se conformó en tres etapas, pre-, sin- y post-caldera (Martí *et al.*, 2013, Smellie, 2001) hace algo me-

nos de 10 mil años (unos 8500 según Oliva-Urcia *et al.*, 2016). En la primera fase surgieron múltiples montes volcánicos submarinos de acumulación y un escudo emergido representado por las formaciones Fumarole Bay y Basaltic Shield. A continuación, la erupción de los depósitos sin-caldera, conocidos como la Formación Costa Exterior, enterró las formaciones geológicas precedentes a varias decenas de metros de profundidad. Actualmente forma un afloramiento casi continuo a lo largo de la parte exterior de la isla. La etapa sin-caldera supuso el colapso del edificio controlado por numerosas fallas tectónicas que ya existían y que facilitaban el movimiento descendente de los bloques, tras una violenta erupción explosiva que expulsó cerca de 30 km³ de roca fundida. El colapso dejó sobre el nivel del mar un gigantesco cráter en forma de herradura abierto solo por el sudeste, por donde el mar inundó el interior de la caldera, formando la Bahía de Puerto Foster. La formación de la caldera causó la destrucción de la cámara asociada, permitiendo así que los magmas más profundos, que alimentan el vulcanismo posterior a la caldera, volvieran a ascender, utilizando principalmente como vías las mismas fracturas y fallas que controlaron su colapso. Esta situación ha continuado hasta el presente, controlando la frecuencia y el tipo de vulcanismo reciente. Tras este proceso explosivo, en la actual fase post-caldera, surgen varias decenas de conos eruptivos dispersos por toda la isla, excepto uno que se encuentra a lo largo de los bordes estructurales de la caldera. La mayor actividad registrada del volcán se produjo durante los siglos XVIII, XIX y XX, pudiendo datarse con exactitud las erupciones de entre 1906 y 1910, y entre 1967 y 1970.

Desde el punto de vista litológico (Galé *et al.*, 2014), las rocas volcánicas cuaternarias de la Isla Decepción varían de básicas (basaltos) a ácidas (riolitas). Cronológicamente, se ordenan (Baker *et al.*, 1975; Smellie, 2002) en: a) depósitos anteriores y simultáneos al colapso de la caldera (materiales pre- y sin-caldera), y b) depósitos posteriores al colapso de la caldera (materiales post-caldera), tanto productos del vulcanismo histórico (siglos XIX y XX) de carácter fisural, como diques y conos volcánicos recientes. En la zona donde se asienta la BAEGC (Figura 2C), se distingue la Formación Caleta Péndulo, constituida por material piroclástico post-caldera que tapijan extensamente la superficie de la isla (Smellie, 2002), y el Cuaternario indiferenciado, presente

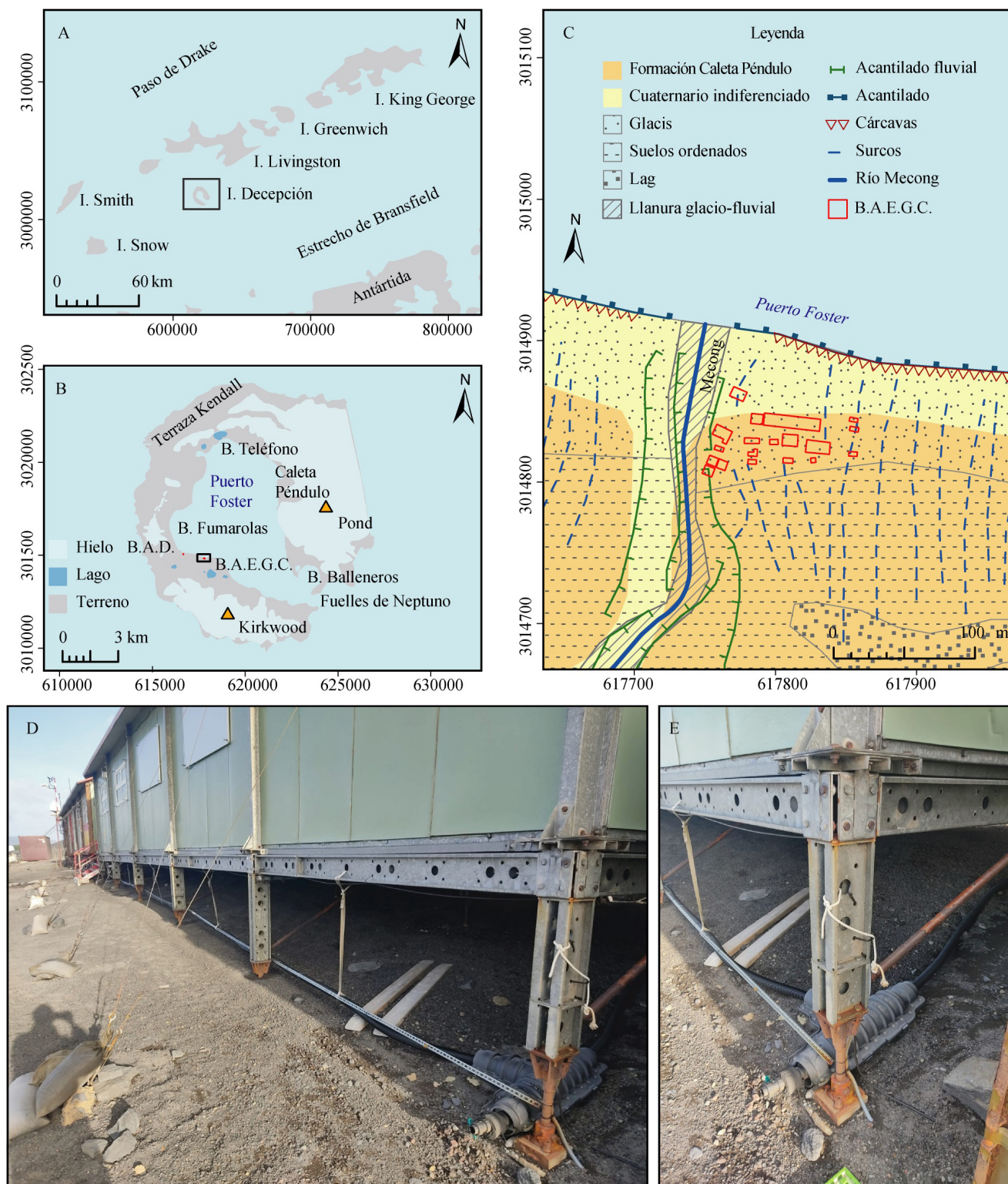


Figura 2. Localización geográfica del área de estudio: A) en el Archipiélago de las Shetland del Sur, B) en Isla Decepción. C) Esquema geológico geomorfológico del área de estudio en los alrededores de la BAEGC (modificado de Smellie, 2002 y Goyanes, 2015). D) Módulo de vida de la BAEGC y detalle E) del apoyo de la infraestructura actual.

Figure 2. Geographical location of the study area: A) in the South Shetland Islands, B) on Deception Island. C) Geological and geomorphological outline of the study area around the BAEGC (modified from Smellie, 2002 and Goyanes, 2015). D) Life module of the BAEGC and detail E) of the current infrastructure foundation.

en la zona proximal al borde del acantilado, formado por la erosión y removilización de los materiales de la unidad Caleta Péndulo, principalmente por procesos de ladera, solifluxión, fluviales y costeros. Ambos son materiales volcanoclásticos heterométricos, clasificados como arenas limosas mal graduadas, algún caso con gravas (ASTM, 2000), predominando el tamaño lapilli (2 a 64 mm), llegando a tamaño bomba (64 mm) en zonas de mayor altitud y adoptando carácter más anguloso. Ambas unidades geológicas se encuentran afectadas geomorfológicamente por la dinámica del permafrost mostrando evidentes procesos periglaciares como surcos, cárcavas y suelos ordenados (López-Martínez *et al.*, 2012; González-Posada, 2019).

2.2. Ambiente periglacial

El clima de la Isla Decepción es frío, clasificado (Köppen, 1918) como polar marítimo templado -Cfc- (King and Turner, 1997) o tundra -ET- (Peel *et al.*, 2007). Desde el año 2005 la temperatura media anual es de $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$, con máximas de $12,7\text{ }^{\circ}\text{C}$ y mínimas de $-22,5\text{ }^{\circ}\text{C}$, y una humedad relativa de en torno al 80-90 %. Aunque los relieves montañosos que forman el arco perimetral del volcán protegen el interior de la isla, los vientos predominantes del sudeste registran velocidades medias de unos 25 km/h, con rachas fuertes que han llegado hasta los 160 km/h. Las precipitaciones medias alcanzan los 990 mm anuales, principalmente en forma de nieve, aunque algunos veranos australes llegaron a tener hasta 23 mm de lluvia (Bañón and Vasallo, 2015). Las nevadas se producen, generalmente, entre marzo y noviembre, con mayor intensidad a partir de septiembre. Tras ese periodo, entrando el verano austral, comienza la fusión de la nieve, lo que conlleva un aporte de agua de escorrentía que da lugar a ciertos rasgos geomorfológicos periglaciares, debido la alta erosionabilidad de los materiales volcánicos poco cohesionados y competentes en la zona (Vieira *et al.*, 2008).

Los depósitos piroclásticos que forman el terreno en el entorno de la BAEGC son muy porosos y térmicamente aislantes. Dan lugar a una delgada capa activa que varía entre los 0.3 a 0.9 m de espesor en verano (Vieira *et al.*, 2008). Su temperatura se ve menos afectada por la temperatura exterior cuanto mayor es la profundidad, oscilando entre los $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ en superficie y $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ a 0.60 m de profundidad, en verano, y $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ en

superficie y $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ a 0.60 m de profundidad, en invierno (Figura 3). Además, el terreno bajo los módulos de la Base no tiene el mismo comportamiento que el terreno natural, debido al apantallamiento producido por estos. La temperatura media del primer tramo de 0.6 m del terreno es de aproximadamente $-0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (de Pablo *et al.*, 2015; de Pablo *et al.*, 2017), lo que hace que el pergelisuelo que se sitúa inmediatamente bajo la capa activa tenga un carácter inestable, pudiendo degradarse muy fácilmente ante mínimas variaciones de temperatura ambiental (Streletskiy, 2021). Por ello, la distribución de la profundidad de la capa activa varía dentro del área de la zona de estudio; particularmente los estudios geofísicos realizados (de Pablo *et al.*, 2015; Ropero and Paredes, 2019; Sanchiz, 2020) registran que, a mayor distancia de los módulos de la Base, la influencia de éstos sobre el suelo es menor y, por tanto, la capa activa tiene una profundidad menor (de Pablo *et al.*, 2017) y el permafrost es espacialmente menos discontinuo.

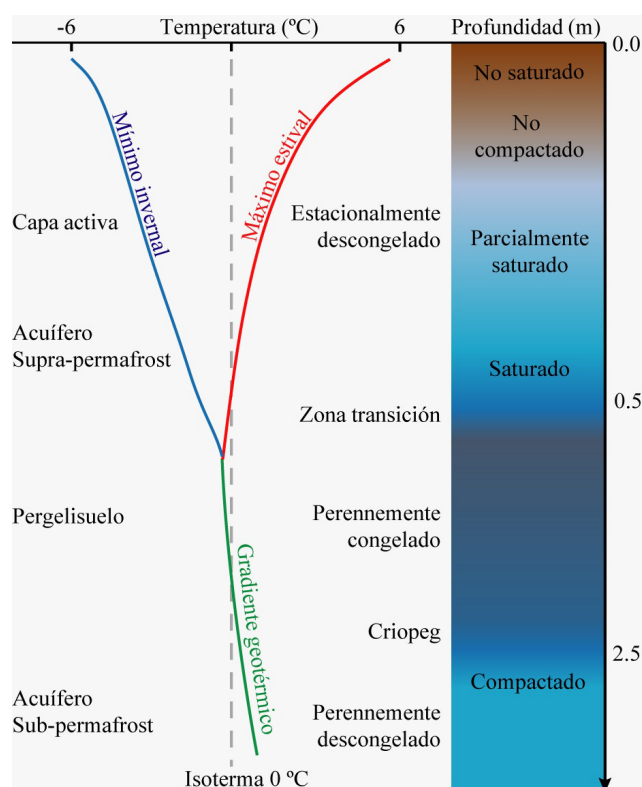


Figura 3. Esquema de las características y distribución de temperaturas del perfil vertical del terreno con permafrost en la zona de estudio para los primeros metros de profundidad (modificado de Woo, 2012 y de Pablo *et al.*, 2015).

Figure 3. Diagram of the characteristics and temperature distribution of the soil vertical profile with permafrost in the study area for the first few meters (modified from Woo, 2012 and de Pablo *et al.*, 2015).

Esta distribución irregular del permafrost no es solo debida a los posibles efectos antrópicos. La acción térmica del mar produce un atemperamiento del terreno próximo a la playa y a la cara libre del acantilado con valores por encima de cero que, combinado con la influencia atmosférica durante el verano austral y con la salinidad del agua infiltrada que baja el punto de congelación, reduce el espesor del permafrost, incluso da lugar a discontinuidades que pueden llegar a transformarse en procesos de erosión remontante en forma de pequeñas cárcavas (Vieira *et al.*, 2008, López-Martínez *et al.*, 2012).

