

# INGENIERÍA GEOLÓGICA EN TERRENOS VOLCÁNICOS

MÉTODOS, TÉCNICAS Y EXPERIENCIAS EN LAS ISLAS CANARIAS

---

Luis Enrique Hernández Gutiérrez  
Juan Carlos Santamarta Cerezal



PRÓLOGO DE

Luis I. González de Vallejo

**INGENIERÍA GEOLÓGICA EN TERRENOS VOLCÁNICOS**  
MÉTODOS, TÉCNICAS Y EXPERIENCIAS EN LAS ISLAS  
CANARIAS

Hernández Gutiérrez, Luis Enrique  
Santamarta Cerezal, Juan Carlos



Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos  
Métodos, Técnicas y Experiencias en las Islas Canarias

© 2015, los autores

Edita:

Dr. Luis Enrique Hernández Gutiérrez

Dr. Juan Carlos Santamarta Cerezal

Ilustre Colegio Oficial de Geólogos



Calle de Raquel Meller, 7 (Local)

28027, Madrid

[icog@icog.es](mailto:icog@icog.es)

Depósito Legal: TF-986-2015

ISBN: 978-84-608-5072-4

431 pp. ; 24 cm.

1ª Ed: diciembre, 2015

Diseño:

Alba Fuentes Porto

Como citar este libro:

Hernández-Gutiérrez, L.E., Santamarta, J.C. (eds.) (2015). Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos. Madrid: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos.

Ninguna parte de este libro puede ser reproducida transmitida en cualquier forma o por cualquier medio, electrónico o mecánico, incluido fotografías, grabación o por cualquier sistema de almacenar información sin el permiso del autores.

# Autores

Dr. Luis Enrique Hernández Gutiérrez

Dr. Juan Carlos Santamarta Cerezal

Dr. José Antonio Rodríguez Losada

Dr. Claudio Olalla Marañón

D. Mauro Muñiz Menéndez

D. F. Javier González-Gallego

D<sup>a</sup>. Jérica Rodríguez Martín

D<sup>a</sup>. M<sup>a</sup> Josefa Pomares Rodríguez

D<sup>a</sup>. M<sup>a</sup> Candelaria López Felipe

Dr. Alejandro Lomoschitz Mora-Figueroa

D. Rafael Juan Lario Bascónes

D. Juan Antonio Afonso Mosegue

D. Roberto Poncela Poncela

Dr. José Estaire Gepp

D. Juan Antonio Díez Torres

D<sup>a</sup>. María Santana Ruíz de Arbulo

Dr. Miguel Ángel Franesqui García

D. Miguel Llorente Isidro

Dra. Inés Galindo Jiménez

Dr. Carlos Paredes Bartolomé

D. Carmelo Asensio Doz

D<sup>a</sup>. Ana Isabel Santana Mancheño

D. Emilio José Grande de Azpeitia

D. Germán Hernández Durán

D. Israel Hernández Rodríguez

D. Jonay Trujillo Mora



# Índice

|                              |    |
|------------------------------|----|
| PRÓLOGO.....                 | 11 |
| PRÓLOGO DE LOS AUTORES ..... | 15 |

## CAPÍTULO 1

### CLASIFICACIÓN DE LITOTIPOS VOLCÁNICOS ALTAMENTE COHESIVOS DE LAS ISLAS CANARIAS PARA SU APLICACIÓN EN INGENIERÍA GEOLÓGICA

*Luis Enrique Hernández Gutiérrez, José Antonio Rodríguez Losada, Claudio Olalla Marañón*

|  |    |
|--|----|
| Introducción.....                            | 17 |
| 1. Selección de materiales .....             | 18 |
| 2. Criterios de selección de litotipos ..... | 19 |
| 3. Litotipos.....                            | 21 |
| 4. Bibliografía .....                        | 34 |

## CAPÍTULO 2

### CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS ROCAS VOLCÁNICAS DE LAS ISLAS CANARIAS

*Luis Enrique Hernández Gutiérrez José Antonio Rodríguez Losada Claudio Olalla Marañón*

|  |    |
|--|----|
| Introducción.....  | 35 |
| 1. Materiales estudiados.....                              | 35 |
| 2. Ensayos de laboratorio .....                            | 37 |
| 3. Estudio geomecánico de los litotipos.....               | 39 |
| 4. Síntesis de propiedades del conjunto de litotipos ..... | 58 |
| 5. Bibliografía .....                                      | 59 |

## CAPÍTULO 3

### LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS EN MACIZOS ROCOSOS VOLCÁNICOS

*Mauro Muñoz Menéndez, F. Javier González-Gallego*

|  |    |
|--|----|
| Introducción.....  | 61 |
| 1. Clasificaciones geomecánicas.....                         | 62 |
| 2. Parámetros que caracterizan un macizo rocoso .....        | 64 |
| 3. Peculiaridades geotécnicas de los macizos volcánicos..... | 70 |

|   |    |
|---|----|
| 4. Aplicación de las clasificaciones a macizos volcánicos.....    | 78 |
| 5. Recomendaciones para el diseño de nuevas clasificaciones ..... | 85 |
| 6. Resumen y conclusiones .....                                   | 87 |
| 7. Bibliografía .....   | 90 |

#### CAPÍTULO 4

##### UNIDADES GEOTÉCNICAS Y PROBLEMAS ASOCIADOS EN TERRENOS VOLCÁNICOS

*Luis Enrique Hernández Gutiérrez, José Antonio Rodríguez Losada, Claudio Olalla Marañón, Juan Carlos Santamarta Cereza, Jéscica Rodríguez Martín, M<sup>a</sup> Josefa Pomares Rodríguez*

|  |     |
|--|-----|
| Introducción .....                                 | 95  |
| 1. Clasificación de unidades geotécnicas.....      | 96  |
| 2. Unidades geotécnicas y problemas asociados..... | 98  |
| 3. Bibliografía .....                              | 112 |

#### CAPÍTULO 5

##### ELABORACIÓN E INTERPRETACIÓN DE INFORMES GEOTÉCNICOS PARA EDIFICACIÓN EN TERRENOS VOLCÁNICOS

*M<sup>a</sup> Candelaria López Felipe*

|   |     |
|---|-----|
| Introducción.....                               | 115 |
| 1. Elaboración de un informe geotécnico.....    | 115 |
| 2. Interpretación de informes geotécnicos ..... | 124 |
| 3. Conclusiones.....                            | 132 |
| 4. Bibliografía .....                           | 133 |

#### CAPÍTULO 6

##### DESIZAMIENTOS DE LAS ISLAS CANARIAS: CLAVES PARA SU RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO

*Alejandro Lomoschitz Mora-Figueroa*

|   |     |
|---|-----|
| Introducción.....   | 135 |
| 1. Claves para el reconocimiento geológico .....              | 135 |
| 2. Reconocimiento de depósitos de deslizamiento antiguos..... | 138 |
| 3. Movimientos de ladera y taludes actuales .....             | 152 |
| 4. Agradecimientos .....                                      | 153 |
| 5. Bibliografía .....   | 153 |

**CAPÍTULO 7**

**PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EN LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS EN TERRENOS VOLCÁNICOS**

*Juan Carlos Santamarta Cereza, Rafael Juan Lario Báscones, Luis Enrique Hernández Gutiérrez*

|  |     |
|--|-----|
| Introducción .....   | 157 |
| 1. Las Galerías o minas de agua como método de captación de aguas en las islas volcánicas oceánicas..... | 158 |
| 2. Problemas geotécnicos usuales en las obras subterráneas en terrenos volcánicos.....                   | 160 |
| 3. Tipología y accesibilidad de las obras de captación de aguas subterráneas.....                        | 164 |
| 4. Otros problemas en cuanto a estabilidad en galerías .....   | 166 |
| 5. Problemas en cuanto a la perforación en galerías.....   | 170 |
| 6. Pozos y sondeos .....   | 172 |
| 7. Bibliografía.....   | 172 |

**CAPÍTULO 8**

**INFRAESTRUCTURAS MARÍTIMAS EN ISLAS VOLCÁNICAS**

*Juan Antonio Afonso Mosegue*

|  |     |
|--|-----|
| Introducción .....   | 175 |
| 1. Tipos de Infraestructuras Marítimas.....  | 178 |
| 2. Clasificación de las Infraestructuras Marítimas .....   | 180 |
| 3. Las Infraestructuras Marítimas en islas volcánicas.....   | 183 |
| 4. La plataforma costera en las islas volcánicas .....   | 183 |
| 5. Las infraestructuras marítimas artificiales en las islas volcánicas.....  | 192 |
| 6. Las infraestructuras marítimas naturales en las islas volcánicas .....  | 201 |
| 7. Capacidad de transporte, transporte real y la plataforma costera.....   | 207 |
| 8. Aspectos relativos a materiales volcánicos utilizados para construir infraestructuras marítimas artificiales o que conforman las naturales..... | 210 |
| 9. Bibliografía.....   | 223 |

**CAPÍTULO 9**

**ESTUDIOS GEOLÓGICOS APLICADOS A LAS OBRAS PÚBLICAS EN TERRENOS VOLCÁNICOS**

*Roberto Poncela Poncela*

|  |     |
|--|-----|
| Introducción .....                                     | 225 |
| 1. Geología y obras públicas.....                      | 226 |
| 2. Medio geológico y escalas temporal y espacial ..... | 227 |
| 3. Investigación geológica en terrenos volcánicos..... | 228 |



|   |     |
|---|-----|
| 4. Aspectos hidrogeológicos asociados a las obras públicas en terrenos volcánicos ..... | 243 |
| 5. Conclusiones .....   | 245 |
| 6. Agradecimientos.....   | 245 |
| 7. Bibliografía.....  | 246 |

## CAPÍTULO 10

### REHABILITACIÓN DE LA BÓVEDA NATURAL DEL AUDITORIO DE LOS JAMEOS DEL AGUA EN LANZAROTE

*Claudio Olalla Marañón*

|   |     |
|---|-----|
| Introducción .....                          | 249 |
| 1. Características del entorno .....        | 251 |
| 2. Sistemática del análisis de riesgo ..... | 253 |
| 3. Soluciones planteadas y ejecutadas ..... | 258 |
| 4. Aspecto final de la obra terminada ..... | 267 |
| 5. Agradecimientos .....                    | 268 |

## CAPÍTULO 11

### CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE UNAS ARCILLAS HALLOISÍTICAS DE LA ISLA DE LA PALMA (ISLAS CANARIAS)

*José Estaire Gepp, Juan Antonio Díez Torres, María Santana Ruíz de Arbulo*

|   |     |
|---|-----|
| Introducción .....                              | 269 |
| 1. Origen y estructura de las halloisitas ..... | 272 |
| 2. Ensayos de identificación.....               | 274 |
| 3. Ensayos de estado.....                       | 277 |
| 4. Ensayos de resistencia .....                 | 280 |
| 5. Ensayos de deformabilidad.....               | 284 |
| 6. Ensayos de permeabilidad .....               | 287 |
| 7. Ensayos de dispersabilidad .....             | 287 |
| 8. Resumen.....                                 | 288 |
| 9. Agradecimientos .....                        | 289 |
| 10. Bibliografía .....                          | 289 |

**CAPÍTULO 12**

**MUROS DE GRAVEDAD CON ANCLAJES PASIVOS PARA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES DE CARRETERA EN ROCA VOLCÁNICA: METODOLOGÍA DE DISEÑO**

*Miguel Ángel Franesqui García*

|   |     |
|---|-----|
| 1. Introducción.....  | 291 |
| 2. Marco geológico y geomecánico. Estudios realizados.....  | 294 |
| 3. Sistema estructural proyectado para el sostenimiento de la plataforma y la estabilización general del talud..... | 298 |
| 4. Conclusiones.....  | 316 |
| 5. Bibliografía.....  | 317 |
| Apéndices:.....   | 318 |

**CAPÍTULO 13**

**DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS EN LA ISLA DE EL HIERRO**

*Miguel Llorente Isidro, Inés Galindo Jiménez, Carlos Paredes Bartolomé*

|  |     |
|--|-----|
| Introducción.....  | 333 |
| 1. Desprendimientos de roca.....                                   | 334 |
| 2. Susceptibilidad al desprendimiento en la Isla de El Hierro..... | 346 |
| 3. Desencadenantes.....  | 353 |
| 4. Discusión y conclusiones.....                                   | 357 |
| 5. Agradecimientos.....  | 360 |
| 6. Bibliografía.....   | 361 |

**CAPÍTULO 14**

**ACTUACIONES DE ESTABILIZACIÓN Y SANEAMIENTO DEL BIEN DE INTERÉS CULTURAL (BIC) "LADERA DE MARTIÁNEZ"**

*Carmelo Asensio Doz, Ana Isabel Santana Mancheño, Emilio José Grande de Azpeitia, M<sup>a</sup> Candelaria López Felipe*

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| Introducción.....                 | 367 |
| 1. Marco geológico.....           | 368 |
| 2. Riesgos e inestabilidades..... | 368 |
| 3. Medidas adoptadas.....         | 372 |
| 4. Conclusiones.....              | 382 |
| 5. Bibliografía.....              | 382 |

## CAPÍTULO 15

### ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE ESTABILIZACIÓN DEL ACANTILADO DEL PARADOR DE TURISMO DE LA GOMERA. UNA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN INNOVADORA PARA UN PROBLEMA COMÚN

*Germán Hernández Durán, Israel Hernández Rodríguez, Jonay Trujillo Mora*

|   |     |
|---|-----|
| Introducción .....                                  | 383 |
| 1. Marco geológico – geotécnico .....               | 384 |
| 2. Antecedentes .....                               | 389 |
| 3. Estudios realizados. Metodología de Trabajo..... | 395 |
| 4. Conclusiones.....                                | 404 |
| 5. Agradecimientos .....                            | 405 |
| FICHAS DE AUTORES .....                             | 407 |
| OTROS LIBROS EDITADOS .....                         | 429 |



## Prólogo

La invitación de los Dres. Luis Enrique Hernández Gutiérrez y Juan Carlos Santamarta Cerezal a prologar un libro sobre “Ingeniería geológica en terrenos volcánicos” suscitó en mí un gran interés pues ambas temáticas, la ingeniería geológica y los terrenos volcánicos, han sido el objeto de mis principales motivaciones profesionales e investigadoras.

Por un lado, la ingeniería geológica como parte sustancial de las ciencias de la geo-ingeniería y geotecnia, aporta los conocimientos necesarios del medio geológico para dar soluciones a los problemas de la interacción entre el terreno y las obras de ingeniería. Por otro lado, los terrenos volcánicos constituyen un grupo geotécnico bien diferenciado del resto de los materiales geológicos más comunes, como pueden ser las rocas de origen sedimentario, metamórfico o plutónico. Sin embargo, su conocimiento no ha ido en paralelo al de las citadas rocas debido, a que tanto la mecánica de suelos como la de rocas, se desarrollaron en los países más avanzados de Europa y América, en donde los terrenos volcánicos, en general, constituyen una excepción.

Fue Terzaghi en 1958 el primero en llamar la atención sobre las atípicas propiedades de los suelos volcánicos de Sasuma (Kenia), al igual que Marsal al estudiar las propiedades de los suelos volcánicos del valle de México en 1960, o Jiménez Salas al describir las propiedades de los suelos volcánicos de Fernando Poo (Guinea Ecuatorial) en 1963, o Wesley al estudiar los suelos volcánicos de Java, en 1973. Todos ellos coincidieron en las anómalas propiedades y comportamiento geotécnico de estos suelos, de acuerdo con los criterios establecidos para los suelos más habituales.

A pesar de que los terrenos volcánicos están presentes en amplias áreas del Pacífico -entre ellos Japón y Nueva Zelanda- América Central y del Sur, México, islas del Caribe, archipiélagos de la Macaronesia, y otras regiones incluyendo las del sur de Italia y del este de África, el desigual desarrollo en gran parte de estas regiones con respecto a Europa o Norte América, condicionó la escasez de estudios sobre las propiedades geotécnicas de estos terrenos, situación que aún persiste.

En España ha sucedido algo semejante, pues las rocas volcánicas representan una mínima proporción con respecto a otros tipos de rocas, excepto en Canarias. El origen volcánico de las islas conforma un territorio marcado por los distintos episodios eruptivos ocurridos desde su formación hace varios millones de años, hasta el presente con la erupción submarina de 2011 próxima a la isla de El Hierro.

La construcción de grandes obras hidráulicas en las décadas de los sesenta y setenta del pasado siglo en Gran Canaria, Tenerife, La Palma y La Gomera, puso de manifiesto el carácter especial de las rocas y suelos volcánicos, suscitando el interés por la geotecnia de estas islas. De esta época son los trabajos pioneros en mecánica de rocas volcánicas de los profesores Santiago Uriel y Alcibiades Serrano.

En el ámbito internacional pocos libros de ingeniería geológica o geotecnia han tratado de forma monográfica las rocas o suelos volcánicos, posiblemente con la excepción del texto *Engineering Geology: Rock in Engineering Construction* (1993) del profesor Richard E. Goodman de la Universidad de Berkeley, EEUU. En este libro se pone de manifiesto la importancia de los materiales volcánicos, a los que dedica un capítulo de 40 páginas, con el siguiente índice: *Pyroclastic rocks. Volcanic flow rocks. Weathering products. Engineering problems with volcanism and volcanic rocks.*

El desarrollo de nuevos proyectos para infraestructuras en Canarias y en otras regiones del mundo con materiales de origen volcánico a partir de la década de los noventa del siglo pasado, evidenció la necesidad de mejorar el conocimiento sobre estos materiales, lo que dio lugar a nuevos trabajos de investigación cuyos resultados fueron recogidos en cuatro simposios o *workshops* internacionales, patrocinados por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, celebrados en Madeira 2002, Azores 2007, Tenerife 2010, y en Ischia, 2015. Fruto de los mismos ha sido la publicación de varios *proceedings*, destacando *Volcanic Rocks (Malheiro and Nunes Eds, 2007)*, *Volcanic Rock Mechanics* (Olalla et al. Eds, 2010) y *Volcanic Rocks and Soils* (Rotonda et al. Eds, 2015).

Podemos concluir que los estudios geotécnicos en zonas volcánicas son necesarios y fundamentales para el proyecto y construcción de infraestructuras, particularmente en Canarias donde cinco de sus islas tienen una orografía muy accidentada. Aspectos tan fundamentales como la seguridad y la economía de las construcciones dependen del adecuado conocimiento del terreno en el que se sustentan.

El presente libro trata precisamente sobre estos temas, y en particular sobre las propiedades y comportamiento de las rocas volcánicas de Canarias, por lo que su interés es indudable. El libro ha sido coordinado por Luis Enrique Hernández Gutiérrez y Juan Carlos Santamarta Cereza, ambos con una amplia experiencia en la aplicación de la geología y la geotecnia a la ingeniería en Canarias. Los autores que han participado en este libro son reconocidos profesionales e investigadores con larga trayectoria en proyectos y estudios geotécnicos o ingenieriles, presentando una casuística ilustrativa de los problemas más característicos de los materiales volcánicos de Canarias.

El libro consta de 15 capítulos estructurados en tres partes. La primera es conceptual y metodológica y agrupa los primeros 5 capítulos, que tratan sobre la clasificación de las rocas volcánicas con fines geotécnicos, la caracterización geomecánica, los problemas geotécnicos y constructivos asociados a los distintos materiales, y una guía metodológica para la redacción de informes geotécnicos para la edificación. En estos capítulos no se han incluido los materiales piroclásticos ni los suelos. La segunda parte trata de las aplicaciones a la ingeniería. Consta de 4 capítulos que incluyen los deslizamientos, las obras subterráneas, las infraestructuras marítimas y las obras públicas. La tercera parte agrupa a los últimos 6 capítulos que describen distintos casos en los que la problemática geotécnica ha tenido un papel relevante.

Destacamos el rigor científico de la primera parte, fundamental y necesario para poder interpretar el marco geológico y sus implicaciones geotécnicas y constructivas. En conjunto, el libro ofrece al lector una amplia visión sobre las condiciones geológico-geotécnicas del archipiélago canario, desde una perspectiva eminentemente práctica, muy útil para el proyectista o constructor implicado en cualquier tipo de actuación en Canarias.

Quiero terminar dando las gracias a los coordinadores por darme la oportunidad de escribir este prólogo sobre una temática tan querida para mí como es Canarias y sus rocas.

Luis Ignacio González de Vallejo  
Universidad Complutense de Madrid





## Prólogo de los autores

La tarea de editar y compilar un libro como éste no es fácil, por un lado seleccionar los temas que puedan generar interés entre los lectores y por otro lograr el compromiso de un plantel de expertos de reconocido prestigio y dilatada experiencia que los desarrollen. A esto hay que sumar el trabajo de coordinación con los distintos autores para que el contenido de sus capítulos sea equilibrado y suficiente en la materia tratada, para finalmente poder confeccionar un índice bien estructurado. Aun así, nunca se está completamente satisfecho con el resultado final, porque no están todos los que son, aunque, en este libro, si son todos los que están.

En el campo de la Ingeniería Geológica en terrenos volcánicos en nuestro país tenemos la fortuna de contar con un gran número de eruditos en la materia. Una buena muestra son el conjunto de autores presentes en este libro; pero no hemos podido contar con otros que declinaron amablemente su participación por falta de tiempo. Aquí van nuestras disculpas a los lectores, si aprecian la ausencia de algunos temas que no han sido tratados, pero el contenido final se justifica en que este no es un libro de texto o un manual de Ingeniería Geológica al uso, sino un compendio de artículos de expertos que aportan sus últimas experiencias sobre distintos aspectos de los terrenos volcánicos desde la óptica ingenieril y geológica.

Creemos que, Ingeniería geológica en terrenos volcánicos, es una obra de gran interés para académicos, ingenieros, consultores y profesionales implicados en proyectos de infraestructuras en islas o terrenos volcánicos; también es útil para estudiantes de ingeniería o ciencias geológicas que quieran iniciarse en las singularidades que presentan los terrenos volcánicos en edificación o en la ingeniería civil y minera.

El objetivo perseguido con esta publicación es divulgar y facilitar el acceso a estas experiencias y conocimientos al mayor número posible de interesados. De ahí que, como acostumbran a hacer los editores que suscriben, hemos optado por dos formatos, uno impreso de corta tirada que será donado a universidades,

bibliotecas públicas y entidades sin ánimo de lucro, y un formato digital gratuito de libre disposición para los internautas.

Queremos agradecer a los autores presentes en este libro, en nuestro nombre y seguro en el de todos los profesionales y de la comunidad científica y educativa, su desinteresada participación en este proyecto, su predisposición desde el primer contacto mantenido a colaborar en el mismo, su enorme generosidad para compartir sus conocimientos y por el gran esfuerzo y trabajo realizado para confeccionar unos capítulos de tanta calidad.

Gracias también a nuestro querido y admirado colega Luis I. González de Vallejo, por sus consejos de editor experto y por prestarse a prologar este libro, que sin duda viene a enriquecer con sus comentarios.

Por último, queremos destacar nuestro agradecimiento al Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de España, por dar cabida en su prestigioso sello editorial a este libro, demostrando una vez más el interés de esta institución en la divulgación de los temas relacionados con las Ciencias de La Tierra.

Pedimos disculpas de antemano, por algunos errores o imprecisiones que pueda tener el manuscrito y que rogamos nos indiquen por los correos que ponemos a su disposición. Esperamos que, como los demás libros editados, éste también resulte de igual utilidad.

Dr. Luis Enrique Hernández Gutiérrez

*Dr. en Ciencias Geológicas*

Dr. Juan Carlos Santamarta Cerezal

*Dr. en Ingeniería Hidráulica y Energética por la UPM*

*Ingeniero de Montes (UPM)*

*Ingeniero Civil (ULPGC)*

*Ingeniero Técnico de Minas (UPM)*

En las Islas Canarias, diciembre de 2015

## CAPÍTULO 1

---

# Clasificación de litotipos volcánicos altamente cohesivos de las Islas Canarias para su aplicación en Ingeniería Geológica

Luis Enrique Hernández Gutiérrez  
José Antonio Rodríguez Losada  
Claudio Olalla Marañón

## Introducción

En este capítulo se presenta una clasificación de las rocas volcánicas altamente cohesivas de las Islas Canarias en grupos petrológicos y geomecánicos similares (Hernández, 2014), denominados litotipos, para su empleo en el campo de la Ingeniería Geológica.

Entendemos por rocas volcánicas altamente cohesivas aquellas que corresponden a los niveles compactos de las coladas lávicas y los depósitos piroclásticos muy cohesivos (ignimbritas) y que son tratados, desde el punto de vista geotécnico, por la Mecánica de Rocas.

Esta clasificación en litotipos pretende facilitar a ingenieros y arquitectos, con conocimientos limitados de geología, un medio para asignar un nombre a una roca volcánica, que tal vez no sea estrictamente correcto desde el punto de vista geológico, pero que permitiría situar a la misma dentro de una familia de características litológicas y comportamiento geomecánico similar, válido para el estudio geotécnico que se pretenda. Se trata, por tanto, de un sistema operativo, práctico y funcional para identificar y clasificar a las rocas volcánicas atendiendo a su comportamiento geotécnico.

Los nombres de esta clasificación se han seleccionado principalmente entre aquellos que se utilizan en los libros no especializados en geología, y no se utilizan en sentido estricto, sino que se aplican en términos generales para un amplio grupo de tipos de rocas (litotipos) relacionadas.

Esta clasificación surge a partir de la propuesta en la *Guía para la planificación y realización de estudios geotécnicos para la edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias, GETCAN-011* (Gobierno de Canarias, 2011), ligeramente modificada.

## 1. Selección de materiales

A partir del amplio espectro de materiales volcánicos presentes en las Islas Canarias, se pueden definir dos grandes grupos en base a la existencia o no de una muy importante componente cohesiva de su resistencia. También pueden diferenciarse por los valores de la resistencia a compresión simple que alcanzan. Estos grupos de materiales volcánicos son los siguientes.

- a) **Materiales masivos o compactos.** Este grupo incluye las coladas lávicas de todos los tipos y composiciones descritos y las ignimbritas con todas las variedades texturales posibles. En relación con este grupo, existe un material altamente cohesivo a considerar desde el punto de vista de la geotecnia y es el de los diques volcánicos (estructuras tabulares, generalmente con disposición vertical, a través de las cuales el magma se inyecta abriéndose paso a través del subsuelo, buscando la superficie y en general no alcanzándola). Suelen constituir los conductos profundos de alimentación de los volcanes y cuando, por ejemplo, resaltan de forma muy marcada sobre el terreno, reciben nombres locales como el de “taparuchas” en la isla de La Gomera. Cuando estas inyecciones de magma adquieren una simetría más o menos cilíndrica, se denominan “domos” (en algunos casos es frecuente para este tipo de estructuras el empleo de términos más populares como “pitones” o “roques”, no habituales en la literatura científica). En general, diques o domos pueden estar formados por magmas con composiciones basálticas o traquíticas y fonolíticas.
- b) **Materiales fragmentarios o sueltos.** Incluye los depósitos plinianos (“ash fall” o lluvia piroclástica) y los conos de cinder ya mencionados.

Los materiales del grupo b) se caracterizan por su baja o casi nula cohesividad y su tratamiento, desde el punto de vista geotécnico, sería propio de la Mecánica de Selos. Sobre la base de esta consideración, resulta razonable la selección de los materiales del grupo a) para la clasificación que aquí se propone, ya que su marcada cohesión permite definir litotipos que pueden ser tratados geotécnicamente por la Mecánica de Rocas. De manera concomitante han sido

seleccionados por los resultados que se obtienen mediante el ensayo de resistencia a compresión simple, que arrojan valores superiores a 1 MPa.

## 2. Criterios de selección de litotipos

Los materiales masivos o compactos se han clasificado en litotipos en función de los tres siguientes criterios:

- Criterio litológico.
- Criterio textural.
- Criterio de índice de huecos.

### 2.1. Criterio litológico

Este criterio atiende a la composición químico-mineralógica de las rocas. En el Archipiélago Canario la litología dominante es mayoritariamente basáltica en todas las islas. A esto hay que añadir la extraordinaria complejidad geológica de las islas centrales (Gran Canaria y Tenerife) donde además de los materiales mencionados, afloran en una proporción muy importante rocas de composición intermedia (traquibasaltos) y sálicas (traquitas y fonolitas). Así mismo, es también muy destacable en estas dos islas la existencia de ignimbritas de composición fonolítica y con texturas muy variadas.

En conjunto todos los materiales volcánicos en el archipiélago, pertenecen a una serie ígnea de evolución magmática conocida como serie alcalina. Se caracteriza por una evolución desde los términos más primitivos (basaltos alcalinos), hasta los términos más diferenciados o evolucionados de la serie ígnea (traquitas y fonolitas), quedando como términos intermedios un tipo de rocas denominadas traquibasaltos.