2.3. Hidrogeología local

El permafrost sobre el que se encuentra la BAEGC tiene una potencia y desarrollo variable, comenzando en lo alto de la ladera, a 81 m.s.n.m., donde se encuentra truncado o cajeado, tornándose continuo en la ladera del cerro JB, con una potencia de unos 2 m, volviéndose discontinuo lateralmente y reduciéndose el contenido en hielo desde las proximidades del perímetro de base a medida que se aproxima al acantilado, dando lugar a un *talik*. El flujo hidrogeológico a través de la capa activa es resultado de diferentes movimientos del fluido que proviene, por lluvia o fusión nival, de las zonas de recarga (Tananaev *et al.*, 2020). El acuitardo supra-permafrost se encuentra parcialmente saturado y relativamente bien drenado, de hecho, se detectan dos manantiales en las laderas E y W del JB a unos 60 m.s.n.m y en el desmonte practicado en el borde N perimetral a la BAEGC. Su conductividad hidráulica varía con el contenido en hielo en el terreno, pudiendo ser prácticamente impermeable con contenidos de hielo superiores al 60 %, por lo que la porción congelada de la capa activa actúa como un acuitardo para el agua que percola desde la superficie, restringiendo su infiltración (Fotiev, 2013). En periodos cálidos estivales, es decir, a finales de verano o principios de otoño, el único acuitardo que permanece es la base de la capa activa que se encuentra en contacto con el permafrost. A medida que bajan las temperaturas exteriores el suelo comienza a congelarse, teniendo dos acuitardos, la capa superior y la inferior de la capa activa, que se encuentran congeladas. El terreno que se encuentra entre estas dos capas congeladas retiene agua que más adelante se congelará (Shur *et al.*, 2005). Los procesos de congelación de la capa activa provocan migraciones del agua

no solo en la vertical sino también en la horizontal al desplazar lateralmente masas de agua empujadas por el avance del frente de congelación (Kalyuzhny and Lavrov, 2012), debido al exceso de presión intersticial con los inicios de la congelación. Estos procesos no son únicamente hidrogeológicos, pudiendo considerarse también criogénicos, en relación a los cambios de fase del suelo (Bartsch, 2010), o periglaciares, por la modificación del terreno a causa de las heladas (French and Thorn, 2006). Bajo el nivel de material helado el terreno se encuentra al inicio del verano saturado, formando un acuífero sub-permafrost que se recarga desde el cerro JB y por las aguas procedentes de las partes más elevadas del Monte Kirkwood. Parte del agua recargada rebosa, como manantiales efímeros durante el verano, por debajo del cerro a una cota de unos 70 m a ambos lados, Este y Oeste, de la loma. El flujo hidrogeológico subpermafrost discurre aguas abajo en dirección a la Bahía Foster. Debido a la proximidad del mar (Silva Busso *et al.*, 2013) es posible que los niveles congelados estén estratificados entre sí, con niveles que contienen hielo en diferente proporción debido a la mezcla entre aguas dulces y salinas, o zona de *criopeg* (Figura 3). En invierno, cuando el permafrost abarca una mayor extensión, el agua que satura este material se encuentra confinada mientras que, en verano, al degradarse el permafrost, el agua puede fluir libremente dando lugar a formas erosivas como surcos y cárcavas en las cercanías del acantilado (González-Posada, 2019).

3. Columna lito-geomecánica del terreno

La columna lito-geomecánica del terreno recoge, de forma esquemática y simplificada, la distribución tipo en profundidad de las características del suelo hasta la profundidad considerada. Las características geomecánicas, además del estado de saturación y compactación dependen a su vez del perfil térmico (Figura 3) que tenga la columna. Esta columna será utilizada para trazar la geometría en profundidad de las capas en el dominio o región sobre el que se calcularán las simulaciones numéricas. El terreno sobre el que se asienta la BAEGC consta, a los efectos de este trabajo (Figura 4), de una unidad geológica. Esta está constituida por material piroclástico de la formación Caleta Péndulo, de tamaño lapilli y ceniza que, en función de su estado de congelación, saturación y compactación, se ha dividido en tres

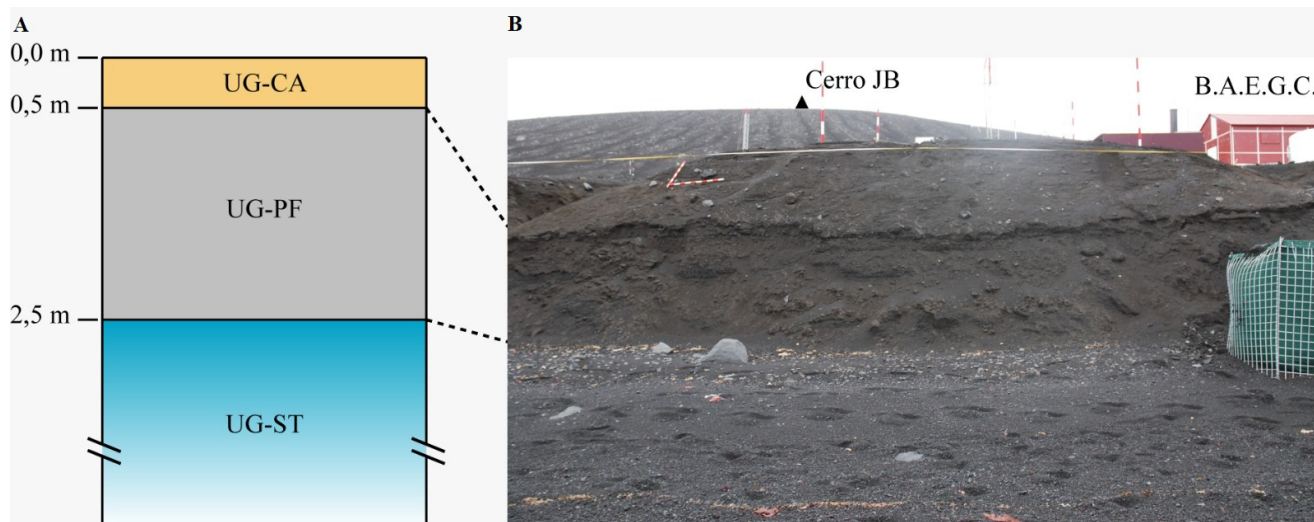


Figura 4. Detalle A (izquierda) de la disposición en profundidad de los materiales en la columna geológico-geomorfológica tipo y B (derecha) su ubicación sobre el terreno en el frente del acantilado al pie de la plataforma sobre la que se encuentra la BAEGC. Unidades geomorfológicas: UG-CA: capa activa, UG-PF: permafrost, UG-ST: suelo saturado.

Figure 4. Detail A (left) of the in-depth layout of the materials in the geological-geomorphological type column and B (right) their location on the site at the front of the cliff face, below the platform on which the BAEGC is located. Geomorphological units: UG-CA: active layer, UG-PF: permafrost, UG-ST: saturated layer.

unidades geotécnicas, organizadas secuencialmente, desde la más superficial hasta la más profunda.

3.1. UG-CA: capa activa

Capa formada por material piroclástico suelto y estacionalmente descongelado (Figura 4A). Se desarrolla desde la superficie del terreno hasta los 0.5 m de profundidad promedio durante el verano austral, según sea la potencia de la zona de transición, donde el terreno se encuentra permanentemente congelado (Figura 3). El material se encuentra poco compactado, ya que es el resultado de la deposición por caída de los materiales procedentes de las erupciones o de su removilización, y la poca cohesión que pueda tener es la propia del suelo debida a los pocos finos, a su humedad y a prácticamente inexistentes puentes de hielo entre las partículas más frecuentes cerca del pergelisol. Al tratarse de una capa cuyas características geomorfológicas se encuentra fuertemente afectada por la estación del año, las propiedades geomorfológicas de esta unidad varían entre invierno y verano. Por ello, para el presente trabajo, se tienen en cuenta dos escenarios: la capa activa descongelada, que corresponde al estado durante los meses de verano austral sin hielo, poco compactada y parcialmente saturada; y la capa activa semi congelada, que corresponde al estado en los meses de invierno austral. en

condiciones de saturación, o contenido en agua helada variables.

3.2. UG-PF: permafrost

Nivel intermedio de pergelisuelo permanentemente congelado, tanto en invierno como en verano (Figura 3), que se supone totalmente saturado y con un contenido volumétrico en hielo del 100%. Se desarrolla desde los 0.5 m a los que se encuentra la zona de transición desde la capa activa, hasta los 2.5 m donde aparece una zona descongelada permanentemente o con intercalaciones de hielo (permafrost costero) según la proximidad del mar (Figura 4A). Sus parámetros geomorfológicos se mantienen constantes al permanecer estacionalmente cuasi constante su temperatura de -1 a -2 °C (de Pablo *et al.*, 2015).

3.3. UG-ST: subpermafrost

Por debajo del nivel UG-PT, a partir de los 2.5 m de profundidad (Figura 4A), se encuentra el terreno saturado y no congelado (Figura 3) o criopég basal, que no se congela como resultado de la depresión del Punto de Congelamiento. Se comporta como un acuífero de carácter semiconfinado ya que parte de éste se encuentra expuesto a presiones atmosféricas a través de los *taliks*. La zona de recarga se encuentra en la cumbre del cerro JB (Figura 4B), al sur de la Base, aun-

que también pudiera recibir los flujos más profundos procedentes del deshielo estival del glaciar del Kirkwood. En invierno, la casi total congelación de la cara libre del acantilado (Figura 4B) y de la playa impide al agua freática brotar libremente por el pie del acantilado; sin embargo, durante el verano, el permafrost cercano al acantilado se ve reducido, permitiendo su flujo, lo que da lugar algunos manantiales en el repié del acantilado, a erosiones debidas a sufusión y cárcavas (Gonzalez-Posada, 2019).

4. Materiales

Para llevar a cabo la simulación numérica del problema geotécnico es necesario conocer el tipo de materiales y sus propiedades geomecánicas que, dispuestos geoméricamente sobre el terreno, de acuerdo con el perfil tipo establecido, van a soportar las cargas impuestas en las cimentaciones. Además de las propiedades, es necesario determinar estas cargas según las infraestructuras que se vayan a instalar y como sea la disposición de los elementos de apoyo o cimentaciones en el terreno. En este trabajo, el análisis y ensayo destructivo de las muestras para obtener sus propiedades, fuera de su entorno natural, puede verse afectado debido al cambio de fase que pueden sufrir algunos de las muestras analizadas al no preservarse la temperatura ambiente de toma. Por lo cual, se ha adoptado un protocolo de ensayo normalizado que trata de reproducir las condiciones locales sobre las muestras en laboratorio.

4.1. Parámetros geomecánicos del terreno en la capa activa

Durante la campaña antártica 2014/15 fueron tomadas un total de 20 calicatas distribuidas por los alrededores de la base y en los primeros centímetros del terreno, en la zona superior del mollisuelo no afectado por la actividad antrópica, que fueron clasificadas de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Según el método del SUCS, los ensayos de laboratorio normados por la ASTM (ASTM, 2000) y llevados a cabo en el Laboratorio de Ingenieros del Ejército General Maravá (LIE – Roper, 2015), consistieron en evaluar el contenido de humedad, la distribución granulométrica, los límites líquido y plástico y el índice de plasticidad de las 20 muestras.

Para obtener las curvas granulométricas de las muestras se ha utilizado una técnica de tamizado (UNE 103 101/95) en laboratorio de las muestras inalteradas. La curva granulométrica indica la distribución en % pasante (por los distintos tamices) de los diferentes tamaños de grano de las partículas del suelo (Das, 2001). El diámetro mínimo que puede distinguirse por tamizado es de 0.08 mm. La clasificación granular del suelo aporta una primera aproximación del comportamiento de los materiales, tanto mecánico como hidráulico (Ozgurel and Vipulanandan, 2005; Chen *et al.*, 2018). Las curvas granulométricas obtenidas indican que las muestras del suelo no están bien gradadas (Berry and Reid, 1993), con valores de los coeficientes adimensionales de uniformidad U (D_{60}/D_{10}) entre 10 y 25 y curvatura C_c ($(D_{30}^2/D_{10}D_{60})$) entre 0.5 y 1.5; estando compuestas por un 27 % de partículas de tamaño lapilli (2 – 64 mm) y un 73 % de tamaño ceniza (< 2 mm), en promedio, si el ensayo se hace referido a suelos piroclásticos; y por un 70 % de partículas de tamaño arena (0.08 – 2 mm), un 26 % tamaño fino (< 0.08 mm) y un 4 % tamaño grava (> 2 mm), si está referido a suelos granulares (Figura 5).

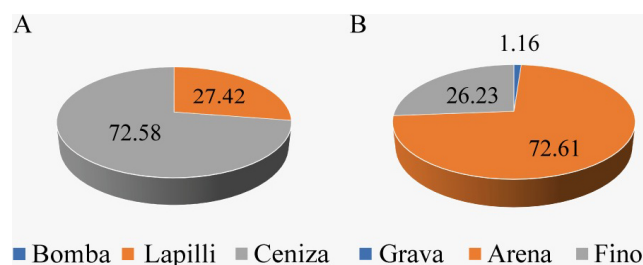


Figura 5. Distribución granulométrica considerando la descripción de tamaños A (izquierda) de un material piroclástico, y B (derecha) de un suelo granular.

Figure 5. Particle size distribution considering the size description of: A (left) a pyroclastic material, and B (right) a granular soil.