### 2.2. Criterio textural

Este criterio se basa en las características de los minerales formadores de las rocas volcánicas, así como de sus formas y tamaños. Los tipos de texturas presentes en los distintos tipos litológicos son las que se definen a continuación:

- a) **Afanítica:** Sin cristales visibles. Está presente en materiales basálticos.
- b) **Porfídica:** Con cristales visibles rodeados por una matriz micro o criptocristalina. Presente también en materiales basálticos y en los que los cristales visibles. Pueden ser de augita y olivino (basaltos olivínico-augíticos) o de plagioclasa (basaltos plagioclásicos). También se pueden encontrar olivino como mineral principal observable (picritas), si bien a efectos de definir litotipos, pueden quedar integradas en el grupo de los olivínico-augíticos.
- c) **Traquítica:** Es propia de los términos traquíticos y fonolíticos. Así llamada porque es el tipo de textura dominante en la mayoría de rocas de composición traquítica. Se caracteriza por la presencia de cristales visibles, fundamentalmente de feldespatos sódico-potásico, piroxeno o anfíboles, rodeados por una matriz de pequeños cristales orientados o dispuestos al azar (afieltrados), de similar naturaleza.
- d) **Eutaxítica:** Se caracteriza por la presencia de estructuras de tamaño milimétrico a centimétrico en forma de llamas, que se producen cuando los fragmentos de vidrio y pómez de un depósito piroclástico se deforman dúctilmente y se adhieren entre sí formando a modo de llamas onduladas. Este tipo de texturas se generan tanto en aglutinados que son depósitos piroclásticos de caída a muy alta temperatura como en coladas piroclásticas muy calientes, siempre acompañadas por nubes ardientes y que terminan dejando un depósito que se conoce como ignimbrita soldada (welded tuff).

### 2.3. Criterio de índice de huecos

Este criterio está basado en la presencia o ausencia de vacuolas en el material rocoso. Dichas vacuolas se corresponden con burbujas de gas contenidas en la lava y que durante su desarrollo y migración hacia la superficie de la colada, quedaron atrapadas tras completarse el proceso de solidificación. En este sentido, existen términos muy vacuolares y términos muy masivos. Sin duda, la presencia y porcentaje de vacuolas en una muestra de basalto condiciona de forma sustancial el comportamiento mecánico de la roca en cuestión y en ese sentido procede considerar este tercer criterio también como elemento diferenciador de litotipos.

### 3. Litotipos

En conclusión, considerando estos tres criterios (litológico, textural e índice de huecos) como elementos oportunos diferenciadores, después de un dilatado proceso de estudio, confrontación y debate con especialistas en vulcanología y en Mecánica de Rocas, se establece la siguiente clasificación de litotipos, válida para la totalidad de unidades rocosas existentes en el archipiélago canario.

Tabla 1. Clasificación simplificada de litotipos de rocas volcánicas de las Islas Canarias (Hernández, 2014).

|                 |                           |              |      |
|-----------------|---------------------------|--------------|------|
| BASALTO (B)     | AFANÍTICO (AF)            | MASIVO (M)   | BAFM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BAFV |
|                 | OLIVÍNICO-PIROXÉNICO (OP) | MASIVO (M)   | BOPM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BOPV |
|                 | PLAGIOCLÁSICO (PL)        | MASIVO (M)   | BPLM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BPLV |
| TRAQUITA (TRQ)  |                           |              | TRQ  |
| FONOLITA (FON)  |                           |              | FON  |
| IGNÍMBRITA (IG) | SOLDADA                   |              | IGS  |
|                 | NO SOLDADA                |              | IGNS |

En total se han definido diez litotipos cuyas características litológicas y texturales básicas se describen en los apartados siguientes.

#### 3.1. Definición de Litotipos

##### 3.1.1. Basalto afanítico masivo (BAFM)

Desde el punto de vista litológico se trata de una roca basáltica con textura afanítica (sin cristales visibles), en general de color gris claro (Figura 1), con una fábrica planar que, en ocasiones, puede estar marcada por la presencia de pequeñas diaclasas con escasa continuidad lateral. Aunque se clasifica como masivo, puede presentar vesículas dispersas de 2-3 mm de tamaño medio. En



afloramientos se encuentra generalmente en coladas basálticas de tipo “aa” o escoriáceas, con una zona central diaclasada, limitada en techo y base por niveles de escorias.



Figura 1. Muestra de mano de basalto afanítico masivo (BAFM).

Al microscopio petrográfico (Figura 2), los basaltos afaníticos masivos (BAFM) se caracterizan por una masa homogénea criptocristalina (textura formada por diminutos cristales cuya naturaleza cristalina no es observable al microscopio) a microcristalina (pequeños cristales sólo visibles al microscopio) de microlitos de olivino, augita, plagioclasa y minerales metálicos opacos.

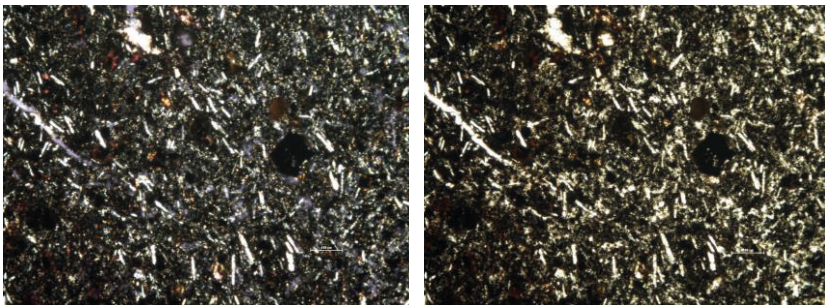


Figura 2. Imágenes al microscopio del BAFM: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.2. Basalto afanítico vacuolar (BAFV)

Desde el punto de vista litológico es una roca basáltica con textura afanítica (sin cristales visibles), en general, de color gris claro, pero con presencia de gran número de vacuolas o vesículas (Figura 3). Las vesículas suelen ser irregulares y de tamaño variable (entre 1 mm y 2,5 cm). Son frecuentes en afloramientos de coladas basálticas de tipo "pahoe-hoe".



Figura 3. Muestra de mano de basalto afanítico vacuolar (BAFV).

Los basaltos afaníticos vacuolares (BAFV) presentan generalmente una textura afanítica que en algunos casos manifiesta una cierta tendencia a microporfídica seriada. De manera global se ven como una masa homogénea cripto a microcristalina con escasa variación en el tamaño de los cristales y afectada por la presencia más o menos abundante de vacuolas, en la que es posible apreciar microlitos de olivino, augita, plagioclasa y minerales metálicos opacos (fundamentalmente magnetita o sulfuros de hierro). En la Figura 4 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

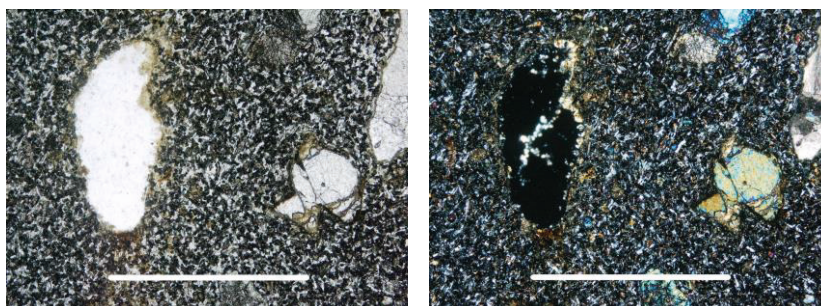


Figura 4. Imágenes al microscopio del BAFV: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.3. Basalto olivínico piroxénico masivo (BOPM)

Litológicamente es un basalto con textura porfídica y abundantes cristales (de 2-5 mm de tamaño generalmente) de olivino y augita (Figura. 5). En afloramientos es frecuente que se presente en coladas basálticas de tipo “aa” o escoriáceas, con una zona central diaclasada, limitada arriba y abajo por niveles de escorias”.



Figura 5. Muestra de mano de basalto olivínico piroxénico masivo (BOPM).

Los basaltos olivínico piroxénico masivos (BOPM) representan uno de los litotipos más comunes en las Islas Canarias. Presentan generalmente textura porfídica, caracterizada por la existencia de fenocristales de olivino y augita englobados dentro de una matriz microcristalina de olivino, augita, plagioclasa y minerales metálicos opacos (fundamentalmente magnetita o sulfuros de hierro).

En la Figura 6 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

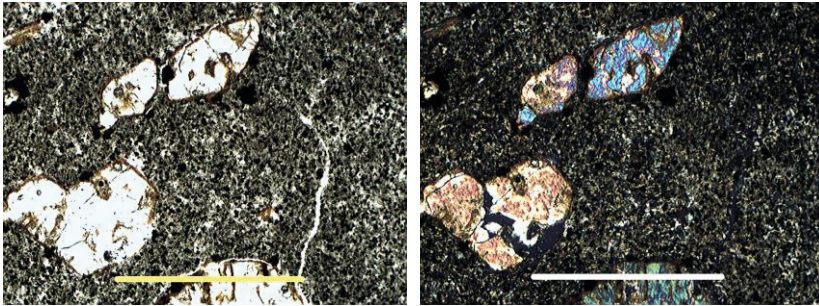


Figura 6. Imágenes al microscopio del BOPM: LPNA izquierda y LPA derecha.

#### 3.1.4. Basalto olivínico piroxénico vacuolar (BOPV)

La litología corresponde a un basalto olivínico piroxénico, de textura porfídica, con abundantes cristales (de 2-5 mm de tamaño generalmente) y gran número de vacuolas redondeadas, de 1 a 10 mm de diámetro (Figura 7). En afloramientos suelen aparecer como coladas basálticas de tipo “pahoe-hoe”.



Figura 7. Muestra de mano de basalto olivínico piroxénico vacuolar (BOPV).



Los basaltos olivínico piroxénico vacuolares (BOPV) presentan, desde el punto de vista mineralógico grandes similitudes con los basaltos masivos, con la principal diferencia en la presencia de vacuolas más o menos abundantes y patentes en muestra de mano. En general también presentan textura porfídica caracterizada por la existencia de fenocristales de olivino y augita englobados en una matriz microcristalina de plagioclasa, augita, olivino y minerales metálicos opacos. En la Figura 8 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

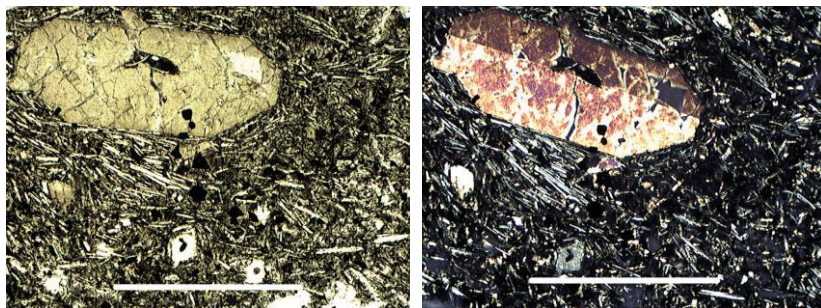


Figura 8. Imágenes al microscopio del BOPV: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.5. Basalto plagioclásico masivo (BPLM)

Litológicamente se trata de un basalto plagioclásico, porfídico, con cristales de plagioclasa (color blanco) de hasta 2 cm de largo (Figura 9). Es común que estos cristales aparezcan orientados a favor de la dirección de flujo; si bien esta orientación es apreciable dependiendo de la sección de corte de la muestra. Puede presentar vacuolas (1-3 mm) dispersas. En afloramientos se suelen encontrar en coladas escoriáceas o “aa”, en los niveles masivos centrales, entre los niveles escoriáceos.

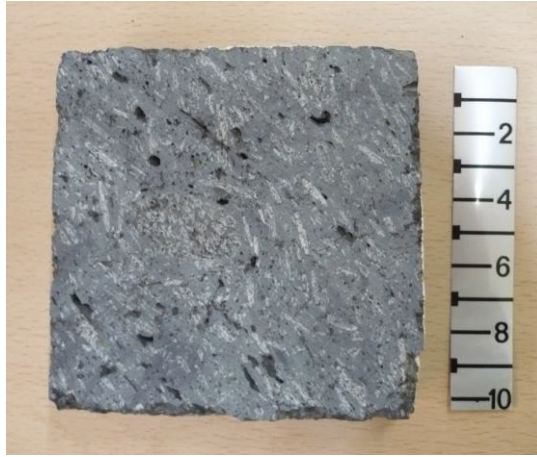


Figura 9. Muestra de mano de basalto plagioclásico masivo (BPLM).

Los basaltos plagioclásicos masivos (BPLM) son de los litotipos menos comunes en las Islas Canarias. Presentan generalmente textura porfídica, caracterizada por la existencia de fenocristales de plagioclasa, augita y ocasionalmente olivino englobados dentro de una matriz microcristalina con escasa o nula presencia de vacuolas que está formada por plagioclasa, augita y minerales metálicos opacos (fundamentalmente magnetita o sulfuros de hierro). En la Figura 10 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico en condiciones de luz polarizada analizada (LPA).

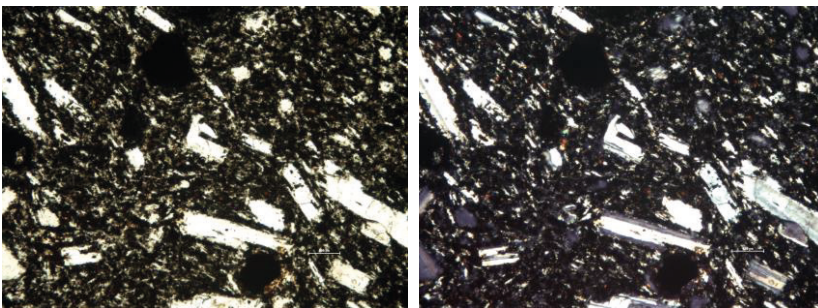


Figura 10. Imágenes al microscopio del BPLM: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.6. Basalto plagioclásico vacuolar (BPLV)

Litológicamente se trata de un basalto plagioclásico, de textura porfídica, con cristales de plagioclasa (color blanco) de hasta 2 cm de largo, orientados mayoritariamente en la dirección de flujo. Presenta abundantes vacuolas redondeadas de 1 a 5 mm de tamaño (Figura 11). En afloramientos suelen aparecer en coladas basálticas de tipo “pahoe-hoe”.

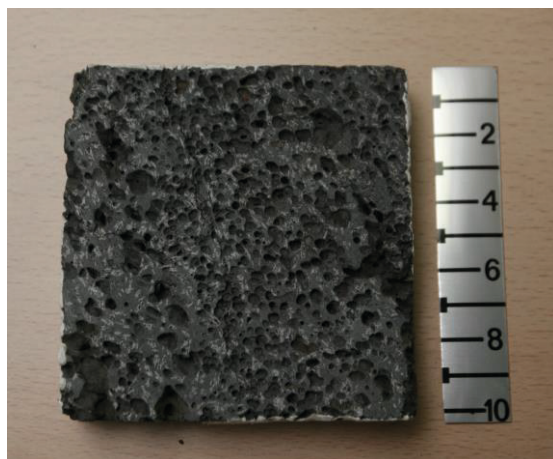


Figura 11. Muestra de mano de basalto plagioclásico vacuolar (BPLV).