Para determinar las densidades relativas de las partículas del suelo (G_s), en primer lugar, se determina el peso del suelo secado en estufa a temperatura comprendida entre 105 °C y 110 °C. Por diferencias de peso entre la muestra antes y después del secado se obtiene el contenido de humedad natural o relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida, que es de $w = 16.4\%$ en promedio, correspondiente a un suelo poco saturado. Así mismo, se obtiene el peso específico de las partículas del suelo por medio de un ensayo con picnómetro

regulado (UNE 103-302/94), tomando el volumen de las partículas sólidas calculado a partir del mismo volumen equivalente de agua destilada. Es especialmente importante en este ensayo el control de la temperatura ya que la densidad del agua, utilizada para obtener el volumen exacto de la muestra, depende de la temperatura por lo que la densidad relativa obtenida debe ser corregida multiplicándola por la densidad del agua a la temperatura del ensayo, y dividir por la densidad de agua a 20° C. La utilización del picnómetro limita el tamaño de las partículas a 5 mm, para tamaños superiores deberá machacarse la muestra hasta reducirla a las dimensiones adecuadas. Del ensayo se obtiene que la densidad relativa media de las partículas es $G_s=2.65$, o relación entre la densidad del material sólido y la densidad del agua a 20° C. A partir de que $e_w = w \cdot G_s = 0.44$, y considerando que el índice de huecos medio obtenido de los ensayos edométricos es de $e = 58\%$, se calcula las densidades natural o aparente y saturada son, respectivamente: $\gamma_{ap} = 19.56 \text{ kN/m}^3$ y $\gamma_{sat} = 20.44 \text{ kN/m}^3$.

Mediante ensayos de rotura (UNE 103-402) a compresión simple y triaxial, resistencia al corte y consolidación (LIE – Roper, 2015) se caracterizó geomécanicamente el terreno de acuerdo con los parámetros resistentes de cohesión, ángulo de rozamiento y las trayectorias de tensiones totales y efectivas del suelo. El ensayo fue realizado sobre tres probetas en dos fases: una consolidación previa con drenaje y la aplicación de tensiones de corte, manteniendo s_3 constante aplicando una carga s_1 lentamente hasta que se produce la rotura de la probeta, sometida a una tensión de confinamiento o de cámara s_3 . De la representación del ensayo como envolvente de Mohr-Coulomb (resistencia al corte τ vs. esfuerzo normal σ_n), o recta de resistencia intrínseca del suelo en tensiones residuales (Figura 7A) se extraen los valores de cohesión (ordenada en el origen) y del ángulo de rozamiento interno (pendiente de la recta) correspondientes en la rotura (s_1 , s_3). El modelo de Mohr-Coulomb establece un criterio de rotura lineal adecuado principalmente para suelos, que relaciona τ y σ_n en un plano de rotura de la probeta ensayada, con las propiedades de cohesión c , que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin la aplicación de ninguna tensión normal y ángulo de fricción ϕ o ángulo de rozamiento interno, que valora la fricción entre las partículas del suelo que forman la probeta: $\tau = c + \sigma_n \cdot \tan\phi$, o recta de resistencia intrínseca.

A partir de los ensayos de compresión triaxial practicados sobre las probetas se han determinado los parámetros de cohesión $c = 60 \text{ kPa}$, ángulo de rozamiento $\phi = 49^\circ$ y los módulos de elasticidad, de Young $E = 87340 \text{ kPa}$ y coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$, en condiciones drenadas y de no congelación, puesto que son las que mejor representan el estado natural del suelo en la zona de la capa activa. En cuanto a la permeabilidad obtenida de los ensayos en celda triaxial, el suelo muestra buenas características drenantes y una permeabilidad media-baja, el valor medio obtenido es de $K = 1.6\text{E-}04 \text{ m/s}$. Por último, de los ensayos de consolidación se han obtenido unos valores promedio del Índice de Hinchamiento, $C_s = 0.0031$, del Índice de Compresión, $C_i = 0.026$ y de la Presión de Preconsolidación, $P_c = 93.6 \text{ kPa}$.

4.2. Caracterización geomecánica del permafrost

El uso de la mecánica del terreno para climas suaves se basa en considerar que las temperaturas del suelo están por encima del punto de congelación. Sin embargo, en las regiones periglaciares con permafrost, la transferencia de calor es el motor principal que repercute en el proceso de congelación y descongelación en las heladas estacionales (Barker and Thomas, 2013). El cambio de fase en el contenido de agua del suelo, de líquido a hielo y viceversa, tiene un efecto significativo en las propiedades físicas del suelo. Estas propiedades son muy sensibles a la variación de la temperatura del suelo. La variación volumétrica al descongelarse un suelo con un grado de saturación igual o inferior al 100% es nula, ya que los granos del suelo están siempre en contacto unos con otros, y se designa como suelo estable al deshielo. Pero si el contenido de humedad de un suelo congelado es mayor que la saturación, el hielo ocupa un espacio mayor que el que hay entre partículas. Ese espacio se generó por la separación de los granos de tierra para formar un mayor volumen de poros durante la evolución del frente de congelación, por la formación de lentes o cuñas de hielo. Cuando este suelo se descongela y el agua se drena, los granos de tierra se desplazan produciendo importantes variaciones de volumen, provoca el asentamiento de la superficie y fallos en los cimientos. Esta consolidación general de los granos de suelo se denomina inestabilidad del deshielo. Mecánicamente este proceso en el terreno, si está congelado, los granos

pueden dejar de estar en contacto debido a la matriz de hielo para la que, se supone, no aporta componente friccional alguna, manteniéndose únicamente la cohesión aportada por el hielo. En el proceso de cambio de fase producido por el aumento de la temperatura, el volumen de hielo disminuye sin llegar a aparecer agua líquida, permitiendo a los granos entrar en contacto y, por tanto, aumentar la componente friccional y reducir la cohesiva. Cuando este cambio de fase evoluciona, se encuentran presentes las fases sólidas y líquidas del agua, en el que las porciones de hielo siguen proporcionando cierta cohesión y a su vez existe una componente friccional movilizada. Llegada la descongelación total y toda el agua del suelo se encuentra en estado líquido, el comportamiento del suelo es el normal de un suelo no congelado, siendo la cohesión aportada por el hielo nula y, por tanto, las componentes cohesiva y friccional son las naturales del terreno en condiciones drenadas.

Para conocer las características geomecánicas del permafrost bajo la BAEGC, se ha estudiado la afección del proceso de congelación al comportamiento del terreno y obtener los parámetros del suelo necesarios para el estudio en condiciones climatológicas de invierno (sin capa activa, UG-CA congelada) y verano (con capa UG-CA activa). Según los trabajos desarrollados en territorios periglaciares (Mracek, 2019) en zonas del Ártico, como los de Crowther (2014) que muestran el comportamiento de la resistencia al corte para el permafrost de Prudhoe Bay (Alaska) en terrenos de grano fino y grueso; o como los de (Parameswaran y Jones (1981), 1981) que describen ensayos triaxiales realizados sobre la arena congelada de Ottawa (Canadá), con un tamaño de grano entre 0.2 y 0.6 mm, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb es el recomendado para representar el comportamiento de suelos congelados hasta -10 °C (Nater *et al.*, 2008). Estos autores estudian las variaciones de la cohesión y el ángulo de rozamiento en permafrost, con contenidos volumétricos de hielo w_i comprendidos entre el 0 % y el 100 %, y en un rango de temperaturas entre 0 y -5 °C. En el terreno descongelado los granos están en contacto, haciendo que el ángulo de rozamiento sea el máximo mientras la cohesión se mantiene en el valor mínimo (Figura 7A). Por el contrario, con el aumento del contenido volumétrico en hielo, las partículas pueden dejar de estar en contacto, reduciendo así el ángulo de rozamiento, pero aumentando la cohesión del terreno.

A partir de datos recopilados por Arenson y Springman (2005), el trabajo de Nater *et al.* (2008) aporta un método para deducir las componentes friccional y cohesiva del criterio de Mohr-Coulomb para un suelo congelado del que se conocen los parámetros del mismo suelo en estado de descongelación. Estos autores recomiendan desestimar los efectos de la dilatación ($\psi=0$), teniendo en cuenta que el contenido volumétrico en hielo w_i está en relación entre la temperatura del terreno de acuerdo con: $w_i = (-T/5)^{1/2}$. Así, el ángulo de rozamiento interno se ve reducido con el aumento del contenido volumétrico de hielo w_i , según la relación lineal: $\phi' = \phi'_{inicial} - w_i \cdot \phi'_{inicial}$ (Arenson and Springman, 2005). En la zona de estudio alrededor de la BAEGC, donde el valor medio del ángulo de fricción interno es de 49°, se calculan los diferentes ángulos de fricción para diferentes temperaturas entre 0 y -5 °C representados en la Figura 6A. El ángulo de rozamiento del terreno es nulo cuando la temperatura alcanza los -5 °C, ya que w_i crece rápidamente, tomándose del 100% para cualquier $T < -5$ °C.

Por otra parte, según Arenson y Springman (2005), la cohesión c aumenta con el contenido en hielo, además de depender de la temperatura. Según el modelo de estos autores, primero se calcula la cohesión a una temperatura de referencia, por ejemplo -2.1 °C: $c_{T=-2.1^\circ\text{C}} = 534.93 \text{ kPa} \cdot w_i^{1.91}$, a continuación, a cualquier otra temperatura T según:

$$c_T = T \cdot \frac{c_{T=-2.1^\circ\text{C}}}{2.1}$$

Para este trabajo se parte de la cohesión del terreno referencia a -10 °C, que es de 4360 kPa, con la que se calcula para el resto los valores de temperatura. En la Figura 7B se muestra el aumento de la cohesión del suelo con el descenso de la temperatura, con un valor residual de 60 kPa. Operando de igual forma para el resto de las unidades de la columna, según las condiciones de temperatura y contenido en agua en cada una que puede sufrir un cambio de fase, en la Tabla 1 se recogen los parámetros geomecánicos obtenidos.

Considerando Mohr-Coulomb como modelo constitutivo de comportamiento del terreno en este trabajo, el suelo como un medio homogéneo e isótropo congelado se comporta elásticamente, al igual que lo haría estando descongelado, y condicionado por los módulos elásticos de Young E y por el coeficiente de Poisson ν . En el permafrost este comportamiento se ve afectado por la

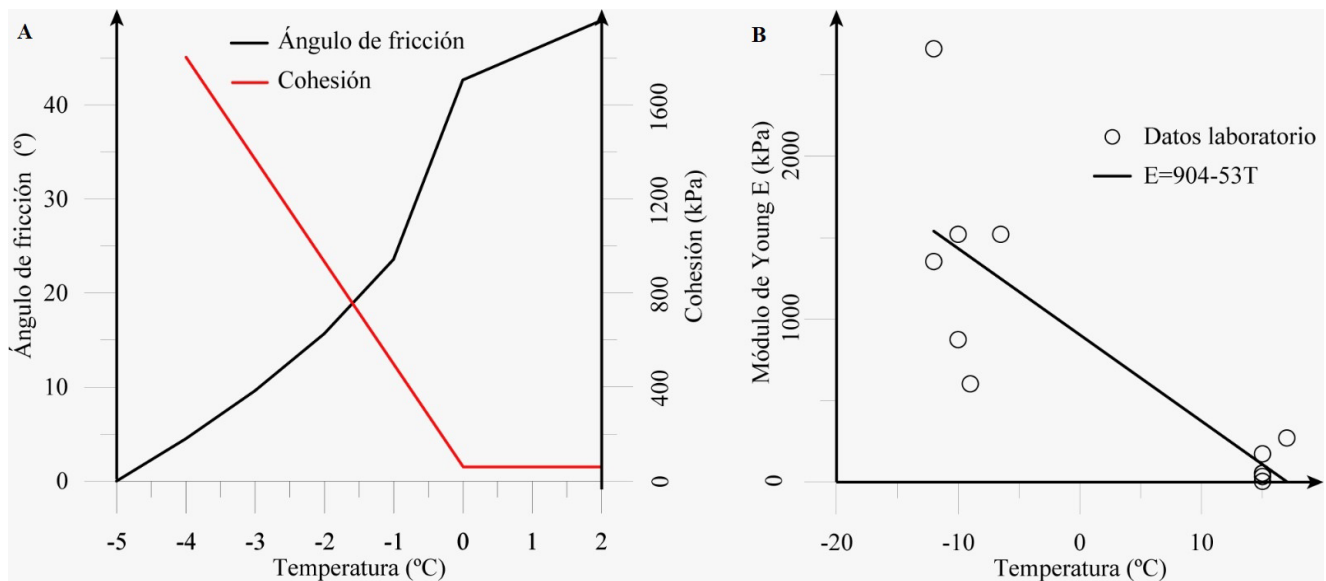


Figura 6. Comportamiento en función de la temperatura de los parámetros utilizados en la caracterización geomecánica del permafrost: A (izquierda) cohesión, y ángulo de fricción interna y B (derecha) módulo de Young.

Figure 6. Temperature-dependent behavior of the parameters used in the geomechanical characterization of permafrost: A (left) cohesion and angle of internal friction and B (right) Young's modulus.