Los basaltos plagioclásicos vacuolares (BPLV) son de los litotipos menos comunes en las Islas Canarias. Presentan generalmente textura porfídica, caracterizada por la existencia de fenocristales de plagioclasa, augita y ocasionalmente olivino englobados dentro de una matriz microcristalina vacuolar formada por plagioclasa, augita y minerales metálicos opacos (fundamentalmente magnetita o sulfuros de hierro). En la Figura 12 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

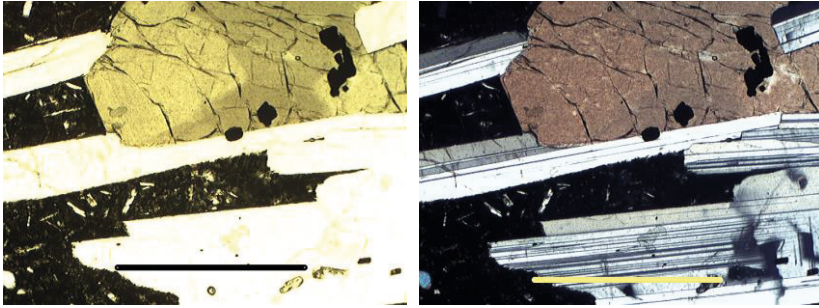
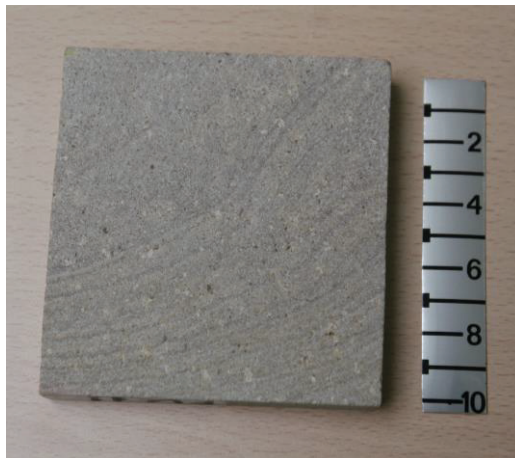


Figura 12. Imágenes al microscopio del BPLV: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.7. Traquita (TRQ)

Se trata de una roca microporfídica de color gris claro (Figura 13). Se aprecian minerales máficos (es decir, silicatos ricos en magnesio y hierro) de 1-2 mm prismáticos y agregados policristalinos de hasta 8 mm envueltos en una matriz de grano fino. Se caracteriza por la textura típica traquítica, con cristales visibles, fundamentalmente de feldespato sódico-potásico, piroxeno o anfíboles, englobados en una matriz de pequeños cristales orientados o dispuestos al azar (afieltrados), de similar naturaleza. Los afloramientos típicos de esta roca corresponden a coladas de tipo escoriáceo.



13. Muestra de mano de traquita (TRQ).



La traquita (TRQ) está compuesta fundamentalmente por feldespato alcalino, tanto sanidina como anortoclasa. Estos pueden encontrarse como fenocristales y al mismo tiempo siendo las fases principales en la matriz de la roca. Algunos minerales máficos acompañantes pueden ser biotita, anfíboles y clinopiroxeno. En la Figura 14 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

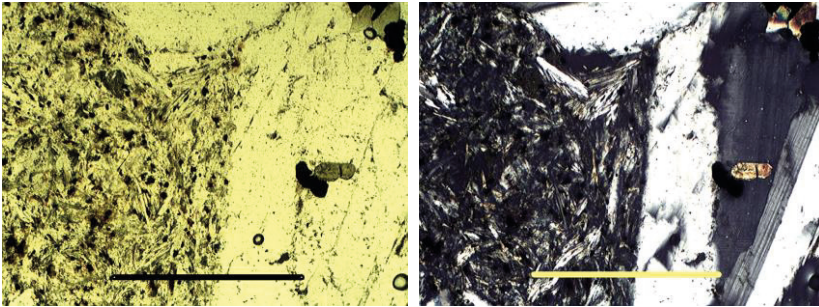


Figura 14. Imágenes al microscopio de la TRQ: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.8. Fonolita (FON)

Es una roca de color gris, muy masiva y sin prácticamente vacuolas, que suele mostrar texturas de flujo con bandas de color claro y oscuro. También puede presentar un aspecto moteado, con granos de color blanco y negro (Figura 15). En la rotura presenta una superficie sedosa y una fractura concoidea. En afloramientos aparecen generalmente en potentes paquetes de roca masiva, con escasos o nulos niveles de escorias.

La fonolita (FON) está constituida por feldespatoideos y feldespato alcalinos. Sin cuarzo ni plagioclasas. Entre los componentes esenciales destacan la ortoclasa, feldespatoide (nefelina o haüyna) y aegirina. Como accesorios puede incluir magnetita, piritita y analcima. En la Figura 16 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

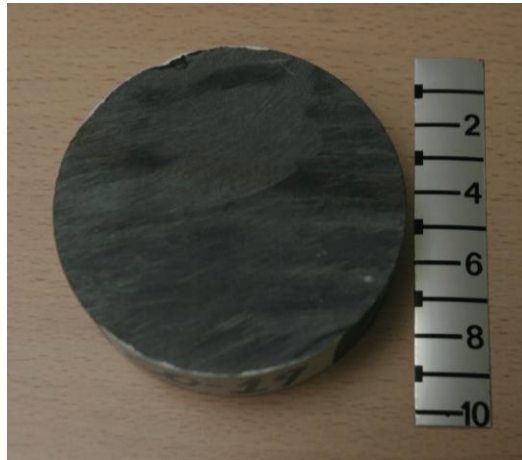


Figura 15. Muestra de mano de fonolita (FON).

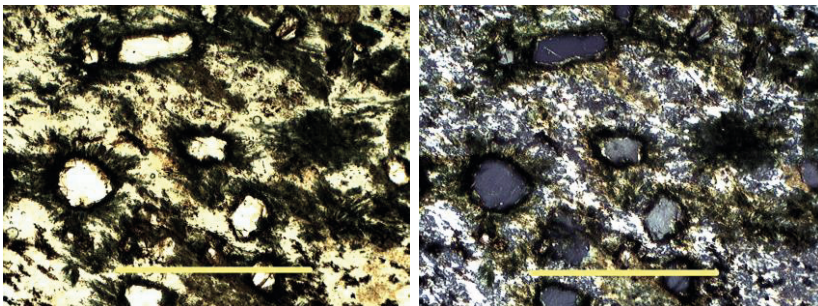


Figura 16. Imágenes al microscopio de la FON: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.9. Ignimbrita soldada (IGS)

La litología es propia de una roca brechoide con textura eutaxítica o de flujo, marcada por la orientación de los fragmentos vítreos en forma de flama (Figura 17), de pequeño tamaño (1-3 cm). Contiene fragmentos angulosos dispersos de composición traquítica o fonolítica (1-5 cm) y abundantes cristales de feldespatos. La matriz cinerítica (es decir, constituida por cenizas) puede presentar gran variedad de colores (gris, marrón, ocre, amarillo, naranja). En afloramientos aparecen en potentes paquetes de roca masiva, poco diaclasada.



Figura 17. Muestra de mano de ignimbrita soldada (IGS).

La ignimbrita soldada (IGS) está constituida por cristales fragmentados de feldespato alcalino, fragmentos de pómez o vidrio volcánico colapsados y estirados en la dirección del flujo piroclástico en que se formaron, pudiendo incluir también feldespatoïdes, clinopiroxenos, cristales opacos. En la Figura 18 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

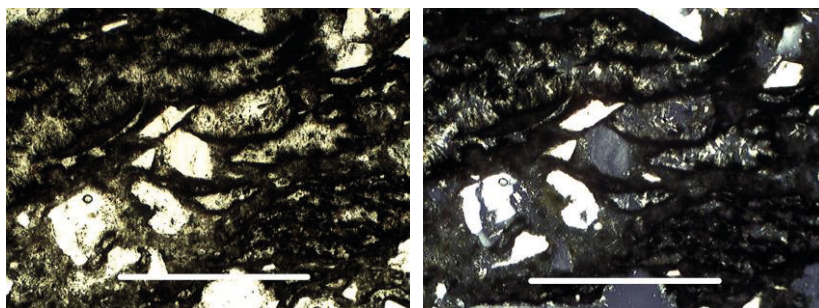


Figura 18. Imágenes al microscopio de la IGS: LPNA izquierda y LPA derecha.

### 3.1.10. Ignimbrita no soldada (IGNS)

La litología corresponde a una ignimbrita no soldada con abundantes fragmentos líticos de textura y composición diversa, fragmentos de pómez dispersos de pequeño tamaño (1-4 cm) y abundante matriz cinerítica de color amarillo claro (Figura 19). Los afloramientos típicos de estas rocas corresponden a paquetes de relativa potencia de roca masiva, sin diaclasas o poco diaclasadas.



Figura 19. Muestra de mano de ignimbrita no soldada (IGNS).

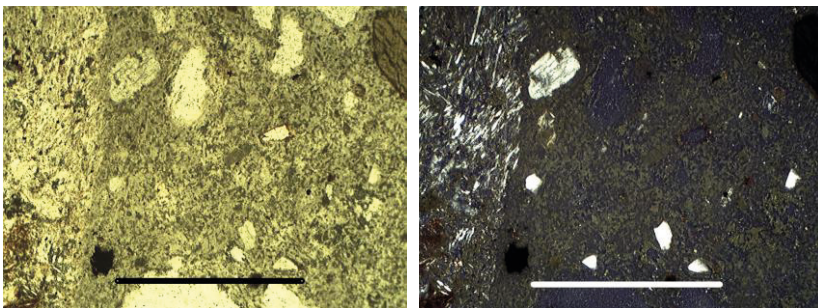


Figura 20. Imágenes al microscopio de la IGS: LPNA izquierda y LPA derecha.

Las ignimbritas no soldadas están constituidas por una mezcla caótica de fragmentos de pómez, ceniza, fragmentos de roca y cristales. Tienen composición traquítica o fonolítica y bajo el microscopio petrográfico se pueden

observar cristales de anortoclasa o sanidina, fragmentos vítreos de morfología irregular, fragmentos de egiirina, hornblenda y minerales opacos, todos ellos en una matriz microcristalina o vítrea. En la Figura 20 puede apreciarse el aspecto general de este tipo de rocas al microscopio petrográfico tanto en condiciones de luz polarizada no analizada (LPNA) como de luz polarizada analizada (LPA).

#### 4. Bibliografía

Hernández Gutiérrez, L.E. (2014). Caracterización geomecánica de las rocas volcánicas de las Islas Canarias. Tesis Doctoral, Universidad de La Laguna.

Gobierno de Canarias (2011). Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias.

## CAPÍTULO 2

---

# Caracterización geomecánica de las rocas volcánicas de las Islas Canarias

Luis Enrique Hernández Gutiérrez

José Antonio Rodríguez Losada

Claudio Olalla Marañón

## Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de un estudio realizado en las Islas Canarias (Hernández, 2014) con el fin de poner a disposición de los profesionales de la Ingeniería Civil y de la Arquitectura una base de datos de parámetros geotécnicos de las rocas volcánicas. El objetivo prioritario de este estudio fue caracterizar geomecánicamente, y de manera sistemática, es decir de forma ordenada y abarcando a todas las unidades geológicas rocosas, cada uno de los litotipos volcánicos presentes en el Archipiélago Canario. De esta manera, a cada tipo de roca volcánica presente en las islas se le puede asignar, a priori, unos parámetros geotécnicos con los que quede suficientemente definida y clasificada.

A partir de la clasificación de litotipos de las islas Canarias que se presenta en el Capítulo 1, se han practicado numerosos ensayos propios de la mecánica de rocas y la petrología, que han permitido asignar parámetros geotécnicos a cada uno de ellos.

## 1. Materiales estudiados

Los materiales objeto del estudio han sido las rocas volcánicas altamente cohesivas. Atendiendo al interés de la Ingeniería Civil, en una primera aproximación al término, se puede definir roca como el componente “duro”, “resistente”, de la corteza terrestre, mientras que los suelos son el componente “blando”.



Siendo más precisos, se define a las rocas como agregados naturales compuestos por partículas minerales, con fuertes uniones cohesivas permanentes, que constituyen masas geológicamente independientes y cartografiables. Por otro lado, los suelos son agregados naturales de partículas minerales granulares y cohesivas separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua (Ferrer y González de Vallejo, 1999).

En el ámbito de la Geotecnia es muy importante la diferenciación entre roca matriz y macizo rocoso. La roca matriz, matriz rocosa o roca intacta es el material rocoso no afectado por las discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre las mismas; se caracterizan fundamentalmente por su densidad, deformabilidad y resistencia. Las discontinuidades son las superficies que atraviesan al macizo rocoso haciéndole perder su continuidad y dividiéndolo en porciones más pequeñas de roca matriz; pueden ser de origen sedimentario o mecánico. El macizo rocoso es el conjunto de la matriz rocosa y de las discontinuidades que atraviesan al mismo; se caracteriza atendiendo a un conjunto de parámetros descriptivos de acuerdo con los criterios de la International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978).

El presente capítulo se centra en el estudio de las propiedades geomecánicas de la matriz rocosa.

Los litotipos estudiados son los que se definen ampliamente en el Capítulo 1, y que se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación de litotipos de rocas volcánicas de las Islas Canarias (Hernández, 2014)

|                 |                           |              |      |
|-----------------|---------------------------|--------------|------|
| BASALTO (B)     | AFANÍTICO (AF)            | MASIVO (M)   | BAFM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BAFV |
|                 | OLIVÍNICO-PIROXÉNICO (OP) | MASIVO (M)   | BOPM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BOPV |
|                 | PLAGIOCLÁSICO (PL)        | MASIVO (M)   | BPLM |
|                 |                           | VACUOLAR (V) | BPLV |
| TRAQUITA (TRQ)  |                           |              | TRQ  |
| FONOLITA        |                           |              | FON  |
| IGNIMBRITA (IG) | SOLDADA                   |              | IGS  |
|                 | NO SOLDADA                |              | IGNS |

Para este estudio se recolectaron 344 muestras que corresponden a una distribución media de unas 34 muestras para cada uno de los diez litotipos definidos, procurando cubrir el más amplio espectro de variación en características peculiares dentro de cada uno de los grupos de litotipos

## 2. Ensayos de laboratorio

Las propiedades de la matriz rocosa por lo general se estudian mediante ensayos de laboratorio, mientras que los análisis del macizo rocoso deben hacerse in situ y siempre a partir de una buena descripción del mismo. La elección de los primeros o segundos es función de la representatividad de los ensayos de laboratorio y del problema que se está analizando. Así, en un macizo de ignimbritas soldadas de gran homogeneidad petrográfica, nula meteorización y fracturas escasas y muy cerradas, una muestra de la roca matriz puede ser muy representativa. Al contrario, un conjunto constituido por alternancias de niveles compactos y niveles escoriáceos de coladas basálticas, donde los primeros a su vez están fuertemente diaclasados, necesitará para el conocimiento de sus características, una descripción detallada de sus rasgos generales acompañada, por supuesto de una serie de ensayos realizados in situ.