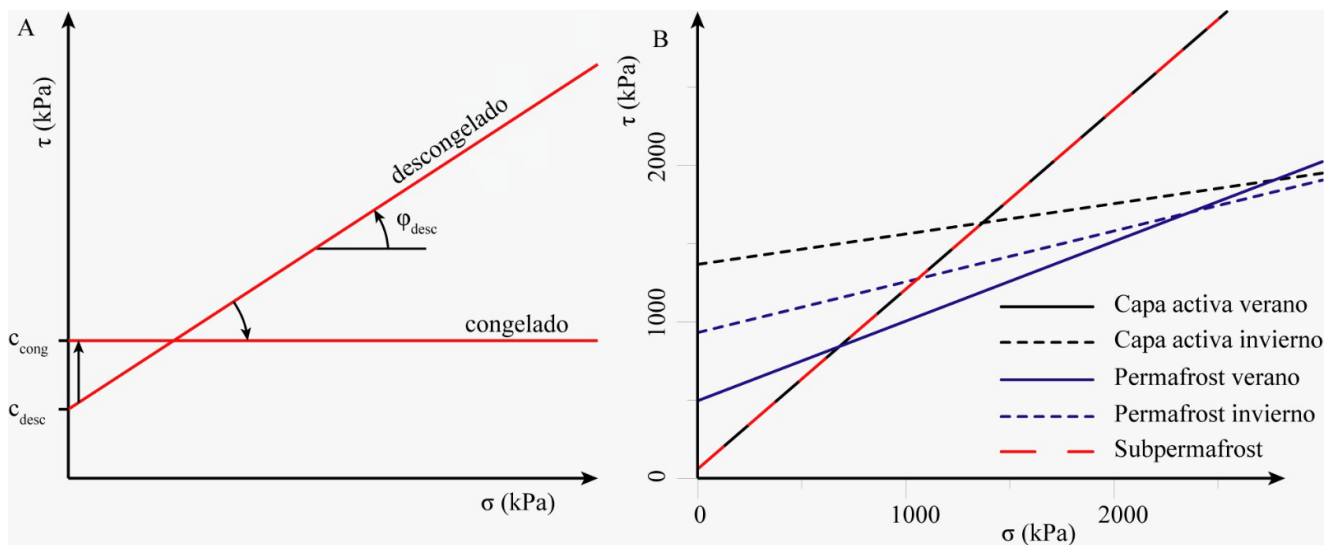


Figure 7. Rectas de resistencia intrínseca en el modelo de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma - \tau$: A (izquierda) modelo conceptual de comportamiento cuando el terreno se congela; B (derecha) aplicación del modelo conceptual de acuerdo a los valores de los parámetros (Tabla 1) en los niveles lito-geomecánicos de la zona de estudio para el régimen de temperaturas estacional.

Figure 7. Intrinsic resistance lines according to the Mohr-Coulomb model in the map $\sigma - \tau$: A (left) conceptual model of behavior when the ground freezes; B (right) application of the conceptual model according to the values of the parameters (Table 1) in the litho-geomechanical layers of the study area for the seasonal temperature regime.

temperatura, el contenido de agua o hielo, la densidad seca y la presión de confinamiento (Anderland and Ladanyi, 2004), puesto que el hielo provoca en el suelo un aumento de la rigidez y una reducción de la compresibilidad. Yang *et al.* (2015) comprueban que el módulo de Young aumenta con el descenso de la temperatura en li-

mos tomados de Campbell Creek Bridge (Alaska), congelados y con diferentes contenidos de agua. Siguiendo el mismo protocolo, el módulo de Young ha sido evaluado en laboratorio a partir de los resultados de los ensayos a compresión simple en condiciones de congelación y descongelación, obteniendo una relación (Figura 6B) entre el

Parámetro	Estación	Unidad lito-geotécnica		
		Capa activa UG-CA	Permafrost UG-PF	Subpermafrost UG-ST
γ_{nat} (kN/m ³)	Verano	17.98	20.44	10.44 (sumergido)
	Invierno			
T media (°C)	Verano	3	-1	1
	Invierno	-3	-2	
φ (°)	Verano	49	27	49
	Invierno	11	18	
c (kPa)	Verano	60	496	60
	Invierno	1368	932	
E (kPa)	Verano	745	957	851
	Invierno	1063	1010	
ν	Verano	0.3	0.3	0.3
	Invierno			
K (m/s)	Verano	1.0 10 ⁻⁴	1.0 10 ⁻¹⁰	1.0 10 ⁻⁶
	Invierno	1.0 10 ⁻⁶		

Tabla 1. Valores de las propiedades geomecánicas de los materiales en la columna tipo del terreno.

Table 1. Values of the geomechanical properties of the materials in the soil type column.

módulo y la temperatura $E = 904 \cdot 53 \cdot T$. En cuanto al coeficiente de Poisson ν , de acuerdo los resultados que obtiene Gold (1977) en ensayos sónicos sobre muestras de hielo a -10 °C, se sugiere que encuentre en torno a 0.3, pudiendo variar en función de las tensiones que se apliquen sobre el hielo. Así pues, como el coeficiente de Poisson medio del suelo descongelado es de 0.3, el coeficiente de Poisson no varía entre los estados de congelación y descongelación, tomándose también este valor para el permafrost del terreno alrededor de la BAEGC (Tabla 1) en las condiciones estacionales invernales o estivales.

Por último, la permeabilidad del suelo se reduce notablemente cuando el suelo se encuentra a una temperatura por debajo del punto de congelación, ya que el agua intersticial que permanecía entre los granos del suelo se solidifica impidiendo el flujo del agua subterránea. Los trabajos de Tokoro *et al.* (2016) y Tokoro (2020) muestran un cambio en la permeabilidad de las arcillas con la temperatura en dos órdenes de magnitud, de $K = 10E-09$ m/s, por encima de 0 °C, a $K = 10E-11$ m/s, para temperaturas inferiores a los 0 °C. Aplicando una reducción equivalente al suelo estudiado en este trabajo, el suelo estudiado en este trabajo pasaría de tener una permeabilidad de $K_{desc} = 1,6E-04$ m/s descongelado, a una permeabilidad de $K_{cong} = 1,6E-06$ m/s congelado, en iguales condiciones de contenido volumétrico en hielo ($w_i = 16\%$). Sin embargo, para el caso del

permafrost, que se considera saturado congelado ($w_i = 1$), se va a tomar una permeabilidad de $1.0E-10$ m/s, tratándose como un material muy poco permeable.

4.3. Dimensionado de la instalación

Este trabajo parte de la hipótesis de que el módulo que se emplazara tendría las mismas características, en cuanto a su diseño constructivo y capacidades, que los módulos de vida que actualmente conforman la BAEGC (Figura 1D). De esta forma, los resultados obtenidos ayudarán a entender el comportamiento que ha tenido el terreno, en caso de que se opere de la misma forma que hasta la actualidad, o proporcionarán información sobre la respuesta que puede tener el terreno frente a diferentes opciones de apoyo. Actualmente, desde la campaña 2008/09, hay dos módulos de vida instalados. Cada uno consta de un barracón prefabricado en acero, aislado por revestimiento térmico, con una base de 18.5 m x 6.50 m y, aproximadamente, 2.7 m de altura. Se encuentra elevado sobre el terreno, mediante 16 apoyos perimetrales (Figura 1E) que separan el módulo del suelo entre 0.5 y 0.75 m, con el fin de nivelarlo y limitar la transmisión térmica, y con una distancia entre ellos de 3.70 m a lo largo y 2.2 m a lo ancho. Considerando su dimensión y el tipo de materiales utilizados para su fabricación, se estima que el peso aproximado del módulo en

vacío será de 5000 kg, lo que podría incrementarse hasta 9000 kg, teniendo en cuenta el mobiliario y el personal que lo habite. De acuerdo con el peso considerado y el número de apoyos colocados, la carga aplicada sobre cada uno de los dieciséis apoyos será, en promedio, de 437.5 kg (variable entre 313 kg y 563 kg). La experiencia del personal de dotación en la instalación de este tipo de infraestructuras permite suponer que el módulo se instalaría con rapidez en el tiempo que dura una Campaña Antártica, al inicio del verano austral. Por lo que, si las cimentaciones es lo primero que se acomete se ha considerado que la temperatura bajo las cimentaciones varía en el tiempo mucho más lentamente que la acometida de la infraestructura.

Además, se ha considerado conveniente tener en cuenta las posibles sobrecargas por nieve, no así por viento, ya que no son objeto de este trabajo el estudio ni la respuesta del terreno a cargas dinámicas. Respecto a la carga de nieve, según los datos recopilados durante diferentes Campañas Antárticas, la acumulación máxima sobre los tejados puede ser de 1 m, lo que supone una sobrecarga de aproximadamente 94000 N, tomando una densidad de la nieve de 80 kg/m³. Repartiendo esta carga entre los apoyos, se obtiene una sobrecarga de 5870 N que, sumada a la carga del módulo, se alcanzan los 10000 N por apoyo, lo que constituirá la carga o sollicitación externa a la que está sometida el terreno y que se repartirá según el tipo de cimentación considerada en este trabajo: zapata, losa rígida y pilote.

5. Modelización mediante elementos finitos

El terreno natural, como sistema roca-agua-hielo, se encuentra expuesto a los procesos físicos térmicos, hidráulicos y mecánicos (Li *et al.*, 2019) que interactúan entre sí, dando lugar a un sistema acoplado que controla su respuesta a esfuerzos y flujos térmicos e hidráulicos. Por ejemplo, el flujo de energía entre estructura-atmósfera-suelo controla la extensión de la capa activa de acuerdo con los cambios de estado, su saturación, los flujos hidrogeológicos inter- e intra- unidades y las propiedades geomecánicas, hidráulicas y térmicas. Los cambios en los niveles piezométricos, las presiones de poro y en la extensión del terreno descongelado modifican lentamente el volumen y el estado tenso-deformacional del terreno que se encuentra sometido a unas cargas litostá-

ticas y sollicitaciones externas. Externamente a estos procesos, la dinámica atmosférica actúa como motor aportando flujos variables de energía solar y de agua que se incorporan al sistema perturbando paulatinamente en el tiempo los flujos de energía y materia que se producen entre los elementos del sistema.

Para las condiciones y alcance en las que se lleva a cabo este estudio, así como en otros casos que resuelve la ingeniería geológica-geotécnica, el momento, la corta duración, aislamiento y rápida ejecución de la obra de cimentación, tratando de aminorar el impacto medioambiental, se traduce en adoptar una aproximación simplificada del acoplamiento termo-hidro-mecánico puramente mecánica estacionaria, con la influencia de la hidrogeología o saturación estática, en el que se estudia el comportamiento del suelo en diferentes condiciones térmicas desacopladas (verano e invierno), conociendo cuáles son los parámetros del material en cada escenario, ya que la tasa de cambio de las condiciones térmicas del terreno son más lentas que la construcción. En futuros trabajos, se abordará el problema termo-hidro-mecánico acoplado sobre un terreno heterogéneo, el cual resulta de gran interés para analizar los efectos a largo plazo, como los debidos al clima o antrópicos.

5.1. Formulación del problema: ecuaciones a resolver

En este escenario, el problema mecánico aquí resuelto se divide en dos partes: una, correspondiente al comportamiento elástico del suelo y otra, al mecanismo de rotura, en caso de que sean superadas sus capacidades resistentes. A priori, el modelo de comportamiento elástico es descrito por la ley de Hooke: $\sigma = E \cdot \varepsilon$, base del modelo de Mohr-Coulomb, supone el suelo continuo, homogéneo, con elasticidad lineal e isotrópica. Aun siendo a priori un modelo simplificado, éste permite obtener una información relevante sobre la respuesta del terreno, sin que el error de las aproximaciones obtenidas, respecto al comportamiento real, penalice de forma sensible la calidad de la interpretación, al menos cualitativa, de los resultados. Es el modelo más simple de resolver numéricamente, puesto que la tensión σ es función lineal de las deformaciones ε , que son gobernadas por los módulos de elasticidad (E y ν) del suelo. Este modelo se considera válido para modelar estructuras masivas y rocas sanas, pero

tiene limitaciones: el comportamiento del suelo real no suele ser lineal e irreversible y, en ciclos de carga y descarga, los módulos elásticos varían. Además, Los estados tensionales no están acotados, lo que resulta en un comportamiento de resistencia infinita, por lo que se debe tener precaución a la hora de modelar materiales muy cargados y con grandes deformaciones, no siendo este el caso. En cuanto al criterio de rotura, se ha indicado en los apartados anteriores que Mohr-Coulomb es una aproximación válida a la modelación del comportamiento del suelo y del pergelisuelo.

Las ecuaciones que rigen la deformación estática de un suelo en estas condiciones se formulan dentro del marco de la mecánica de medios continuos, cuya ecuación de equilibrio es: $L^T \cdot \sigma + \rho b = \rho \ddot{u}$, y donde L^T es un operador diferencial transpuesto para el problema 3D, cuya forma es:

$$L^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \end{bmatrix}$$

Esta ecuación de equilibrio relaciona las derivadas espaciales de las seis componentes del vector tensiones σ , con las tres componentes del vector fuerzas másicas o cargas b , y las fuerzas inerciales. Si el problema es estacionario ($\ddot{u} = 0$) y para deformaciones pequeñas, sin separaciones o traslapes entre partículas del material, el requerimiento de compatibilidad geométrica se consigue imponiendo que la variación de los desplazamientos cumpla con la siguiente ecuación de deformación o ecuación de relación cinemática: $\varepsilon = L \cdot u$, que expresa la relación entre la matriz de pequeñas deformaciones ε con las derivadas, a través de L , de las tres componentes del desplazamiento u . El nexo entre la relación de equilibrio y la cinemática es una relación o ley constitutiva que representa el comportamiento del material o suelo como, por ejemplo, la relación esfuerzo-deformación (módulo de Young E). La forma general de esta ecuación constitutiva es: $\dot{\sigma} = \dot{\varepsilon} \cdot M$.

La combinación de estas tres ecuaciones: equilibrio, cinemática y constitutiva, da lugar a una ecuación de derivadas parciales de segun-

do orden en los desplazamientos u . No obstante, en vez de combinarse de forma directa, la ecuación del equilibrio se reformula de acuerdo con el principio variacional de Garlekin que recoge la variación del desplazamiento cinemáticamente admisible. Aplicando el teorema de Green para integrales parciales en el primer término de la ecuación anterior se obtiene la siguiente ecuación, que introduce una integral de contorno en la que aparece el contorno de tracción:

$$\int \partial \varepsilon^T \sigma dV = \int \partial u^T b dV + \int \partial u^T t dS$$

Empleando un esquema incremental para representar la evolución del estado de tensiones de σ^{i-1} a σ^i y considerando que, para un estado actual i , las tensiones desconocidas σ^i pueden simplificarse, la expresión general a resolver, en función de la posición en 3D y el tiempo t , es:

$$\int \partial \varepsilon^T \Delta \sigma dV = \int \partial u^T b^i dV + \int \partial u^T t^i dS - \int \partial \varepsilon^T \sigma^{i-1} dV$$

Para resolver el estado de tensiones σ^i aplicamos el método de elementos finitos (MEF), para el que el medio continuo es discretizado en elementos triangulares o cuadrangulares (para el problema 2D) formados por nodos (Potts and Zdravkovic, 1999, Zienkiewicz *et al.*, 2013). Cada nodo tiene un número de grados de libertad correspondientes al número de incógnitas del problema que se desea resolver. En este caso los grados de libertad en cada nodo corresponden a las componentes del desplazamiento: 2, en un problema 2D o 3 en un problema 3D. Conocidos los desplazamientos nodales, el desplazamiento u en cada elemento es obtenido a partir de los valores discretos de los nodos en un vector v , usando funciones de interpolación o funciones de forma, que se recopilan en la matriz N : $u = N \cdot v$, con la que, teniendo en cuenta la relación cinemática, se obtiene: $\varepsilon = L \cdot N \cdot v = B \cdot v$. En esta ecuación, B es la matriz de interpolación de las deformaciones, que contiene las derivadas espaciales de las funciones de interpolación. Incorporando las relaciones de u y ε en la expresión general, se escribe (Brinkgrever and Broere, 2006) su forma discreta como:

$$\int (B \partial v)^T \Delta \sigma dV = \int (N \partial v)^T b^i dV + \int (N \partial v)^T t^i dS - \int (B \partial v)^T \sigma^{i-1} dV$$

Sacando de la integral los desplazamientos:

$$\partial v^T \int B^T \Delta \sigma dV = \partial v^T \int N^T b^i dV + \int N^T t^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV$$

Asumiendo que esta ecuación es válida para cualquier desplazamiento ∂v^T cinemáticamente admisible, se puede describir como:

$$\int B^T \Delta \sigma dV = \int N^T b^i dV + \int N^T t^i dS - \int B^T \sigma^{i-1} dV$$

Esta ecuación muestra la condición de equilibrio en forma discreta. En el segundo miembro de la igualdad, el primer y el segundo término representan el vector de fuerzas aplicadas al terreno en el momento actual “i” y el último término representa el vector de reacciones en la iteración anterior. La diferencia entre ambos vectores se equilibra con un incremento de tensión $\Delta \sigma$ del primer miembro. La relación entre el aumento de tensiones y el aumento de deformaciones usualmente es no lineal, como resultado, el aumento de deformaciones generalmente no puede ser calculado de manera directa y es necesario un procedimiento global iterativo, recogido en Brinkgrever y Broere (2006), para satisfacer la condición de equilibrio, para cada punto del material en el que ha discretizado por MEF.

5.2. Geometría del problema: dominio de simulación

Para poder realizar un modelo correcto del comportamiento del terreno es importante construir una geometría del problema lo más aproximada a la realidad natural. El perfil longitudinal I-I' (Figura 8) de la superficie del terreno sobre el que se asienta la Base se ha obtenido del modelo digital de elevaciones realizado durante la última Campaña Antártica mediante restitución fotogramétrica de un vuelo UAV (Figura 8A). Ladera abajo (I'), su perfil natural ha sido modificado con un pequeño desmonte para nivelar la plataforma sobre la que se asientan los módulos que componen la BAEGC. El punto I, donde se estima que recupera la traza original, se toma como límite lateral Sur del dominio de simulación (Figura 8B). Tras la plataforma se reconoce el acantilado y la playa a Puerto Foster. El resalte al pie del acantilado corresponde a los bloques llenos de material piroclástico que se emplean para ralentizar la

erosión litoral. El punto I', o borde lateral Norte del dominio (Figura 8B), se toma tierra a dentro, desde la cara del acantilado, donde se espera que no haya influencia del *criopeg*. La profundidad máxima del modelo, de unos 27 m en el punto I y de 20 m en el punto I', está limitada por el conocimiento que se tiene del terreno y por la distancia a la que se espera que sean despreciables las deformaciones producidas por las cargas impuestas en las cimentaciones.

La distribución de los materiales en profundidad (Figura 8B) se ha hecho de acuerdo a las unidades geotécnicas que se han establecido en la columna lito-geomecánica (Figura 4A). Cada una de ellas se dispone en capas paralelas al perfil de la superficie de acuerdo a su distribución en profundidad: UG-CA de 0 a 0.5 m, UG-PF de 0.5 a 2.5 m y UG-ST de 2.5 a 20 – 27 m (por la diferencia de cotas). Sus propiedades geomecánicas (Tabla 1) se han asignado según los escenarios estacionales de verano e invierno que serán estudiados y resueltos numéricamente.

La distribución de cargas y cimentaciones se ha establecido alineada con los módulos existentes, de forma paralela a la costa y a media ladera, aproximadamente a 20 m de la cresta del acantilado (Figura 8). Los apoyos se colocarán separados 6.50 m de centro a centro. En el cálculo de asientos en suelos granulares, el procedimiento habitual es el de dimensionar las cimentaciones en base a los asientos, no siendo necesaria la comprobación de la seguridad frente al hundimiento del terreno, pues está asegurada con un coeficiente de seguridad elevado (Muzás, 2007).

Las zapatas consideradas como cimentación a evaluar son cuadradas con lados de 0.40, 0.80 y 1.20 m, y con canto igual a la mitad del lado, es decir, 0.20, 0.40 y 0.60 m, respectivamente. Se han diferenciado dos condiciones térmicas, invierno y verano, aunque las Campañas Antárticas se llevan a cabo siempre durante el verano austral. De este modo, las condiciones de invierno hacen referencia a un momento del inicio estival, cuando el suelo aún mantiene las características invernales; y las condiciones de verano representan un periodo terminal del verano, cuando el suelo ya ha sufrido una modificación de sus parámetros por el aumento de la temperatura ambiental. En ambas condiciones térmicas, se han evaluado los tres tamaños de zapata indicados a dos profundidades de cimentación: directamente apoyada en la superficie y enclavada en el terreno sobre el permafrost.

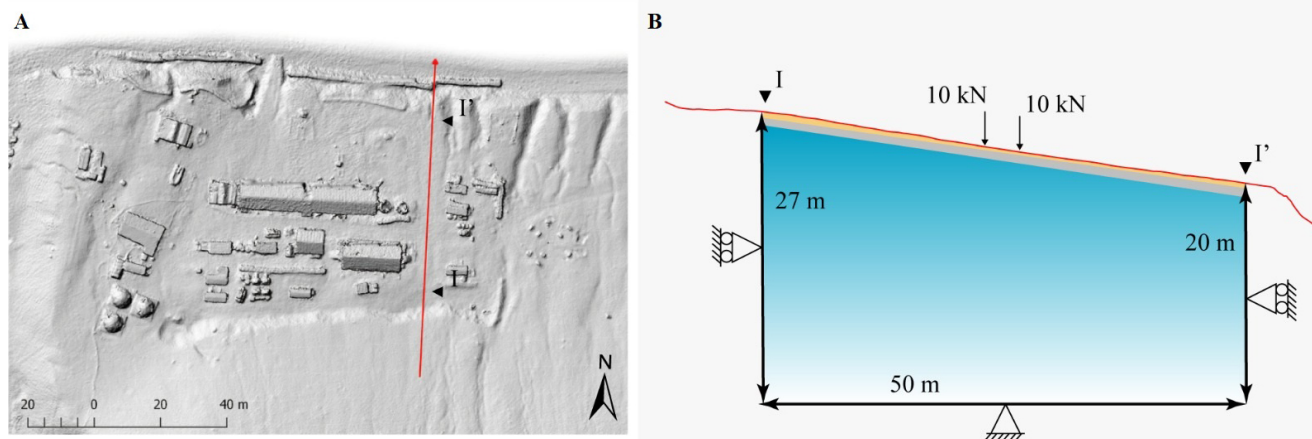


Figura 8. A (izquierda) Modelo digital de elevaciones obtenido de la restitución de un vuelo UAV sobre la zona de estudio sobre el que se localiza la traza en superficie del perfil a modelizar. B (derecha) sección vertical del perfil, dimensiones y condiciones de contorno utilizadas en la modelización con MEF.

Figure 8. A (left) Digital elevation model derived from the restitution from UAV flight over the study area on which the surface trace of the profile to be modelled is located. B (right) Vertical section of the profile, dimensions and boundary conditions used in FEM modelling.

En cuanto a la losa rígida, siguiendo las recomendaciones mencionadas en el apartado 1.1. de *cimentaciones en permafrost* y pese a las limitaciones medioambientales a la hora de ejecutar la obra y su movimiento de tierras (Protocolo al Tratado Antártico sobre Protección del Medio Ambiente, BOE-A-1998-3726, 1998), se ha modelizado la geometría de una losa cuyas dimensiones siguen las pautas indicadas en el capítulo 7 del Reglamento para Concreto Estructural (ACI, 2015). El canto de la losa, teniendo en cuenta las dimensiones del módulo (18.5 m de longitud y 6.5 m de ancho) y que se puede encontrar simplemente apoyada o biapoyada sin voladizos, se ha tomado de 0.9 m.

Por último, se ha evaluado la cimentación mediante pilotes, de uso generalizado en permafrost; obviando también en este caso las limitaciones medioambientales y operacionales, se han modelizado pilotes de 0.4 m de diámetro, introducidos, de acuerdo con las recomendaciones, 1 m en el pergelisol.

5.3. Resolución numérica

Los modelos numéricos geomecánicos requieren la aplicación de condiciones iniciales en los puntos interiores al dominio de simulación y de contorno en los límites exteriores o fronteras del dominio. A pesar de resolver un problema estacionario, el estado de cargas inicial que se asigna a todos los puntos del dominio es la carga litostática que depende del peso de la columna

de material que soporta localmente cada punto. Esta carga depende linealmente de la profundidad y de las densidades de cada uno de los materiales, según su estado y saturación, que se encuentran por encima de cada punto. Las condiciones de contorno pueden aplicarse para la tensión o los desplazamientos. La magnitud de las tensiones o desplazamientos aplicados afecta notablemente al estado de tensión en el modelo. Por lo tanto, la elección de las condiciones de contorno es un paso esencial en las simulaciones geomecánicas. Así, las condiciones de contorno asignadas en las fronteras o límites Norte y Sur son de desplazamiento relativo nulo en la horizontal, solo admisible en la vertical, y en el límite inferior de desplazamiento nulo en todas las direcciones (Figura 8B). La superficie del terreno se considera sin restricciones en los desplazamientos que pueda tener con excepción de los elementos que corresponden a las cimentaciones rígidas en las que se impone la carga de 10 kN como condición de contorno.

Por último, se han seleccionado los elementos con los que se discretiza la geometría del problema (Figura 9). La sencillez de los elementos y la posibilidad de un tamaño reducido permiten trabajar con geometrías muy complejas y detalladas utilizando elementos que aproximan la realidad y facilitan el cálculo ingenieril aproximado numéricamente para un determinado problema. Si la malla es muy fina habrá una mayor discretización, con un aumento en el número de elementos y de nodos, por lo tanto, salvo dificultades en la regu-

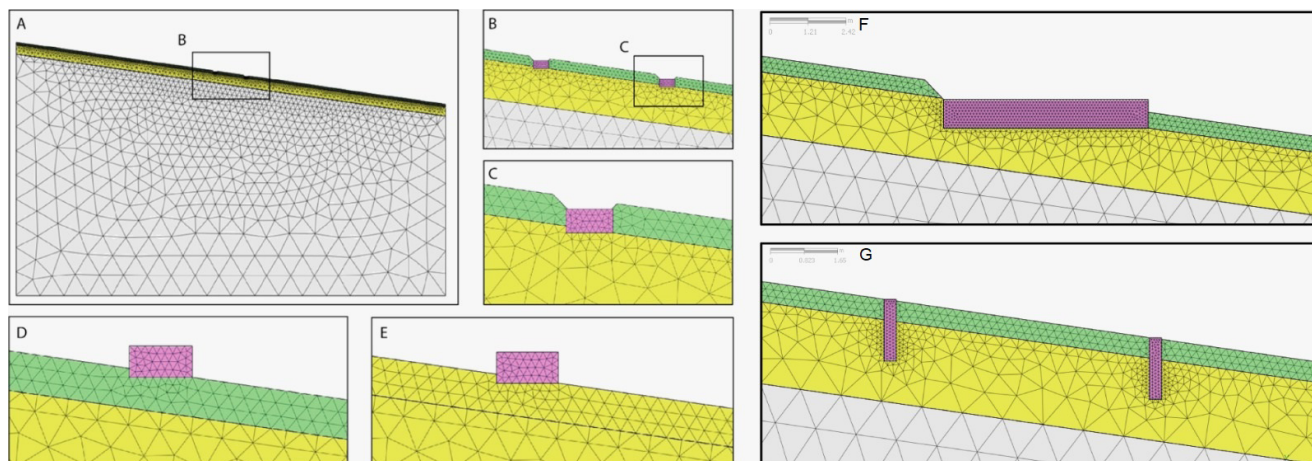


Figura 9. Mallados con elementos triangulares de: A) la zona de estudio adaptado a la geometría de los niveles de la columna lito-geomecánica, y de las diferentes cimentaciones analizadas en el trabajo: B) D) y E) para zapatas, F) para losa, y G) para pilotes.