La escala de trabajo es condicionante máximo para definir las propiedades de un macizo rocoso. Así, una muestra obtenida de un testigo de un macizo basáltico puede dar resultados que por lo general tengan muy poco que ver con los que se deben asignar al conjunto macizo rocoso (roca matriz y discontinuidades) por ejemplo en el diseño de un talud, el cálculo de una cimentación de grandes dimensiones o en el estudio del refuerzo necesario para ejecutar un túnel.

En realidad ambos tipos de ensayos se complementan si se seleccionan adecuadamente, atendiendo al tipo de obra a realizar y al estado del macizo en que se ubica.

La estabilidad de cualquier construcción que se realice en el medio geológico, depende de las condiciones estructurales del macizo rocoso y de la relación entre los esfuerzos existentes en el medio y la resistencia de la roca, cuyo resultado puede provocar la rotura, o una deformación plástica inaceptable. La evaluación de las características del medio rocoso requiere de ensayos que determinen las propiedades mecánicas de las rocas. Los resultados de dichos ensayos permiten establecer los parámetros resistentes y elásticos de las rocas analizados en su conjunto.



La ISRM (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas) señala las siguientes propiedades a estudiar en un emplazamiento (Ulusay y Hudson, 2007):

- Las resistencias características de las rocas en sus varios grados de meteorización, caso de que existan en el emplazamiento (relación entre esfuerzos, cohesión, ángulo de rozamiento, dureza y otras).
- Las características de deformabilidad de la roca en sus varios grados de alteración, incluyendo la deformabilidad instantánea y a largo plazo.
- Velocidad de propagación de las ondas elásticas en la roca, teniendo en cuenta los distintos grados de meteorización.
- Densidad, porosidad, contenido en agua y otras propiedades.
- Anisotropía con vistas a conocer la resistencia y deformabilidad de la roca.

La determinación de las propiedades resistentes de la matriz rocosa se realiza mediante ensayos estáticos de laboratorio, como son: Ensayos de compresión uniaxial; ensayos de tracción directa o indirecta (ensayo Brasileño); ensayos de compresión triaxial; ensayos de resistencia al corte (corte directo); determinación de las constantes elásticas (Módulo de Young y Coeficiente de Poisson), a partir de ensayos de compresión simple con bandas extensométricas.

Todos los procesos de recolección y análisis se realizaron conforme a la normativa vigente en España desarrollada por AENOR (AENOR, 1999; AENOR, 2001; normas UNE-EN) y, en los casos en que ésta no existía, se aplicaron las normas de otros países (preferentemente la ASTM (American Society for Testing and Materials, 2001) o de entidades de reconocido prestigio en el ámbito de la mecánica de rocas, como es la ISRM (ISRM, 2007).

Las muestras de roca de los distintos litotipos fueron sometidas a los ensayos físico-mecánicos que se relacionan a continuación junto a la norma aplicada para cada ensayo, en orden a la determinación de los parámetros geotécnicos básicos de los litotipos seleccionados:

- Determinación de la densidad de partículas (UNE-EN 1097-6:2000).
- Determinación de la densidad real y aparente y de la porosidad abierta y total (según norma UNE-EN 1936:1999).

- Determinación de la absorción de agua a presión atmosférica (según norma UNE-EN 13755:2002).
- Determinación de la velocidad de transmisión de las ondas elásticas en el laboratorio (según norma ASTM D 2845-00).
- Determinación de la dureza de la roca mediante el martillo de Schmidt (según norma ASTM D 5873-00).
- Ensayo de carga puntual o Franklin (según norma UNE 22950-5:1996).
- Ensayo de tracción indirecta o Brasileño (según norma UNE 22950-2:1990).
- Resistencia a la compresión uniaxial (según norma UNE 22950-1:1990).
- Resistencia a la compresión triaxial (según norma UNE 22950-4:1990).
- Determinación del Módulo de Young y Coeficiente de Poisson (según norma UNE 22950-3:1990).

### 3. Estudio geomecánico de los litotipos

Una vez seleccionadas las muestras y realizados los ensayos, con los resultados obtenidos se hizo un análisis estadístico de población de datos para obtener los parámetros geotécnicos característicos de cada litotipo. La información se ordena en distintos subapartados correspondientes cada uno al grupo de propiedades estudiadas, que contienen a su vez a los parámetros siguientes:

- Propiedades identificativas básicas: Peso específico, porosidad, absorción, velocidades de transmisión de ondas.
- Propiedades resistentes: Esclerometría, resistencia a carga puntual (PLT), resistencia a tracción indirecta, resistencia a compresión simple, resistencia al corte (triaxiales).
- Propiedades deformacionales: Módulo de Young, coeficiente de Poisson.

Los resultados de los ensayos ejecutados se presentan en forma de valores medios, para cada litotipo y para el conjunto de todos ellos. Además, se recoge también información relativa al número de ensayos realizados en cada caso, los valores máximos y mínimos obtenidos, la desviación estándar y el coeficiente de

variación. Todos estos resultados se presentan a continuación en forma de tablas y de gráficos.

### 3.1. Propiedades identificativas básicas

En este apartado se recogen los resultados de los ensayos realizados para definir las propiedades básicas de identificación de las rocas. Estos ensayos son: Determinación de peso específico (aparente, seco, saturado y real), porosidad, absorción y velocidad de transmisión de ondas.

#### 3.1.1. Peso específico aparente

Se realizaron un total de 108 ensayos de determinación del peso específico aparente de la roca (según norma UNE EN 1096-6:0). En la Tabla 2 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 2. Resultados de los ensayos de determinación de peso específico aparente ( $\text{kN/m}^3$ ).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 40         | 29,1     | 30,9         | 25,8         | 1,09                | 0,036                  |
| BOPV     | 5          | 25,4     | 27,5         | 23,4         | 1,85                | 0,072                  |
| BPLV     | 2          | 25,1     | 25,6         | 24,7         | 0,63                | 0,025                  |
| BPLM     | 3          | 25,1     | 27,0         | 23,6         | 1,70                | 0,036                  |
| BAFV     | 8          | 23,3     | 26,6         | 15,8         | 3,58                | 0,150                  |
| BAFM     | 7          | 28,4     | 29,4         | 26,8         | 0,99                | 0,034                  |
| TRQ      | 15         | 25,2     | 28,3         | 21,0         | 1,88                | 0,074                  |
| FON      | 9          | 25,5     | 30,1         | 21,2         | 2,84                | 0,109                  |
| IGNS     | 5          | 22,0     | 25,4         | 18,2         | 3,34                | 0,149                  |
| IGS      | 14         | 24,7     | 26,5         | 23,3         | 1,01                | 0,039                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura1.

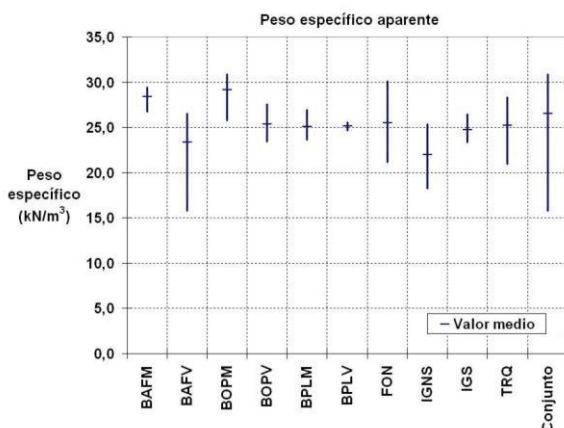


Figura 1. Peso específico aparente por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.2. Peso específico seco

Se han llevado a cabo un total de 108 ensayos de determinación de la peso específico seco de la roca (normativa UNE EN 1096-6:0). En la Tabla 3 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 3. Resultados de los ensayos de determinación de peso específico seco (kN/m³).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 40         | 27,9     | 30,7         | 24,0         | 1,41                | 0,050                  |
| BOPV     | 5          | 23,3     | 26,7         | 18,6         | 3,23                | 0,135                  |
| BPLV     | 2          | 23,7     | 24,1         | 23,3         | 0,56                | 0,023                  |
| BPLM     | 3          | 24,0     | 25,7         | 22,6         | 1,54                | 0,063                  |
| BAFV     | 8          | 20,9     | 25,7         | 12,8         | 4,39                | 0,207                  |
| BAFM     | 7          | 27,3     | 28,4         | 25,5         | 1,01                | 0,036                  |
| TRQ      | 15         | 24,1     | 27,4         | 20,0         | 2,21                | 0,090                  |
| FON      | 9          | 24,7     | 28,7         | 20,6         | 2,68                | 0,106                  |
| IGNS     | 5          | 16,4     | 21,6         | 10,8         | 4,63                | 0,277                  |
| IGS      | 14         | 21,5     | 24,1         | 19,1         | 1,66                | 0,075                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 2.

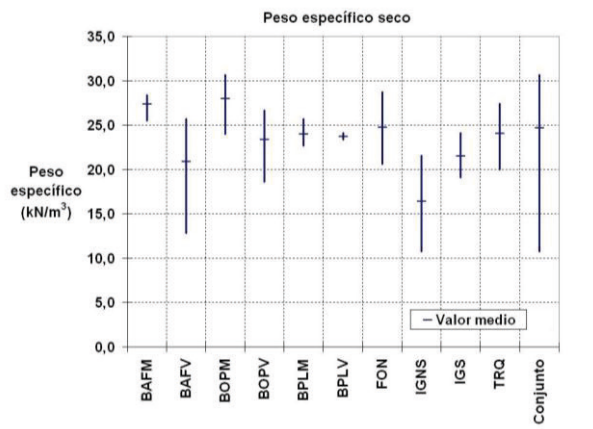


Figura 2. Peso específico seco por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.3. Peso específico saturado

Se han llevado a cabo un total de 108 ensayos de determinación del peso específico saturado de la roca (según el procedimiento de la norma UNE EN 1096-6:0). En la Tabla 4 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 4. Resultados de los ensayos de determinación de peso específico saturado (kN/m<sup>3</sup>).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|----------------------|
| BOPM     | 40         | 28,3     | 30,8         | 24,7         | 1,26                | 0,044                |
| BOPV     | 5          | 24,1     | 27,0         | 20,6         | 2,61                | 0,106                |
| BPLV     | 2          | 24,3     | 24,7         | 23,8         | 0,63                | 0,025                |
| BPLM     | 3          | 24,4     | 26,2         | 23,0         | 1,60                | 0,064                |
| BAFV     | 8          | 22,0     | 26,0         | 14,7         | 3,70                | 0,166                |
| BAFM     | 7          | 27,7     | 28,8         | 26,0         | 1,00                | 0,035                |
| TRQ      | 15         | 24,5     | 27,7         | 20,5         | 2,05                | 0,081                |
| FON      | 9          | 25,0     | 29,1         | 20,9         | 2,70                | 0,106                |
| IGNS     | 5          | 19,0     | 23,0         | 14,8         | 3,61                | 0,186                |
| IGS      | 14         | 22,7     | 24,5         | 21,0         | 1,23                | 0,049                |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 3.

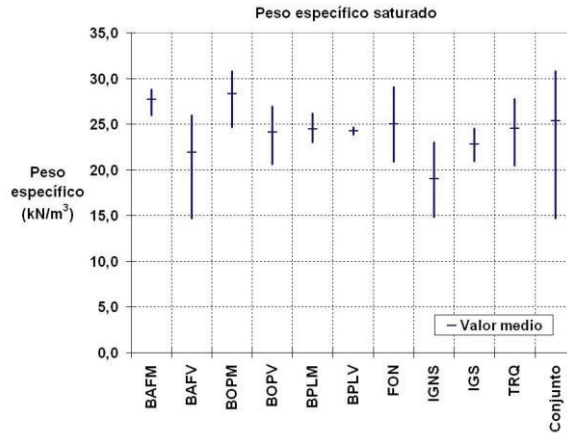


Figura 3. Peso específico saturado por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.4. Peso específico real

Se han llevado a cabo un total de 140 determinaciones del peso específico de las partículas sólidas de la roca correspondientes a 45 muestras (normativa UNE-EN 1936), mediante el método del picnómetro a partir de muestra pulverizada y tamizada a través de tamiz de 0.063 mm de malla. En la Tabla 5 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 5. Resultados de los ensayos de determinación de peso específico real (kN/m<sup>3</sup>).

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 19          | 30,4     | 32,6         | 28,0         | 0,94                | 0,030                  |
| BOPV     | 4           | 30,2     | 31,3         | 29,0         | 1,18                | 0,038                  |
| BPLV     | 1           | 28,4     | -            | -            | -                   | -                      |
| BPLM     | 2           | 27,4     | 27,8         | 27,0         | 0,56                | 0,020                  |
| BAFV     | 3           | 29,9     | 31,2         | 29,1         | 1,14                | 0,037                  |
| BAFM     | 2           | 29,1     | 30,1         | 28,1         | 1,38                | 0,047                  |
| TRQ      | 7           | 26,1     | 27,0         | 25,7         | 0,47                | 0,018                  |
| FON      | 1           | 24,6     | -            | -            | -                   | -                      |
| IGNS     | 1           | 22,1     | -            | -            | -                   | -                      |
| IGS      | 5           | 25,2     | 26,5         | 23,5         | 1,12                | 0,043                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 4.

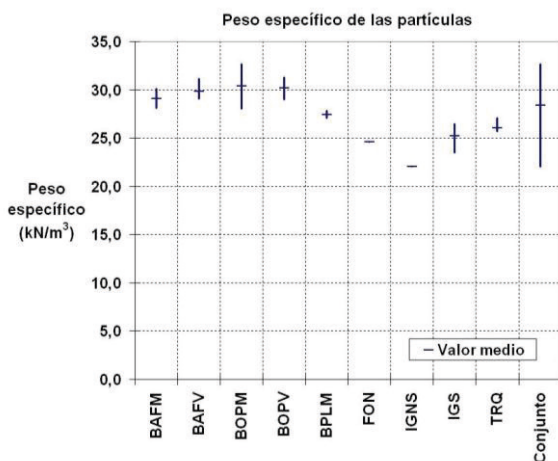


Figura 4. Peso específico real por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.5. Porosidad

Se ha determinado la porosidad total (relación entre el volumen de poros abiertos y cerrados y el volumen aparente) y la porosidad abierta (relación entre el volumen de los poros abiertos y el volumen aparente).