Figure 9. Meshes with triangular elements of: A) the study area adapted to the geometry of the litho-geomechanic column layers, and of the different foundations analyzed in the paper: B) D) and E) for pads, F) for slabs, and G) for piles.

laridad de la función, no linealidades, o grandes deformaciones sobre mallas de tipo lagrangiano (la malla se desplaza con el material), o falta de convergencia en problemas transitorios al no respetar la condición CFL, es de esperar una mejor aproximación en los resultados; sin embargo, en general, un exceso de elementos puede hacer que la memoria exigida aumente notablemente y el proceso de cálculo sea lento al tener que resolver un sistema de ecuaciones mayor. Para reducir el coste computacional, el tamaño máximo de los elementos de la malla aumenta con la profundidad, ya que las variaciones del campo de deformaciones y esfuerzos serán mucho menores que en superficie, donde están actuando las cargas y es necesario un mayor detalle en la solución. Por ello se han tomado de 0.1 m en las cimentaciones, 0.2 m en la capa activa, 1.0 m en el permafrost y 5.0 m en el acuífero. Para determinar la sensibilidad del modelo a la regularidad de la solución se han utilizado, por separado, elementos triangulares y cuadrangulares.

El MEF ensambla la respuesta de cada elemento, a través de las funciones de forma y de su conectividad según la geometría, distribución del mallado y las condiciones de contorno establecidas anteriormente, en una matriz de rigidez K , incorporando el equilibrio de las acciones actuantes en los nodos con las condiciones de contorno. Con la matriz de rigidez K se construye un sistema de ecuaciones $K \cdot u = F$, en el que F es el vector de cargas, u es el vector de desplazamientos a calcular numéricamente en sus dos componentes

(para el problema 2D) sobre cada nodo de la malla de elementos finitos. El modelo y su resolución numérica, para cada caso configurado según su cimentación y escenario estacional, ha sido realizado sobre MIDAS GTS-NX. Este software de elementos finitos todo en uno (pre-, procesado y post-) está enfocado a resolver problemas 3D y 2D de geotecnia (GTS-NX, Geotechnical and Tunnel System, Next generation framework), como: fundaciones profundas, excavaciones, sistemas de túneles, análisis de flujo, análisis de consolidación, diseño de terraplenes, análisis de estabilidad de taludes y análisis dinámicos.

6. Resultados

Las simulaciones efectuadas han permitido resolver, sin problemas de estabilidad, convergencia y computacionales, todos los casos contemplados en el plan de ensayos propuesto (Tabla 2) para las diferentes cimentaciones en cada escenario estacional. Como muestran las figuras en las que se presentan gráficamente las distribuciones de desplazamientos totales (módulo del vector desplazamiento) obtenidos en cada caso (figuras 10 y 11), una vez cargado litostáticamente el material al inicio, en ninguno se han manifestado desplazamientos aberrantes o efectos de borde; asimismo, los desplazamientos obtenidos a partir de los 15 m de profundidad aproximadamente son despreciables, por lo que las dimensiones del dominio han resultado adecuadas para acomodar el efecto de las cargas impuestas, con

Tipo de cimentación y dimensión		Máximo desplazamiento ($\cdot 10^{-2}$ m)	
		Invierno	Verano
Losa	18.5 x 6.5 x 0.9 m	3.58	3.74
Pilotes	Ø 0.4 x 1.5 m	3.53*	3.60
Zapata en superficie	0.4 x 0.2 m	4.24	5.81**
	0.8 x 0.4 m	3.98	4.04
	1.2 x 0.6 m	3.81	3.86
Zapata a 0.5 m	0.4 x 0.2 m	4.00	4.10
	0.8 x 0.4 m	3.74	3.84
	1.2 x 0.6 m	3.57	3.65

Tabla 2. Máximos desplazamientos calculados numéricamente para cada cimentación y escenario estacional.

Table 2. Maximum displacements numerically calculated for each foundation and seasonal scenario.

desplazamientos nulos en los 3 límites subterráneos del dominio. La diferencia entre los resultados obtenidos usando un mallado triangular frente a usar un mallado de cuadrángulos es prácticamente indistinguible, ya que no supera el 2%. Así pues, los valores que se recogen en este apartado se refieren a la resolución del problema numérico utilizando una malla de elementos finitos triangulares de 3 nodos. Para esta elección, las deformaciones calculadas en el escenario de invierno suponen que la cimentación entra hipotéticamente en carga justo antes de finalizar esta estación, es decir antes de que se establezcan las condiciones del efecto del verano en la capa activa; y solo se han superado los límites de rotura con plastificación en los casos de zapata de 0.8 x 0.4 m a sobre el permafrost (Figura 10A) durante el verano, con la rotura localizada en los elementos que se encuentran en el contacto de la rasante del terreno con el apoyo.

La construcción de la losa de 18.5 x 6.5 x 0.9 m en la zona propuesta como ubicación, a la misma distancia del acantilado, alrededor de 20 m, que la que se encuentran actualmente los módulos precisa de un pequeño desmonte para la nivelación cuya zanja profundiza algo más de 1 m, penetrando en el permafrost. Por lo cual, no se ha considerado las opciones constructivas en superficie o a profundidad para este caso. Los valores de desplazamientos obtenidos con esta cimentación, de 0.0358 m y 0.0374 m, entre hacerlo en invierno o verano respectivamente, difieren un 4%. Aunque en el caso del invierno el máximo desplazamiento se reparte uniformemen-

te sobre toda la extensión de la losa, afectando el terreno a mayor profundidad, en verano no es así (Figura 10B), lo cual podría implicar un pequeño asiento diferencial entre un lado y otro de la losa, que se traduciría en un giro de la losa en sentido dextral, al hundirse más su lado derecho o Norte, a favor de la pendiente original del terreno y los materiales.

El caso de los pilares se presenta único, como en el caso de la losa, al tener una longitud de 1.5 m se hincan 0.5 m en el permafrost, por lo que no se distingue la opción en superficie. El terreno afectado por la carga tiene una extensión total semejante al de la losa, aunque los valores máximos son inferiores a éste, tanto en invierno, con un desplazamiento máximo de 0.0353 m, como en verano (Figura 10C), de 0.036 m, menos de un 2% de diferencia entre un escenario constructivo y otro.

La menor longitud de las zapatas (0.4, 0.8 y 1.2 m) permite que su apoyo pueda realizarse tanto directamente sobre la superficie, sin tocar el permafrost, como profundizando hasta que se apoyen sobre el permafrost a 0.5 m, atravesando la capa activa, congelada si se hace en el escenario de invierno o no si se hace en el de verano. Los desplazamientos son mayores si la obra se acomete en verano, aumentando en promedio un 2%, excepto para el caso de 0.4 x 0.2 m que llega ser del 27%, respecto a los desplazamientos de todas las zapatas en invierno. Independientemente del tamaño de la zapata, todas provocan unos desplazamientos mayores si se apoyan en la superficie que si lo hacen en profundidad, con dife-

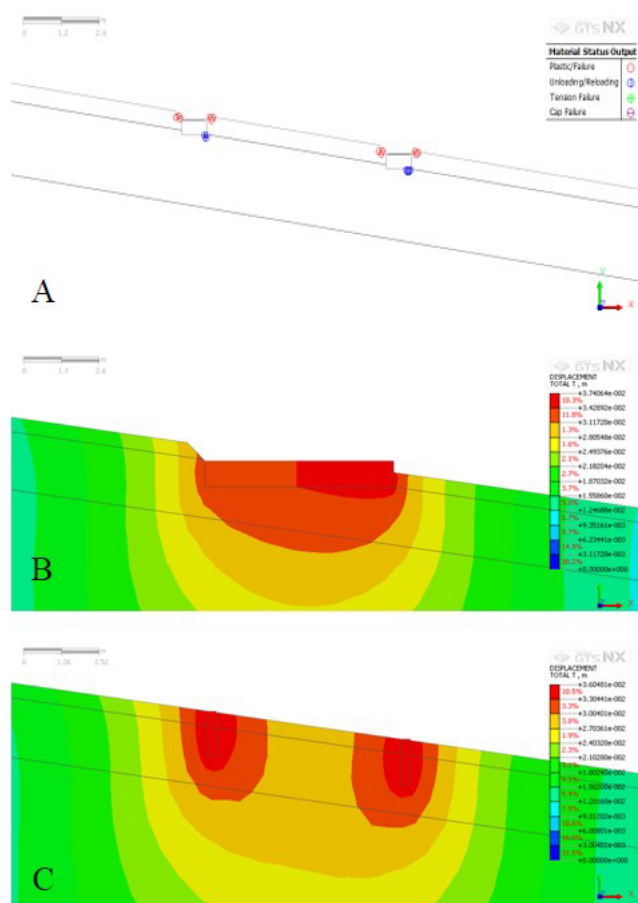


Figura 10. Detalle ampliado, según figuras 9A y 9B, sobre el dominio de simulación de los resultados numéricos de A (arriba) los puntos de plasticidad y rotura para la zapata de 0.8 x 0.4 m a 0.5 m de profundidad; B (centro) los valores de desplazamientos producidos por la losa construida en verano; y C (abajo) los valores de desplazamientos producidos por el pilote construido en verano.

Figure 10. Enlarged detail, according to figures 9A and 9B, of the numerical results on the simulation domain of A (top) the plasticity and failure points for the 0.8 x 0.4 m pad at 0.5 m in deep; B (center) the values of displacements produced by the slab built in summer; and C (bottom) the values of displacements produced by the pile built in summer.

rencias, entre un caso y el otro, del orden de un 6%, tanto en invierno como en verano. El mayor desplazamiento, con 0.0581 m, se da en la zapata de 0.4 x 0.2 m construida sobre la capa activa en verano; y el menor de los máximos se da para la zapata de 1.2 x 0.6 m construida en invierno sobre el permafrost a 0.5 m de profundidad.

De los máximos desplazamientos calculados en el dominio el menor, de 0.0353 m, se produce con pilotes (* en la Tabla 2) y el mayor, de 0.0581 m, con zapata de 0.4 m de lado apoyada en superficie (** en la Tabla 2). En todos los casos simulados los valores máximos de los desplazamientos se encuentran localizados alrededor de

la estructura utilizada como apoyo y no superan los 0.06 m. Los valores que han sido referidos anteriormente se encuentran recogidos en la Tabla 2, para cada uno de los tipos de cimentaciones y escenarios estacionales de este trabajo.

7. Discusión

El comportamiento mecánico del terreno es notablemente diferente en función de las condiciones térmicas en las que se encuentre (Tabla 1), afectando de forma directa a la magnitud y alcance de las deformaciones producidas por las cargas según los parámetros impuestos a los materiales. De acuerdo a las condiciones establecidas en los escenarios estacionales para la columna de suelo en el entorno de la BAEGC, el ángulo de rozamiento se ve reducido hasta un 78% en la capa activa y un 33% en el permafrost, mientras que la cohesión aumenta un 96% y 47%, respectivamente, y el módulo de Young un 30% y un 5%. El terreno saturado que se encuentra bajo el permafrost no sufre estas variaciones tan importantes, puesto que su temperatura es, a efectos prácticos, constante. La cohesión obtenida es elevada para los valores normales de un suelo, incluso para uno altamente cohesivo. No obstante, para este trabajo se aceptan estos valores, ya que se ha de tener en cuenta que, por un lado, dicha cohesión es debida al hielo embebido en la estructura granular y, por otro lado, son valores calculados, estimaciones de la respuesta del terreno que deben ser verificadas mediante ensayos.

La variación entre las deformaciones que se producen en condiciones de invierno y verano son de entre el 1% y el 4%, considerándose reducidas en comparación con la variación de los valores de cohesión que, en el caso de la capa activa, en invierno alcanzan valores de hasta 20 veces los del verano. Por otro lado, las deformaciones obtenidas resultan algo elevadas pero aceptables, si se comparan con las recomendaciones estándar, como las de Terzaghi *et al.* (1948) o de Skempton y McDonald (1956), que limitan el asiento máximo de zapatas en materiales granulares a 0.04 a 0.06 m. Sin embargo, esta limitación es menos restrictiva si se compara con la norma MV-101, en la que se admiten asientos de hasta 0.05 m para estructuras prefabricadas en terrenos granulares.