#### *Porosidad total*

Se han llevado a cabo un total de 31 ensayos de determinación de la porosidad total de la roca (normativa UNE-EN 1936). En la Tabla 3 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 6. Resultados de los ensayos de determinación de porosidad total (%).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 15         | 9,55     | 19,41        | 1,57         | 5,113               | 0,535                  |
| BOPV     | 2          | 31,07    | 40,44        | 21,70        | 13,25               | 0,427                  |
| BPLM     | 2          | 15,55    | 16,30        | 14,79        | 1,072               | 0,069                  |
| BAFV     | 3          | 29,84    | 45,91        | 20,88        | 13,95               | 0,467                  |

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BAFM     | 1          | 5,54     | -            | -            | -                   | -                      |
| TRQ      | 6          | 8,89     | 14,45        | 3,38         | 4,36                | 0,491                  |
| IGNS     | 1          | 44,40    | -            | -            | -                   | -                      |
| IGS      | 1          | 6,19     | -            | -            | -                   | -                      |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 5.

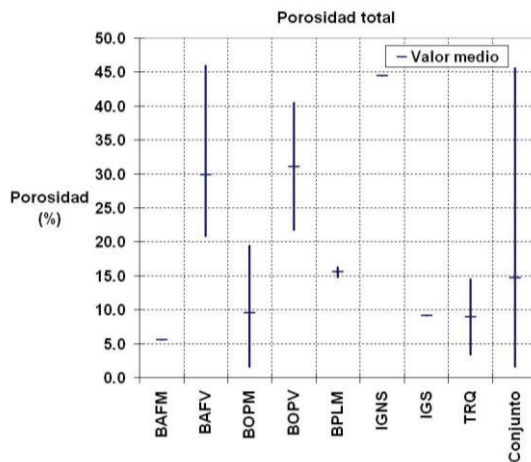


Figura 5. Porosidad total por litotipos: valor medio y rango de variación.

### *Porosidad abierta*

Se han llevado a cabo un total de 107 ensayos de determinación de la porosidad abierta de la roca (normativa UNE-EN 1936). En la Tabla 7 se han recopilado los resultados obtenidos.

Tabla 7. Resultados de los ensayos de determinación de porosidad abierta (%).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 40         | 4,10     | 12,04        | 0,47         | 2,302               | 0,561                  |
| BOPV     | 5          | 8,24     | 20,36        | 3,15         | 7,03                | 0,853                  |
| BPLV     | 2          | 3,33     | 5,54         | 1,13         | 3,12                | 0,935                  |



| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BPLM     | 3          | 4,85     | 6,06         | 4,06         | 1,064               | 0,219                  |
| BAFV     | 8          | 11,03    | 33,03        | 2,94         | 10,12               | 0,918                  |
| BAFM     | 7          | 3,59     | 4,86         | 2,83         | 0,829               | 0,231                  |
| TRQ      | 15         | 4,58     | 7,72         | 1,25         | 2,34                | 0,510                  |
| FON      | 9          | 2,98     | 4,79         | 1,14         | 1,41                | 0,475                  |
| IGNS     | 5          | 26,60    | 40,48        | 14,98        | 10,85               | 0,408                  |
| IGS      | 13         | 13,32    | 22,28        | 4,23         | 5,62                | 0,422                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 6.

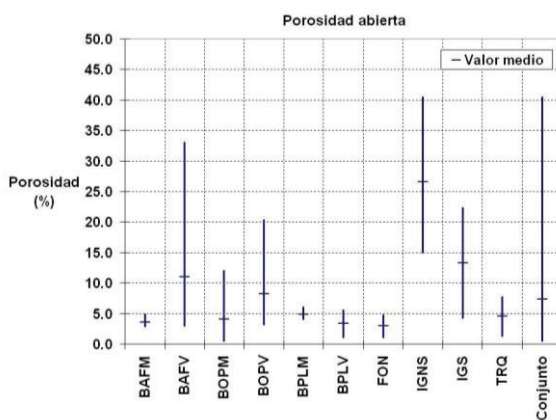


Figura 6. Porosidad abierta por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.6. Absorción

Se han llevado a cabo un total de 165 ensayos de determinación de la absorción de agua a presión atmosférica de la roca (UNE EN 13755:2002). En la Tabla 8 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 8. Resultados de los ensayos de determinación de absorción (%).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 58         | 1,33     | 4,63         | 0,11         | 0,839               | 0,630                  |
| BOPV     | 10         | 5,86     | 18,21        | 1,16         | 5,942               | 1,014                  |
| BPLV     | 4          | 2,46     | 2,85         | 2,20         | 0,281               | 0,114                  |
| BPLM     | 6          | 2,15     | 2,67         | 1,68         | 0,399               | 0,186                  |
| BAFV     | 12         | 5,66     | 19,20        | 1,13         | 5,750               | 1,016                  |
| BAFM     | 9          | 1,23     | 1,80         | 0,75         | 0,335               | 0,273                  |
| TRQ      | 22         | 2,00     | 5,10         | 0,40         | 1,308               | 0,654                  |
| FON      | 11         | 1,10     | 1,83         | 0,41         | 0,522               | 0,475                  |
| IGNS     | 9          | 15,98    | 36,66        | 3,27         | 12,110              | 0,758                  |
| IGS      | 24         | 6,52     | 14,29        | 1,07         | 3,823               | 0,586                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 7.

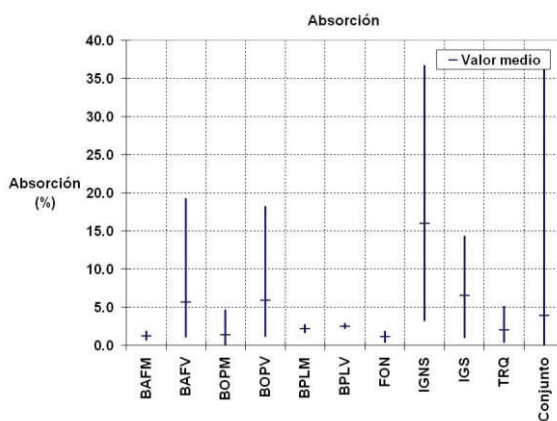


Figura 7. Absorción por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.1.7. Velocidad de transmisión de las ondas

Se han realizado determinaciones de la velocidad de transmisión de ondas transversales (de corte, VT o Vs) y de la velocidad de transmisión de ondas longitudinales (de compresión, VL o Vp).

### *Velocidad de transmisión de ondas transversales*

Se han llevado a cabo un total de 32 ensayos de determinación de la velocidad de transmisión de ondas transversales de la roca. En la Tabla 9 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 9. Resultados de medida de la velocidad de transmisión de ondas transversales (m/s).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 7          | 2783,4   | 3668,4       | 2052,0       | 653,9               | 0,235                  |
| BOPV     | 3          | 1836,0   | 2152,0       | 1325,0       | 446,7               | 0,243                  |
| BPLV     | 2          | 1548,0   | 1936,0       | 1160,0       | 548,7               | 0,354                  |
| BPLM     | 2          | 2024,5   | 2375,0       | 1674,0       | 495,7               | 0,245                  |
| BAFV     | 3          | 1810,0   | 2108,0       | 1435,0       | 343,0               | 0,190                  |
| BAFM     | 1          | 2665,0   | -            | -            | -                   | -                      |
| TRQ      | 3          | 2401,8   | 2847,0       | 1920,0       | 464,6               | 0,193                  |
| FON      | 4          | 2877,6   | 3468,0       | 2372,0       | 473,6               | 0,165                  |
| IGNS     | 4          | 1715,6   | 2335,0       | 736,0        | 686,0               | 0,400                  |
| IGS      | 3          | 2362,7   | 2585,5       | 2236,5       | 193,5               | 0,082                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 8.

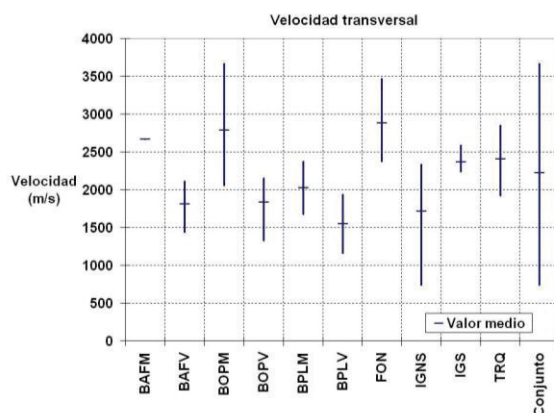


Figura 8. Velocidad de transmisión de ondas transversales por litotipos: valor medio y rango de variación.

*Velocidad de transmisión de ondas longitudinales*

Se han llevado a cabo un total de 32 ensayos de determinación de la velocidad de transmisión de ondas longitudinales de la roca. En la Tabla 10 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 10. Resultados de los ensayos de determinación de velocidad de transmisión de ondas longitudinales (m/s).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 7          | 5172,3   | 6461,0       | 4295,0       | 817,5               | 0,158                  |
| BOPV     | 3          | 3466,3   | 4414,0       | 2403,0       | 1010,5              | 0,292                  |
| BPLV     | 2          | 3738,5   | 3894,0       | 3583,0       | 219,9               | 0,059                  |
| BPLM     | 2          | 2882,5   | 3527,0       | 2238,0       | 911,5               | 0,316                  |
| BAFV     | 3          | 3469,7   | 4526,0       | 2220,0       | 1165,1              | 0,336                  |
| BAFM     | 1          | 5602,0   | -            | -            | -                   | -                      |
| TRQ      | 3          | 4313,9   | 5612,8       | 3263,5       | 1194,2              | 0,277                  |
| FON      | 4          | 5531,9   | 5989,0       | 4992,5       | 414,5               | 0,075                  |
| IGNS     | 4          | 3160,8   | 4078,5       | 1855,0       | 975,4               | 0,309                  |
| IGS      | 3          | 4148,5   | 4950,0       | 3250,0       | 854,1               | 0,206                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 9.

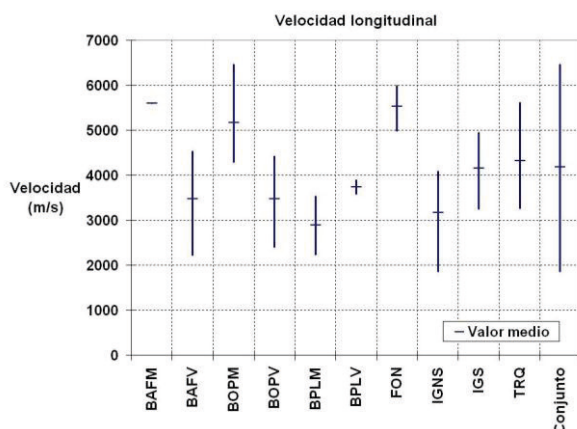


Figura 9. Velocidad de transmisión de ondas longitudinales por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.2. Propiedades resistentes

A continuación se recogen los resultados de los ensayos realizados para la determinación de la resistencia de la roca: Determinación del rebote con martillo Schmidt (esclerómetro), carga puntual, tracción indirecta (ensayo brasileño), compresión simple.

#### 3.2.1. Esclerometría

Sobre 186 muestras se realizaron 907 determinaciones del rebote con martillo Schmidt. A partir de estos datos se estimó la resistencia a compresión uniaxial de la roca. En la Tabla 11 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 11. Resultados de resistencia a compresión simple a partir del martillo Schmidt (MPa).

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 71          | 82,4     | 113,8        | 24,5         | 20,0                | 0,243                  |
| BOPV     | 20          | 47,8     | 93,2         | 6,9          | 30,2                | 0,633                  |
| BPLV     | 1           | 50,0     | -            | -            | -                   | -                      |
| BPLM     | 6           | 39,7     | 54,9         | 22,1         | 12,5                | 0,315                  |
| BAFV     | 11          | 58,0     | 83,4         | 17,2         | 23,6                | 0,407                  |
| BAFM     | 12          | 79,3     | 96,1         | 39,7         | 16,4                | 0,207                  |
| TRQ      | 15          | 79,6     | 107,9        | 34,3         | 18,7                | 0,235                  |
| FON      | 20          | 85,4     | 114,7        | 29,9         | 24,0                | 0,282                  |
| IGNS     | 9           | 29,3     | 56,4         | 6,9          | 20,4                | 0,697                  |
| IGS      | 21          | 61,4     | 93,2         | 22,1         | 21,8                | 0,354                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 10.

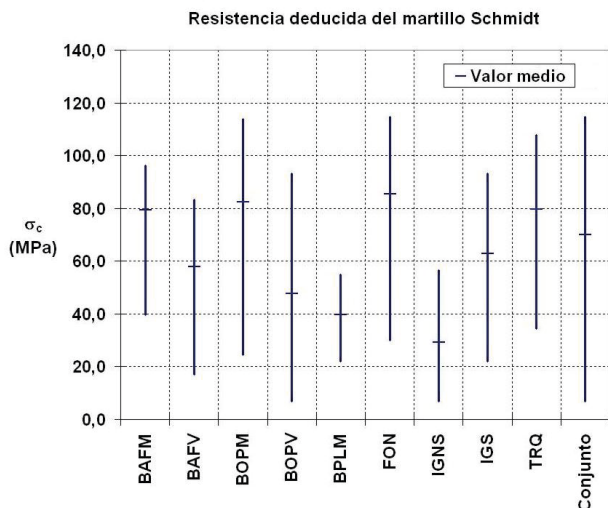


Figura 10. Resistencia a compresión uniaxial deducida del ensayo con el martillo de Schmidt por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.2.2. Carga puntual (PLT)

Se realizaron ensayos para la determinación del índice de carga puntual de la roca, según la norma UNE 22950-5:1996 sobre un conjunto de 1222 probetas cilíndricas de 50 mm de diámetro, correspondientes a 321 muestras de los distintos litotipos del conjunto de muestras tomadas en el Archipiélago Canario. En la Tabla 12 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 12. Resultados de los ensayos de determinación del índice de carga puntual,  $I_{s(50)}$  (MPa).

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 113         | 6,6      | 12,5         | 1,3          | 2,6                 | 0,394                  |
| BOPV     | 31          | 5,4      | 10,4         | 0,4          | 2,2                 | 0,406                  |
| BPLV     | 7           | 2,3      | 3,8          | 0,6          | 1,2                 | 0,510                  |
| BPLM     | 7           | 4,6      | 7,5          | 0,9          | 2,6                 | 0,566                  |
| BAFV     | 19          | 4,9      | 12,8         | 0,6          | 3,2                 | 0,648                  |

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BAFM     | 22          | 7,0      | 12,4         | 1,8          | 2,6                 | 0,373                  |
| TRQ      | 31          | 5,5      | 10,4         | 1,1          | 2,4                 | 0,444                  |
| FON      | 27          | 5,4      | 9,6          | 0,6          | 2,2                 | 0,408                  |
| IGNS     | 13          | 2,0      | 6,2          | 0,2          | 2,0                 | 0,976                  |
| IGS      | 51          | 3,7      | 8,2          | 0,6          | 1,8                 | 0,507                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 11.