Los resultados numéricos obtenidos para la losa rígida apuntan a ser, a priori, la cimentación

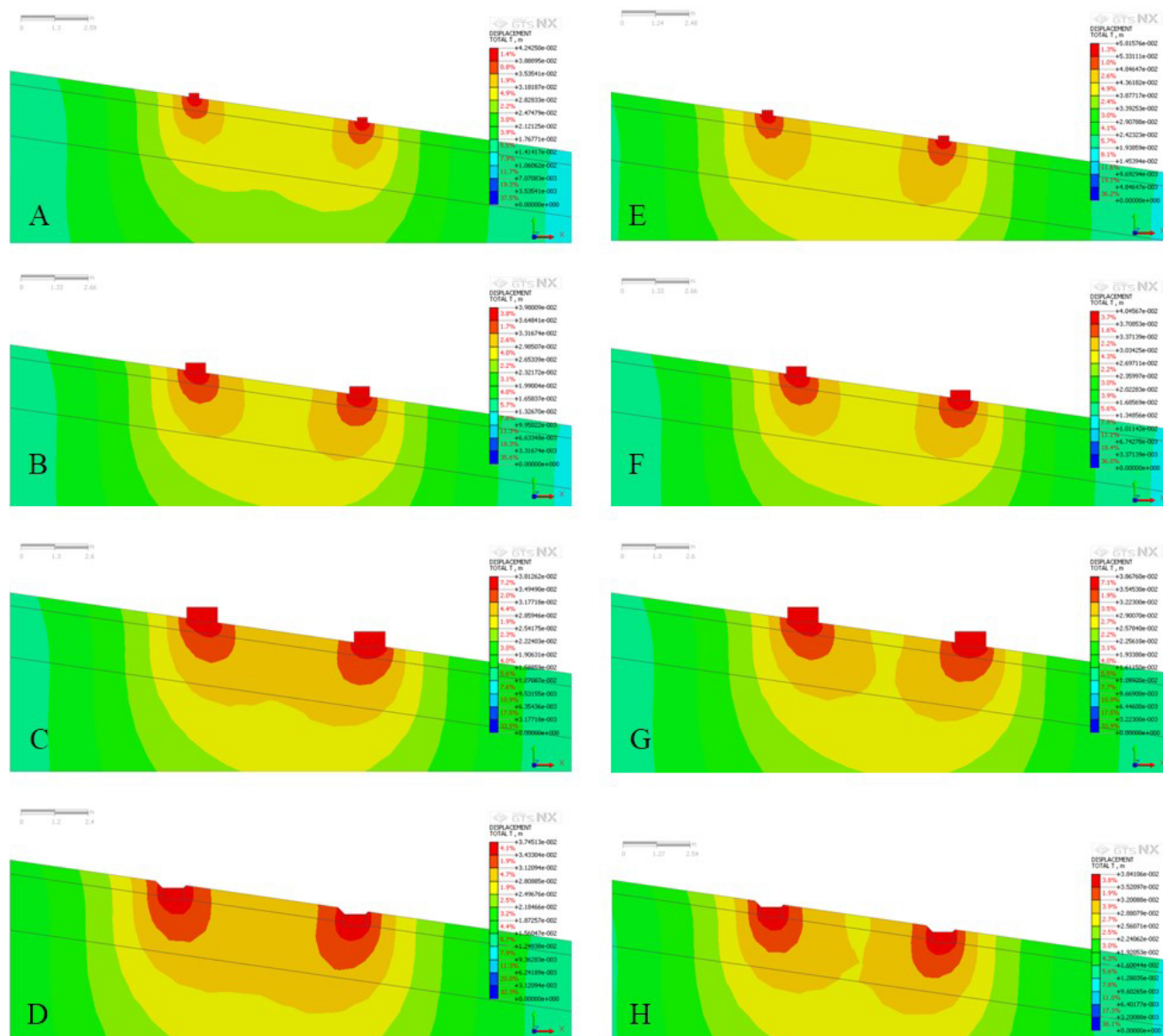


Figura 11. Detalle ampliado, según figuras 9B a 9E, sobre el dominio de simulación de los resultados numéricos de los valores de desplazamientos producidos por la zapata de A) 0.4 x 0.2 m, B) 0.8 x 0.4 m, C) 1.2 x 0.6 m, D) 0.8 x 0.4 m a 0.5 m de la superficie, en invierno; la zapara de: E) 0.4 x 0.2 m, F) 0.8 x 0.4 m, G) 1.2 x 0.6 m, H) 0.8 x 0.4 m a 0.5 m de la superficie en verano.

Figure 11. Enlarged detail, according to figures 9B to 9E, on the simulation domain of the numerical results of the displacement values produced by the pad of A) 0.4 x 0.2 m, B) 0.8 x 0.4 m, C) 1.2 x 0.6 m, D) 0.8 x 0.4 m at 0.5 m from the surface, in winter; the pad of: E) 0.4 x 0.2 m, F) 0.8 x 0.4 m, G) 1.2 x 0.6 m, H) 0.8 x 0.4 m at 0.5 m from the surface, in summer.

más adecuada, ya que el desplazamiento máximo es de los más bajos, la transmisión de los efectos en verano es menor, y tiene las diferencias más importantes entre que su construcción se realice en verano o invierno. El mayor problema se debe a los asentamientos diferenciales que pueden producirse en el caso de optar por su construcción en verano, un pésimo escenario cuando un extremo del módulo apoya sobre una porción de suelo más congelado (en el lado izquierdo o Sur) que en el otro extremo (lado derecho o Norte). En esta si-

tuación se obtendría una distorsión angular de 1/500 en el lado más largo, aceptable según las indicaciones de Bjerrum (1963); y de 1/200 en el lado más corto, de mayor importancia por posibles daños en la estructura. Si se optase por la construcción en invierno, el hecho de abrir una zanja para tal fin, dificultaría el aislamiento y perturbaría las condiciones térmicas de la capa activa lo que puede llegar a provocar su deterioro durante la obra, según sea su duración podría encontrarse en una situación semejante a la construcción en ve-

rano, igualmente con asientos diferenciales, comprometiendo la integridad de la infraestructura. Descartando la opción de losa, los pilotes producen un desplazamiento mínimo de 0.0353 m, instalados antes de que la capa activa se funda (Tabla 2), sin embargo, constructivamente, la perforación de 1.5 m de terreno congelado con un diámetro de 0.4 m exige una maquinaria pesada de difícil logística y con un considerable impacto medioambiental de la operación. Descartada igualmente la posibilidad de llevar a cabo el cimiento mediante pilotes, el menor desplazamiento producido es por zapatas de 1.2 x 0.6 m en superficie, cimentadas en condiciones de invierno austral (a principios de campaña).

Parece acertado inferir que, con los desplazamientos obtenidos numéricamente, y con las apreciaciones de unos 0.12 m de los mayores descalces bajo los apoyos de la BAEGC que han estimado los equipos de mantenimiento de la dotación del ET que interviene en las campañas, la diferencia de altura que se observa año tras año entre los apoyos de los módulos y el terreno no está provocada íntegramente por los asientos, sino que se superpone el efecto de la erosión que los flujos sub superficiales pueden producir, originados por el deshielo de la capa activa e, incluso, por la reducción del volumen de esta con el deshielo. Tras analizar esta posibilidad, se ha observado que en el estudio de temperaturas del terreno se determinó que las pérdidas de calor en el módulo de vida son muy reducidas gracias a su aislamiento, con temperaturas de 2 °C a 3 °C, pero, ladera arriba del módulo, se encuentran la incineradora, el cuarto de ropa náutica y el grupo electrógeno, que presentan temperaturas de hasta 10 °C en el suelo. Es posible que estas instalaciones provoquen un mayor deshielo del permafrost, dando lugar a esta escorrentía sub superficial que, a través de la capa activa, erosiona el terreno sobre todo en las inmediaciones de los apoyos, cuestión que habrá que analizar con detalle in situ en próximas campañas.

8. Conclusiones

La construcción en las regiones con permafrost requiere una profunda comprensión de la naturaleza del terreno y los problemas que su presencia presenta. Las regiones de alta latitud de los hemisferios norte y sur están cubiertas de permafrost. Cuando se debe colocar un edificio

sobre el permafrost, se debe utilizar prioritariamente un diseño adecuado al terreno periglaciario. Las zonas de permafrost discontinuo suponen el mayor desafío de ingeniería. El permafrost discontinuo y/o esporádico, como ocurre en regiones semejantes al entorno de la BAEGC, es muy frágil porque está virtualmente en un delicado equilibrio que fácilmente se inclina hacia su fusión. Cualquier circunstancia que cambie las condiciones térmicas en el sitio, que aumente la temperatura del suelo, hará que se desestabilice hacia la fusión. Si un sitio no está cubierto por permafrost inestable, entonces se puede utilizar una construcción convencional menos costosa. Sin embargo, si hay permafrost discontinuo e inestable al deshielo, los cimientos construidos convencionalmente y la estructura que soporten fallarán al derretirse el permafrost. Determinar el diseño necesario y la construcción que se requieren para proteger contra los asentamientos del terreno es un problema difícil y crítico en esta región. Como objetivo principal de este trabajo se propuso entender el comportamiento mecánico tenso-deformacional de un suelo afectado por el permafrost, cuya porción superior se congela y descongela a lo largo del año, para poder así determinar la bondad de diferentes tipos de cimentación de un módulo que se instale como ampliación de la BAEGC en Isla Decepción (Shetland del Sur, Antártida) ubicada sobre un terreno volcánico, con piroclastos entre lapilli y ceniza, poco compactado, de baja cohesión e importante fricción hasta el primer medio metro que forma su capa activa encontrándose un nivel congelado, con unos 2 m de potencia de pergelisuelo con muy baja fricción, y que por debajo se encuentra un terreno compactado, saturado y semiconfinado. Los ensayos sobre muestras templadas y congeladas, realizados en laboratorio, para la caracterización geomecánica de estos tres niveles han proporcionado los parámetros geomecánicos y módulos elásticos necesarios para el propósito de este trabajo. A pesar de que los datos utilizados para describir las características del terreno congelado presentan cierta incertidumbre, al tratarse de valores estimados a la temperatura específica del terreno alrededor de la BAEGC por aplicación de relaciones empíricas, los resultados parecen ser coherentes con las apreciaciones de la dotación, aunque sería necesario realizar pruebas y ensayos in situ sobre muestras de terreno tomadas en el permafrost.

Los resultados numéricos obtenidos mediante modelización con el MEF de un perfil vertical de terreno, en el que se ha distribuido los tres niveles identificados, han determinado la deformación producida por cada tipo de cimentación, para los requisitos del Eurocódigo en estas instalaciones, y para cada conjunto de condiciones del terreno. Los desplazamientos obtenidos mediante el modelado han permitido concluir que la cimentación más adecuada es la losa, pero no se ha considerado viable por las limitaciones medioambientales que rigen la isla. Por ello, el método de cimentación más recomendable pasa a ser la zapata aislada de 1.2 x 0.6 m en superficie, con base de madera y lado superior a 1 m. Estas zapatas han de cimentarse a profundidades lo más cercanas al techo del permafrost y en condiciones de verano, pues en caso contrario podría verse reducida la capacidad portante del terreno en los meses siguientes, dando lugar a desplazamientos imprevisibles. La bibliografía recomienda que constructivamente el poste de nexo entre el módulo y la zapata sea ajustable, para poder así adaptar los apoyos del módulo a los desplazamientos de la misma. Por último, ya que los desplazamientos obtenidos son inferiores a los observados, se sugiere que la diferencia sea producida por la probable superposición a los desplazamientos del efecto de la erosión hídrica subsuperficial, que tiene su origen en el deshielo del terreno cercano a la incineradora, el almacén de ropa náutica y el generador, aguas arriba. Para reducir estos efectos de forma local, se recomienda aislar los módulos, en su parte inferior y mantener un espacio ventilado de, al menos 0.6 m. De esta manera, el aumento de la temperatura interior del módulo causado por la actividad antrópica durante las campañas no afectará a la temperatura del suelo, evitando así su descongelación.

Tras el análisis aquí presentado, consideramos de interés ampliar este estudio con un modelo complejo tridimensional, que incorpore la discontinuidad del permafrost y el reparto desigual de cargas de la infraestructura, además del acoplamiento termo-hidro-mecánico transitorio que considere el cambio de fase en el agua del suelo ante los ciclos de helada, permitiendo el estudio, de las variaciones de volumen ante fusiones parciales a totales en la capa activa, el cambio en el campo de esfuerzos y deformaciones circundantes o, incluso, los efectos que pudiera tener a largo plazo el calentamiento global sobre este tipo de suelos.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido desarrollado dentro del Proyecto “Auscultación de procesos activos sobre la ladera y la costa acantilada del entorno próximo de la Base Antártica Española Gabriel de Castilla” del INTA – Ejército de Tierra, financiado por el Ministerio de Defensa y desarrollado conjuntamente con profesores de la Universidad Politécnica de Madrid. Los autores agradecen el apoyo recibido de la dotación de la BAEGC, de la Oficina de la Campaña Antártica y de la División de Logística del Estado Mayor del Ejército de Tierra, al Instituto Hidrográfico de la Marina (IHM), Comité Polar Español (CPE) del Ministerio de Ciencia Innovación y Universidades, al Programa PAZ Ciencia de la División INTA Espacio, y a los investigadores de la División de Riesgos Geológicos del IGME y profesores de las Universidades de Cádiz y Alcalá de Henares que colaboran en el Proyecto. Agradecemos igualmente al Dr. Luis Gonzalez Vallejo y al otro revisor anónimo sus interesantes sugerencias y recomendaciones, las cuales han contribuido a la mejora de este trabajo.

Referencias

- ACI (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-14. Versión en español y en sistema métrico SI. American Concrete Institute, Farmington Hills, 587 pp.
- ACIA (2005). Arctic Climate Impact Assessment. ACIA Overview report. Cambridge University Press. 1020 pp.
- Andersland, O. B., and Ladanyi, B. (2004). Frozen Ground Engineering. (Segunda edición), The American Society of Civil Engineers & John Wiley & Sons, Inc, 384 pp.
- Arenson, L. U., and Springman, S. M. (2005). Triaxial constant stress and constant strain rate test on ice-rich permafrost samples. Canadian Geotechnical Journal, 42, 412-430.
- ASTM (2000). ASTM Standard D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos, 12 pp.
- Auld, H., Klaasen, J., Fernandez, S., Eng, S., Cheng, S., and MacIver, D. (2009). Adaptation by design: The impact of the changing climate on infrastructure. Journal of Public Works & Infrastructure, 1(3), 276-288.
- Baker, P. E., McReath, I., Harvey, M. R., Roobol, M. J., and Davies, T. G. (1975). The geology of the South Shetland Islands: V. Volcanic evolution of

- Deception Island. British Antarctic Survey Scientific Reports, 78, 110 pp.
- Barker, J., and Thomas, H. (2013). Geotechnical engineering in cold regions, 10th International Symposium on Cold Regions, Planning for Sustainable Cold Regions: ASCE, Anchorage, pp. 204-214.
- Ballantyne, C. K. (2018). Periglacial Geomorphology. Willey Blackwell, Chichester, 439 pp.
- Bañón, M., and Vasallo, F. (2015). AEMET en la Antártida: Climatología y meteorología sinóptica en las estaciones meteorológicas españolas en la Antártida. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, AEMET, 150 pp.
- Barklay, A., Wilcock, W., and Ibañez, J. (2009). Bathymetric constraints on the tectonic and volcanic evolution of Deception Island Volcano, South Shetlands Islands. *Antarctic Science*, 21, 153–167.
- Bartsch, A. (2010). Monitoring of terrestrial hydrology at high latitudes with scatterometer data. *Geoscience and Remote Sensing: New Achievements*, pp. 247-262.
- Berry, P., and Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. McGraw-Hill Latinoamérica, S.A. Bogotá, 415 pp.
- Bjerrum, L. (1963). Allowable settlement of structures. 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 2, 135-137.
- BOE-A-1998-3726 (1998). Instrumento de Ratificación del Protocolo al Tratado Antártico sobre Protección del Medio Ambiente y sus Anejos, hecho en Madrid el 4 de octubre de 1991. «BOE» núm. 42, de 18 de febrero de 1998, pp 5719-5734.
- Brinkgrever, R. B. J., and Broere, W. (2006). *Plaxis 3D Foundation manual version 1.5*. Holanda, A.A. Balkema Publishers.
- Catalán, M., Galindo-Zaldívar, J., Davila, J. M., Martos, Y. M., Maldonado, A., Gambôa, L., and Schreider, A. A. (2013). Initial stages of oceanic spreading in the Bransfield Rift from magnetic and gravity data analysis. *Tectonophysics*, 585, 102– 112.
- CEN (Comité Europeo de Normalización) (2009). *Eurocódigo 7: Diseño geotécnico - Parte 1: Reglas generales*. EN 1997-1: 2004 / AC: 2009 y Anexo Nacional 2008, AENOR, 164 pp.
- Chen, Y. L., Yu, B. Y., Zhang, K., Zhang, M. W., Xu, G., and Chen, Z. Q. (2018). Permeability evolution and particle size distribution of saturated crushed sandstone under compression. *Geofluids*, vol 2018, Article ID 6043420, 1-12.
- Clarke, E. (2007). *Permafrost foundations: state of practice*. American Society of Civil Engineers, 94 pp.
- Cooper, A., Smellie, J., and Maylin, J. (1998). Evidence for shallowing and uplift from bathymetric records of Deception Island, Antarctica. *Antarctic Science*, 10, 455– 461.
- Crowther, G. S. (2014). Lateral Pile Analysis Frozen Soil Strength Criteria. *Journal of Cold Regions Engineering*, 29(2), 155-167.
- Das, B. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Thomson Learning. D.F., México, 594 pp.
- de Pablo, M. A., Molina, A., Recio, C., and Ramos, M. (2015). Estudio de la capa activa en relación al módulo principal de la Base “Gabriel de Castilla”, Isla Decepción, Antártida. Departamento de Geología, Geografía y Medio Ambiente, Universidad de Alcalá, Madrid, 51 pp.
- de Pablo, M. A., Molina, A., Recio, C., Ramos, M., Goyanes, G., and Roperio, M. A. (2017). Análisis del estado de la capa activa en el emplazamiento de la base antártica española Gabriel de Castilla, Isla Decepción, Antártida. *Boletín Geológico y Minero*, 128(1), 69-92.
- Esqueda, H., Botello, S., and Vaca, J. (2005). Aplicación del Método de los Elementos Finitos en la Simulación de Cimentaciones Superficiales. *Acta Universitaria*, 15(2), 29-40.
- Fotiev, S. (2013). Underground waters of cryogenic area of Russia. (classification). *Earth Cryosphere*, 17(2), 41-59.
- French, H., and Thorn, C. E. (2006). The changing nature of periglacial geomorphology. *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, 12(3), 165-174.
- Fretzdorff, S., Worthington, T. J., Haase, K. M., He'kianian, R., Franz, L., Keller, R. A., and Stoffers, P. (2004). Magmatism in the Bransfield Basin: Rifting of the South Shetland Arc?. *Journal of Geophysical Research*, 109, B12208, 1-19.
- Galé, C., Ubide, T., Lago, M., Gil-Imaz, A., Gil-Peña, I., Galindo-Zaldívar, J., Rey, J., Maestro, A., and López-Martínez, J. (2014). Vulcanismo cuaternario de la Isla Decepción (Antártida): una signatura relacionada con la subducción de la Fosa de las Shetland del Sur en el dominio de tras-arco de la Cuenca de Bransfield. *Boletín Geológico y Minero*, 125(1), 31-52.
- Gold, L. (1977). Engineering properties of fresh-water ice. *Journal of Glaciology*, 19, 197–212.
- González-Posada, J. (2019). Relaciones entre los procesos geodinámicos modificadores de la costa en el entorno de la Base Antártica Española “Gabriel de Castilla”, Isla Decepción, Antártida. Trabajo Fin de Grado, Universidad Politécnica de Madrid. 197 pp.
- Goyanes, G. (2015). Control climático e interacciones permafrost-volcanismo, Isla Decepción, Antártida. Tesis Doctoral, Departamento de Ciencias Geológicas. Facultad de ciencias Exactas y Naturales. Universidad de Buenos Aires, 318 pp.
- Instanes, A. (2016). Incorporating climate warming scenarios in coastal permafrost engineering design—Case studies from Svalbard and northwest

- Russia. Cold Regions Science and Technology, 131, 76–87.
- Johnston, G. H. (1981). Permafrost engineering design and construction. John Wiley & Sons, New York, 572 pp.
- Kalyuzhny, I., and Lavrov, S. (2012). Hydrophysical Processes in Drainage Basins: Experimental Studies and Modeling. Nestor-Istoriya, St. Petersburg, Russia.
- King, J., and Turner, J. (1997). Antarctic meteorology and climatology. Cambridge University Press, Cambridge, 409 pp.
- Köppen, W. (1918). Klassifikation der Klimate nach Temperatur, Niederschlag und Jahresablauf (Classification of climates according to temperature, precipitation and seasonal cycle). Petermanns Geographische Mitteilungen, 193-203.
- Levasseur, P., Maher, M. L. J., and Dittrich, J. P. (2015). A case study of frost action on lightly loaded piles at Ontario solar farms. GEOQuébec Challenges from North to South, Quebec, 1-7.
- LIE – Ropero, M. (2015). Proyecto de estudio de afectaciones morfológicas en la base Gabriel de Castilla en isla Decepción – Antártida, Madrid: Laboratorio de Ingenieros del Ejército “General Marvá”, INTA - Ministerio de Defensa, 264 pp.
- Li, G., Li, N., Bai, Y., Liu, N., He, M., and Yang, M. (2020). A novel simple practical thermal-hydraulic-mechanical (THM) coupling model with water-ice phase change. Computers and Geotechnics, 118, 103-357.
- Lopes, F. C., Caselli, A. T., Machado, A., and Barata, T. (2014). The development of the Deception Island volcano caldera under control of the Bransfield Basin sinistral strike-slip tectonic regime (NW Antarctica). In: T. Platz, M. Massironi, P.K. Byrne, and H. Hiesinger (eds.), Volcanism and Tectonism Across the Inner Solar System. Geological Society London Special Publications 401(1), 13 pp.
- López-Martínez, J., Serrano, E., Schmid, T., Mink, S., and Lines, C. (2012). Periglacial processes and landforms in the South Shetland Islands (northern Antarctic Peninsula region), Geomorphology, 155, 62–79.
- Malesza, J., Miedzialowski, C., and Ustinovichius, L. (2019). Analytical model tracing deformations in multistorey large timber panel building. Journal of Civil Engineering and Management, 25(1), 19-26.
- Martí, J., Geyer, A., and Aguirre-Díaz, G. (2013). Origin and evolution of the Deception Island caldera (South Shetland Islands, Antarctica). Bulletin of Volcanology, 75(6), 1-18.
- Sheshpari, M., and Khalilzad, S. (2016). A Review on Permafrost Geotechnics, Foundation Design And New Trends. International Journal of Research in Engineering and Science, 4(10), 59-71.
- Mracek, J. (2019). Response Modification Factor of Piles Installed in Permafrost Soil. Master of Science, California State Polytechnic University, Pomona, 222 pp.
- Muzás, F. (2007). Mecánica del suelo y cimentaciones. 2 vol. UNED, Fundacion Escuela de la Edificación, Madrid, 485 pp.
- Nater, P., Arenson, L. U., and Springman, S. M. (2008). Choosing geotechnical parameters for slope stability assessments in alpine permafrost soils. In: D. L. Kane, and K. M. Hinkel (eds.), Ninth International Conference on Permafrost, University of Alaska Fairbanks, 29 June-3 July 2008, Proceedings, vol. 2, Institute of Northern Engineering, University of Alaska Fairbanks, 1261-1266.
- Oliva-Urcia, B., Gil-Peña, I., Maestro, A., López-Martínez, J., Galindo-Zaldívar, J., Soto, R., Gil-Imaz, A., Rey, J., and Pueyo, O. (2016). Paleomagnetism from Deception Island (South Shetlands Archipelago, Antarctica), new insights into the interpretation of the volcanic evolution using a geomagnetic model. International Journal of Earth Sciences, 105(5), 1353–1370.
- Ozgurel, H. G., and Vipulanandan, C. (2005). Effect of Grain Size and Distribution on Permeability and Mechanical Behavior of Acrylamide Grouted Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(21), 1457-1465.
- Parameswaran, V. R., and Jones, S. J. (1981). Triaxial Testing of Frozen Sand. Journal of Glaciology, 27(95), 147-155.
- Peel, M., Finlayson, B., and McMahon, T. (2007). Updated world map of the Köppen–Geiger climate classification. Hydrology and Earth System Sciences, 11, 1633-1644.
- Potts, D. M., and Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Thomas Telford Ltd. vol 1. theory. 459 pp.
- Rey, J., Somoza, L., and Martínez-Frías, J. (1995). Tectonic, volcanic and hydrothermal event sequence on Deception Island (Antarctica). Geo Marine Letters, 15, 1–8.
- Ropero, M. A., and Paredes, C. (2019). Auscultación de procesos activos sobre la ladera con tomografía eléctrica en el entorno próximo a la Base Antártica Española Gabriel de Castilla: caracterización 3D del permafrost. VII Congreso Nacional de I+D en Defensa y Seguridad. Cádiz, 535-544.
- Sanchiz, C. (2020). Evaluación preliminar de las condiciones de estabilidad de la ladera de la loma JB en la Base Antártica Gabriel de Castilla, Isla Decepción (Antártida). Trabajo fin de Grado, Universidad Politécnica de Madrid, 176 pp.
- Shiklomanov, N. I., Streletskiy, D. A., Swales, T. B., and Kokorev, V. A. (2016). Climate change and stability of urban infrastructure in Russian permafrost regions: Prognostic assessment based on GCM climate projections. Geographical Review, 107(1), 125–142.

- Shur, Y., Hinkel, K., and Nelson, F. (2005). The transient layer: Implications for geocryology and climate—change science. *Permafrost and Periglacial Processes*, 16(1), 5-17.
- Skempton, A. W., and Macdonald, D. H. (1956). The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 111 5, 727-768.
- Silva Busso, A., Yermolin, Y., and Manograsso Czalowski, T. (2013). Características del permafrost costero (criopeg) con el uso de técnicas geoeléctricas, arroyo Díaz, isla Marambio, península Antártica. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 70(4), 583–595.
- Smellie, J. L. (2001). Lithostratigraphy and volcanic evolution of deception island, South Shetland Islands. *Antarctic Science*, 13(2), 188-209.
- Smellie, J. L. (2002). Geology. In: J. López-Martínez, J. L. Smellie, J. W. Thomson, and M. R. A. Thomson (eds.), *Geology and geomorphology of Deception Island*, 11-30. BAS Geomap Series, 6-A. and 6-B, pp. 11–30. Cambridge: British Antarctic Survey, 77 pp.
- Streletskiy, D. (2021). Permafrost degradation. In Haerberli, W. and Whiteman, C. (Eds.) *Snow and Ice-Related Hazards, Risks, and Disasters*. 2nd ed, Elsevier, 297-322.
- Tananaev, N., Teisserenc, R., and Debolskiy, M. (2020). Permafrost Hydrology Research Domain: Process-Based Adjustment. *Hydrology*, 7(6), 5-7.
- Terzaghi, K. V., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 592 pp.
- Tokoro, T., Ishikawa, T., and Akagawa, S. (2016). Temperature dependency of permeability coefficient of frozen soil. *GEOVancouver 2016*, Vancouver.
- Tokoro, T. (2020). Measurement for Permeability of Frozen Soil by Transient Pulse Method. *Transportation Soil Engineering in Cold Regions*, 1, 71-78.
- Tsytoich, N. A. (1960). Bases and foundations in frozen soils. Highway Research Board. Special Report 58. Original published by The Academy of Sciences USSR, Washington D. C. 106 pp.
- Vieira, G., López-Martínez, J., Serrano, E., Ramos, M., Gruber, S., Hauck, C., and Blanco, J. J. (2008). Geomorphological observations of permafrost and ground-ice degradation on Deception and Livingston Islands, Maritime Antarctica. 9th International Conference on Permafrost, Fairbanks, Alaska, Extended Abstracts, Vol. 1, Kane D, Hinkel K (eds). University of Alaska Press: Fairbanks; 1839–1844.
- Walvoord, M. A., and Kurylyk, B. L. (2016). Hydrologic Impacts of Thawing Permafrost—A Review. *Vadose Zone Journal*, 15(6), 1-20.
- Woo, M.-K. (2012). *Permafrost hydrology*. Springer-Verlag, Berlin, Germany, 563 pp.
- Yang, Z., Still, B., and Ge, X. (2015). Mechanical properties of seasonally frozen and permafrost soils at high strain. *Cold Regions Science and Technology*, 113, 12-19.
- Yu, W., Zhang, T., Lu, Y., Han, F., Zhou, Y., and Hu, D. (2020). Engineering risk analysis in cold regions: State of the art and perspectives. *Cold Regions Science and Technology*, 171(102963), 1-18.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., and Zhu, J. Z. (2013). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. 7^a Ed. Butterworth-Heinemann. 756 pp.