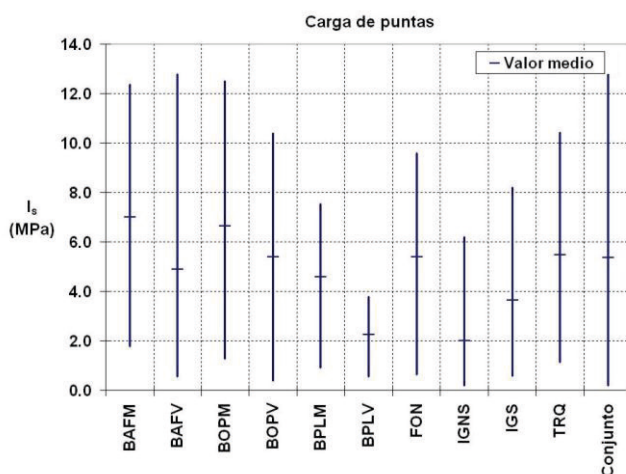


Figura 11. Valor del índice de carga puntual ( $I_{s(50)}$ ) deducido del ensayo de carga puntual por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.2.3. Resistencia a tracción indirecta

Se procedió a realizar 832 determinaciones de resistencia a tracción (Ensayo Brasileño, según norma UNE 22-950-90) correspondientes a una población de 234 muestras para estimar la resistencia a tracción indirecta (tipo brasileño) de la roca. En la Tabla 13 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 13. Resultados de los ensayos de tracción indirecta (ensayo brasileño) (MPa).

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 86          | 47,9     | 88,4         | 19,3         | 16,25               | 0,339                  |
| BOPV     | 23          | 28,2     | 60,6         | 1,5          | 16,1                | 0,571                  |
| BPLV     | 4           | 22,1     | 27,2         | 17,4         | 4,2                 | 0,191                  |
| BPLM     | 5           | 25,0     | 37,8         | 10,0         | 11,7                | 0,468                  |
| BAFV     | 14          | 21,7     | 54,7         | 10,0         | 11,4                | 0,523                  |
| BAFM     | 13          | 50,3     | 88,8         | 26,0         | 21,3                | 0,423                  |
| TRQ      | 21          | 42,4     | 72,2         | 14,3         | 17,7                | 0,418                  |
| FON      | 21          | 44,8     | 83,0         | 18,1         | 17,2                | 0,385                  |
| IGNS     | 9           | 22,0     | 50,1         | 1,11         | 18,1                | 0,822                  |
| IGS      | 38          | 33,5     | 51,3         | 10,9         | 14,3                | 0,429                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 12.

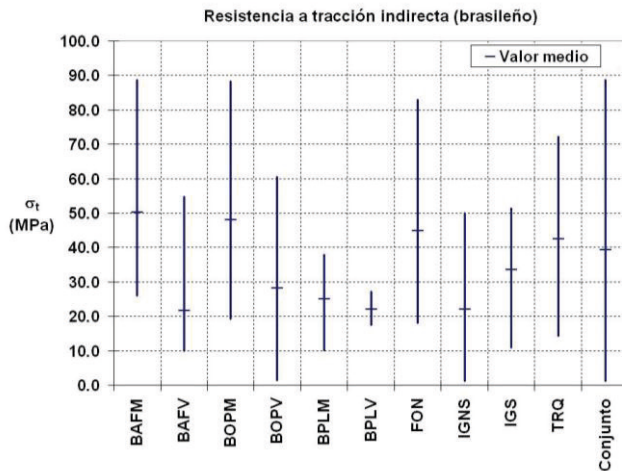


Figura 12. Resistencia a tracción indirecta deducida del ensayo brasileño por litotipos: valor medio y rango de variación.



### 3.2.4. Resistencia a compresión simple

Se han efectuado ensayos de resistencia a la compresión simple, según norma UNE 22950-1:1990, sobre 654 probetas cilíndricas de 50 mm de diámetro por 100 mm de longitud, correspondientes a 332 muestras. En la 14 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 14. Resultados de los ensayos de compresión simple (MPa).

| Litotipo | Nº muestras | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coficiente variación |
|----------|-------------|----------|--------------|--------------|---------------------|----------------------|
| BOPM     | 114         | 114,5    | 276,5        | 2,6          | 59,8                | 0,522                |
| BOPV     | 31          | 47,7     | 180,5        | 2,6          | 35,7                | 0,749                |
| BPLV     | 7           | 36,1     | 57,7         | 21,4         | 14,8                | 0,409                |
| BPLM     | 7           | 60,9     | 103,6        | 32,8         | 27,9                | 0,458                |
| BAFV     | 22          | 31,3     | 66,8         | 2,4          | 16,0                | 0,510                |
| BAFM     | 24          | 104,4    | 246,0        | 37,5         | 54,8                | 0,525                |
| TRQ      | 34          | 95,5     | 265,5        | 5,25         | 62,8                | 0,658                |
| FON      | 27          | 118,9    | 335,8        | 16,0         | 76,8                | 0,646                |
| IGNS     | 15          | 16,5     | 66,0         | 1,6          | 19,5                | 1,183                |
| IGS      | 51          | 48,2     | 135,3        | 4,7          | 29,1                | 0,604                |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 13.

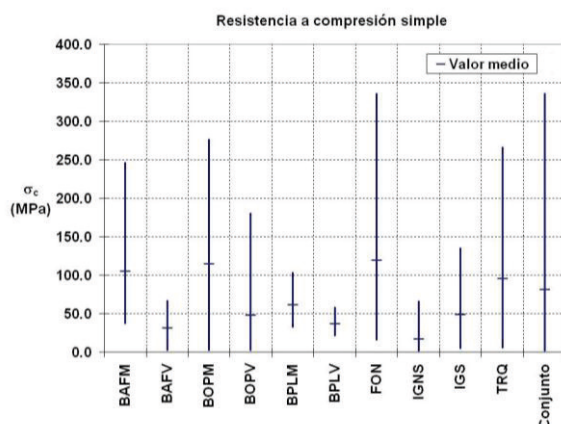


Figura 13. Resistencia a compresión simple por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.3. Propiedades deformacionales

Las propiedades deformacionales de las rocas vienen dadas por los valores del módulo elástico de Young y del coeficiente de Poisson. Se han determinado los módulos dinámicos y estáticos.

#### 3.3.1. Módulo de Young dinámico

Se han llevado a cabo un total de 315 determinaciones del módulo de Young dinámico de la roca a partir de las velocidades de transmisión de ondas. En la Tabla 15 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 15. Valores del módulo de Young dinámico (GPa).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 110        | 69,472   | 141,730      | 19,260       | 25,337              | 0,365                  |
| BOPV     | 31         | 43,966   | 85,380       | 6,600        | 20,484              | 0,466                  |
| BPLV     | 7          | 21,459   | 41,500       | 11,890       | 9,517               | 0,444                  |
| BPLM     | 7          | 40,066   | 70,290       | 21,240       | 16,654              | 0,416                  |
| BAFV     | 21         | 30,628   | 71,730       | 10,230       | 18,904              | 0,617                  |
| BAFM     | 21         | 58,856   | 101,200      | 22,080       | 24,703              | 0,413                  |
| TRQ      | 31         | 48,506   | 82,060       | 12,650       | 20,925              | 0,431                  |
| FON      | 24         | 57,671   | 89,400       | 14,250       | 21,076              | 0,365                  |
| IGNS     | 15         | 13,066   | 40,490       | 1,600        | 12,369              | 0,947                  |
| IGS      | 48         | 28,874   | 94,080       | 5,050        | 15,353              | 0,532                  |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 14.

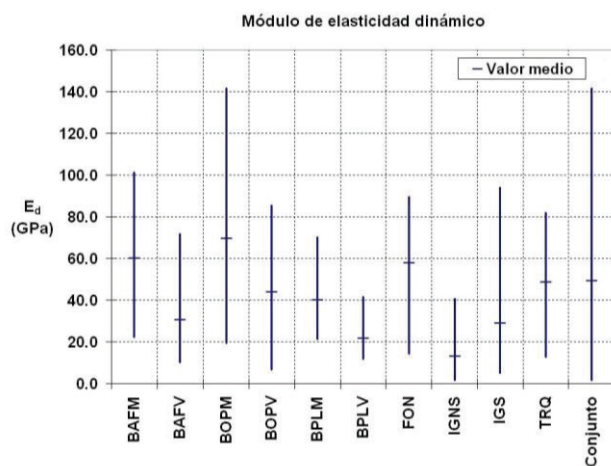


Figura 14. Módulo de elasticidad dinámico por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.3.2. Módulo de Young estático

Se han llevado a cabo un total de 17 determinaciones del módulo estático de la roca a partir de la medida de la deformación de las probetas en ensayos de resistencia a compresión simple por medio de bandas extensométricas. En la Tabla 16 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 16. Valores del módulo de Young estático (GPa).

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coefficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|------------------------|
| BOPM     | 4          | 30,721   | 36,042       | 25,107       | 5,605               | 0,182                  |
| BOPV     | 2          | 15,550   | 19,600       | 11,500       | 5,728               | 0,368                  |
| BPLV     | 1          | 24,550   | -            | -            | -                   | -                      |
| BAFV     | 2          | 16,923   | 19,235       | 14,611       | 3,270               | 0,193                  |
| BAFM     | 1          | 64,600   | -            | -            | -                   | -                      |
| TRQ      | 2          | 32,861   | 45,473       | 20,250       | 17,835              | 0,543                  |
| FON      | 2          | 47,597   | 58,400       | 36,794       | 15,278              | 0,321                  |
| IGNS     | 2          | 8,265    | 12,615       | 3,915        | 6,152               | 0,744                  |
| IGS      | 1          | 50,154   | -            | -            | -                   | -                      |

Estos resultados se pueden ver de forma gráfica en la Figura 15.

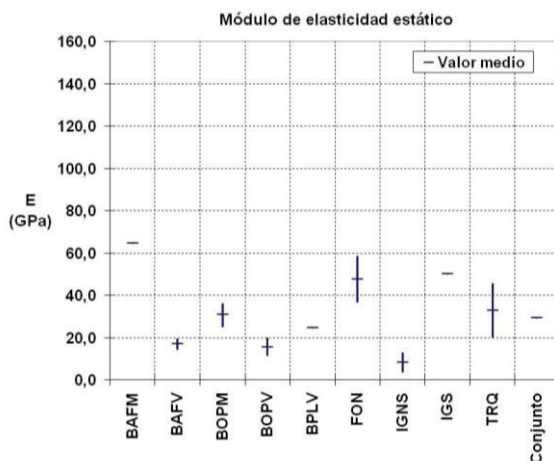


Figura 15. Módulo de elasticidad estático por litotipos: valor medio y rango de variación.

### 3.3.3. Coeficiente de Poisson

Se han llevado a cabo un total de 27 determinaciones del coeficiente de Poisson dinámico de la roca, deducidos de los ensayos de determinación de las velocidades de transmisión de ondas. En la Tabla 17 se han recogido los resultados obtenidos.

Tabla 17. Valores del coeficiente de Poisson.

| Litotipo | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coeficiente variación |
|----------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|-----------------------|
| BOPM     | 7          | 0,28     | 0,37         | 0,13         | 0,104               | 0,375                 |
| BOPV     | 3          | 0,29     | 0,34         | 0,26         | 0,042               | 0,142                 |
| BPLV     | 2          | 0,39     | 0,44         | 0,34         | 0,07                | 0,181                 |
| BAFV     | 3          | 0,27     | 0,36         | 0,14         | 0,12                | 0,429                 |
| BAFM     | 1          | 0,35     | -            | -            | -                   | -                     |
| FON      | 4          | 0,29     | 0,39         | 0,17         | 0,11                | 0,396                 |
| IGNS     | 4          | 0,28     | 0,41         | 0,15         | 0,134               | 0,487                 |
| IGS      | 3          | 0,20     | 0,37         | 0,03         | 0,17                | 0,837                 |

## 4. Síntesis de propiedades del conjunto de litotipos

En la Tabla 18 se muestran de manera resumida las propiedades básicas de todo el conjunto de rocas volcánicas de las Islas Canarias, analizadas de forma conjunta, así como los valores estadísticos más reseñables de cada propiedad.

Tabla 18. Resumen de las principales propiedades geomecánicas del conjunto de rocas volcánicas de las Islas Canarias

| Propiedad                            | Nº ensayos | Promedio | Valor máximo | Valor mínimo | Desviación estándar | Coficiente variación |
|--------------------------------------|------------|----------|--------------|--------------|---------------------|----------------------|
| $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )        | 122        | 26,5     | 30,9         | 15,8         | 2,8                 | 0,107                |
| $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )      | 122        | 24,7     | 30,7         | 10,8         | 3,8                 | 0,156                |
| $\gamma^{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )  | 122        | 25,4     | 30,8         | 14,7         | 3,3                 | 0,129                |
| $\gamma^{real}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 50         | 28,4     | 32,6         | 22,1         | 2,4                 | 0,084                |
| $n_t$ (%)                            | 37         | 14,72    | 45,91        | 1,57         | 11,41               | 0,775                |
| $n_a$ (%)                            | 121        | 7,30     | 40,48        | 0,47         | 7,39                | 1,012                |
| Absorción (%)                        | 186        | 3,89     | 36,66        | 0,11         | 5,49                | 1,413                |
| $v_p$ (m/s)                          | 36         | 4184,5   | 6461,0       | 1855,0       | 1245,6              | 0,298                |
| $v_s$ (m/s)                          | 36         | 2225,8   | 3668,0       | 736,0        | 676,9               | 0,304                |
| $\sigma_{Schmidt}$ (MPa)             | 186        | 70,2     | 114,7        | 6,7          | 27,7                | 0,395                |
| $I_s(50)$ (MPa)                      | 345        | 5,4      | 12,8         | 0,2          | 2,8                 | 0,523                |
| $\sigma_t$ (MPa)                     | 253        | 39,3     | 88,8         | 1,1          | 18,7                | 0,476                |
| $\sigma_c$ (MPa)                     | 358        | 81,1     | 335,8        | 1,6          | 61,6                | 0,760                |
| $E_{dinámico}$ (GPa)                 | 340        | 49,294   | 141,730      | 1,600        | 27,802              | 0,564                |
| $E_{estático}$ (GPa)                 | 21         | 29,316   | 66,250       | 3,915        | 19,175              | 0,654                |
| $\nu$                                | 36         | 0,27     | 0,44         | 0,03         | 0,12                | 0,460                |

La simbología empleada ha sido la siguiente:

$\gamma$ : Peso específico aparente

$\gamma_d$ : Peso específico seco

$\gamma_{sat}$ : Peso específico de partículas saturadas con la superficie seca

$\gamma_{real}$ : Peso específico real

$n_t$ : Porosidad total

$n_a$ : Porosidad abierta

$v_p$ : Velocidad de transmisión de las ondas longitudinales

$v_s$ : Velocidad de transmisión de las ondas transversales

$\sigma_{Schmidt}$ : Resistencia a compresión simple obtenida a partir del rebote con el martillo de Schmidt

$I_s (50)$ : Índice de carga puntual (para muestra de 50 mm de diámetro)

$\sigma_t$ : Resistencia a tracción

$\sigma_c$ : Resistencia a compresión simple

$E_{dinámico}$ : Módulo de elasticidad Young dinámico

$E_{estático}$ : Módulo de elasticidad Young estático

$\nu$ : Coeficiente de Poisson

## 5. Bibliografía

- AENOR. (1999). UNE-ENV 1997-1. Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico. Parte 1: Reglas Generales.
- AENOR. (2001). Áridos para mezclas bituminosas y tratamientos superficiales de carreteras.
- AENOR. (2001). UNE-ENV 1997-2. Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio.
- AENOR. (1999). Geotecnia. Ensayos de campo y de laboratorio.
- American Society for Testing and Materials. (2001). Annual Book of ASTM Standards (Vol. 04.08 (Soil and Rock)).
- Ferrer, M., y González de Vallejo, L. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. (Publicaciones del ITGE, Ministerio de Medio Ambiente ed.).
- Hernández Gutiérrez, L.E. (2014). Caracterización geomecánica de las rocas volcánicas de las Islas Canarias. Tesis Doctoral, Universidad de La Laguna.

ISRM. (2007). The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006. (R. Ulusay, y J. Hudson, Edits.) Ankara: ISRM Turkish National Group 628 pp.

ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, 15.

Ulusay, R., y Hudson, J. (2007). The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring; 1974–2006. ISRM Turkish National Group. (R. Ulusay, y J. Hudson, Edits.) Ankara. 628 pp. ISBN: 9759367548, 9789759367541.

## CAPÍTULO 3

---

# Las clasificaciones geomecánicas en macizos rocosos volcánicos

Mauro Muñiz Menéndez  
F. Javier González-Gallego

### Introducción

A partir de la segunda mitad del siglo XX han sido muchas las clasificaciones geomecánicas surgidas con el propósito inicial de agilizar la toma de decisiones en cuanto al sostenimiento necesario en las excavaciones subterráneas.

En la actualidad las clasificaciones geomecánicas se ha generalizado y son ampliamente utilizadas, tanto en las fases de diseño como en las fases de ejecución, en todo tipo de obras en macizos rocosos. Es importante, por tanto, conocer las limitaciones y dificultades que presenta cada una de las clasificaciones.

La mayoría de estas clasificaciones se basan en la cuantificación de una serie de parámetros característicos del macizo rocosos, que posteriormente se integran dando como resultado un índice de calidad. De esta manera, mediante observaciones directas y sencillos ensayos de campo, puede tenerse una aproximación del comportamiento geomecánico de macizo frente a las diferentes obras proyectadas.

Cada día son más lo métodos de cálculo numéricos y empíricos que emplean, como dato de entrada, valores obtenidos de la aplicación de estas clasificaciones, esto obliga a afinar al máximo su uso y la evaluación de cada parámetro que las compone.

Las rocas volcánicas, debido a su particular génesis, presentan unas características geomecánicas distintivas. Este tipo de macizos muestra una amplia heterogeneidad, tanto en sus características estructurales como litológicas, que hace que la aplicación de clasificaciones geomecánicas en ellos sea especialmente complicada, y en algunos casos, imposible.

La extensión de las zonas volcánicas es escasa, lo que ha provocado que su estudio geotécnico no haya sido demasiado importante, sin embargo, son muchos los países que cuentan con regiones volcánicas. Cada día es mayor el número de obras que se proyectan en estas zonas y, por tanto, el estudio de este tipo de macizos gana cada vez más importancia.



## 1. Clasificaciones geomecánicas

Los macizos rocosos presentan un comportamiento complejo debido, en primer lugar a su carácter discontinuo y, en segundo lugar, a la gran cantidad de parámetros que influyen en sus propiedades. Las clasificaciones geomecánicas surgieron con el objetivo de simplificar el estudio de los macizos y su interacción con las obras de ingeniería. Estas aportan un índice de calidad del macizo mediante la observación directa y cuantificación de sus diferentes características, tanto inherentes como estructurales, y la realización de ensayos sencillos en los mismos (Gonzalez de Vallejo et al, 2002).

La utilización de estas clasificaciones permite asignar a cada macizo una clase de comportamiento y unas características determinadas, que inicialmente sirvieron para facilitar una rápida y simplificada toma de decisiones a la hora de elegir el sostenimiento en los túneles. Fue el campo de las excavaciones subterráneas el que inició el desarrollo y generalizó la utilización de estos métodos.

La evolución, sofisticación y mejora de estas clasificaciones ha propiciado que sean un dato de entrada para los modernos métodos de cálculo numérico, empleados en el diseño de obras en macizos rocosos. Por si solas, las clasificaciones geomecánicas no llegan a ser herramientas matemáticas en si, sino, una aproximación estadística muy simplificada (González-Gallego, 2008).

Las clasificaciones geomecánicas se basan en la asignación de valores individuales a varios parámetros del macizo rocoso. Posteriormente, todos los parámetros se integran para dar el valor de calidad del macizo. Es en la obtención de los valores individuales donde, como se verá más adelante, se encuentran las mayores dificultades para la correcta caracterización del macizo.

Aunque las clasificaciones geomecánicas cuentan con ciertas limitaciones y dificultades en su uso, su aplicación de forma correcta y con el adecuado criterio permite que sean una herramienta muy útil en la ingeniería geotécnica actual.

Son muchos los sistemas de clasificación de macizos rocosos surgidos a lo largo de la historia de la geotecnia. Los más utilizados en la actualidad son el RMR, el índice Q y el GSI, siendo el resto, en su gran mayoría, variaciones y adaptaciones de estos. En la tabla 1 se recopilan las principales clasificaciones geomecánicas que aparecen en la literatura.

| Nombre                                     | Siglas | Autores             | Año  | Aplicación   | Comentario   |
|--|--------|---------------------|------|--------------|--|
| -  |        | Ritter              | 1879 | Túneles      | Cualitativa: Primera aprox. diseño empírico de túneles         |
| Rock load                                  |        | Terzaghi            | 1946 | Túneles      | Cualitativa: Primera para diseñar sost. en túneles.            |
| Stand up time                              |        | Lauffer             | 1958 | Túneles      | Evalúa el tiempo de un túnel sin sostenimiento.                |
| Rock Quality Designation                   | RQD    | De Deer             | 1962 | General      | Forma parte de varias clasificaciones posteriores.             |
| Rock Structure Rating                      | RSR    | Wickham et al.      | 1972 | Túneles      | Primer sistema cuantitativo.                                   |
| Rock Mass Rating                           | RMR    | Bieniawski          | 1973 | Túneles      |  |
| Rock Tunnelling Quality Index              | Q      | Barton et al.       | 1974 | Túneles      | Son los dos sistemas más utilizados en túneles.                |
| Mining Rock Mass Rating                    | MRMR   | Laubscher           | 1977 | Minería      | Basado en el RMR73   |
| Rock Mass Strength                         | RMS    | Selby               | 1980 | Desmontes    | Basado en el estudio de laderas naturales.                     |
| Surface Rock Mass Classification           | SRC    | González de Vallejo | 1983 |              | Basada en el RMR tiene en cuenta el estado tensional.          |
| Slope Mass Rating                          | SMR    | Romana              | 1984 | Desmontes    | Basado en el RMR79 Muy usada en taludes                        |
| Slope Rock Mass Rating                     | SRMR   | Robertson           | 1988 | Desmontes    | Basada en el RMR   |
| Chinese Slope Mass Rating                  | CSMR   | Chen                | 1995 | Desmontes    | Añade al SMR según el estado de las discontinuidades.          |
| Geological Strength Index                  | GSI    | Hoek et al.         | 1995 | General      | Basado en el RMR76   |
| Rock Mass index                            | RMI    | Palmström           | 1995 | General      | Tamaño de bloque, discontinuidades y RCS de la roca.           |
| Modified Rock Mass Rating                  | M RMR  | Ünal                | 1996 | Minería      | Rocas débiles, estratificadas, anisótropas y arcillosas.       |
| Rockslope Deterioration Assessment         | RDA    | Nicholson y Hencher | 1997 | Desmontes    | Erosión y alteración superficial en taludes rocosos            |
| Geological Strength Index                  | GSI    | Marinos y Hoek      | 2001 | General      | Modificación del GSI para rocas tipo Flysch.                   |
| Slope Stability Probability Classification | SSPC   | Hack et al.         | 2002 | Desmontes    | Evaluación de los diferentes mecanismos de rotura              |
| Volcanic Rock Face Safety Rating           | VRFSR  | Singh y Connolly    | 2003 | Excavaciones | Determina la seguridad de taludes en <b>rocas volcánicas</b> . |
| Dam Mass Rating                            | DMR    | Romana              | 2003 | Presas       | Cimentaciones en presas. Basado en el RMR                      |
| Falling Rock Hazard Index                  | FRHI   | Singh               | 2004 | Excavaciones | Evalúa la seguridad taludes rocosos estables.                  |

Tabla 1. Clasificación geomecánicas existentes. Modificado de Pantelidis (2009).

## 2. Parámetros que caracterizan un macizo rocoso

Cada sistema de clasificación utiliza diferentes parámetros, refiriéndose la mayoría de ellos a la resistencia de la roca matriz, las discontinuidades, la presencia de agua y el estado tensional del macizo. Es destacable que en la mayoría de las clasificaciones geomecánicas no se hace ninguna mención ni valoración de la litología que forma el macizo.

A continuación se repasan los principales parámetros involucrados en el comportamiento del macizo destacando aquellos aspectos que más pueden afectar al estudio de macizos volcánicos.

### 2.1. Discontinuidades

La mayoría de las clasificaciones están pensadas para el estudio de macizos en los que la resistencia de la roca matriz es elevada y la gran mayoría de las roturas se producen a través de discontinuidades, por tanto, la descripción de estas representa una parte muy importante de los sistemas de clasificación.

Para la obtención de parámetros referentes a las discontinuidades, es común utilizar las recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) en su publicación *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses* de 1978.

En esta publicación se describen los diez parámetros referentes a las discontinuidades que influyen en su comportamiento, estas son: orientación, espaciado, continuidad o persistencia, rugosidad, resistencia de las paredes, abertura, relleno, presencia de agua, tamaño de bloque y número de familias de discontinuidades.

La continuidad o persistencia es uno de los parámetros más difícilmente cuantificables. Es muy importante tener en cuenta que la continuidad medida en rumbo puede ser muy diferente a la medida en la dirección de buzamiento (por ejemplo en un basalto con disyunción columnar), lo cual puede variar sustancialmente el resultado obtenido cuando aplicamos las clasificaciones geomecánicas.

Todos los parámetros referentes a las discontinuidades y anteriormente descritos suelen darse, no para una discontinuidad en particular, si no, que suelen referirse a familias de discontinuidades a modo de disminuir el número de parámetros y facilitar los cálculos. Se denomina familia de discontinuidades al conjunto de aquellas presentan una misma orientación y unas propiedades semejantes.

## 2.2. Tamaño y forma de bloque

La intensidad de fracturación del macizo es uno de los parámetros más complejos de medir debido a su carácter tridimensional. El tamaño y forma de los bloques de roca intacta que quedan entre las discontinuidades condicionan en gran medida el comportamiento del macizo. Los macizos constituidos por bloques de gran tamaño tienden a ser menos deformables. En el caso de taludes, los macizos formados por bloques de pequeño tamaño pueden llegar a romper con mecanismos propios de suelo (ISRM, 1978). Estos dos factores están determinados por el número de familias, su espaciado y continuidad. El tamaño de los bloques puede describirse principalmente mediante dos parámetros: el índice de tamaño de bloque ( $I_b$  o  $V_b$ ) y el número total de discontinuidades que intersectan un metro cúbico de macizo ( $J_v$ ).

En muchas ocasiones el único método utilizado para determinar la intensidad de fracturación en un macizo es el índice "Rock Quality Designation" o RQD, que se define como la relación, de los trozos de testigo mayores de 100 mm y la longitud total de la maniobra en un sondeo (Deere, 1962).

Hay ocasiones en las que no se dispone de sondeos, en estos casos el RQD puede obtenerse, a partir del espaciado de juntas, siguiendo el método propuesto por Priest and Hudson (1976):

$$\text{RQD} = 100e^{-0,1\lambda} (0,1\lambda + 1) \quad (1)$$

siendo  $\lambda$  el número de juntas por metro lineal.

El RQD presenta, como apuntan varios autores, muchas limitaciones y una incorrecta utilización puede ocasionar importantes errores.

La primera limitación del RQD viene determinada por su propia definición. Al ser arbitraria la medida de los 100 mm no tiene, como puede verse en la Figura 1.

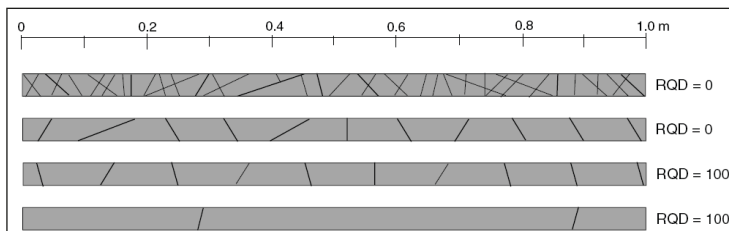


Figura 1. Ejemplos de máximo y mínimo RQD en diferentes densidades de fracturación (Palmstrom, 2001).

La otra gran limitación del RQD viene dada, al igual que en otras medidas lineales aplicadas a propiedades tridimensionales, por la gran sensibilidad a la direccionalidad de la medida. Choi y Park (2004) observaron diferencias de hasta un 24% en el RQD medido en diferentes direcciones en varios proyectos en Corea. En la Figura 2 puede observarse este fenómeno.

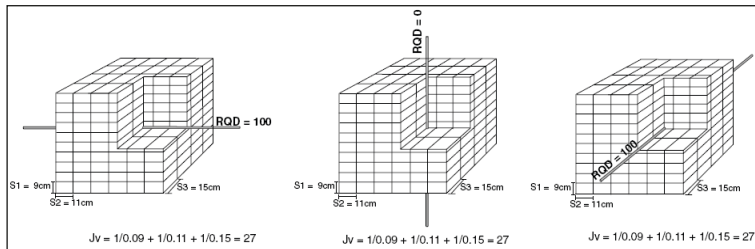


Figura 2. Ejemplo de tres sondeos con RQD de 0 a 100 y  $J_v=27$  (Arild Palmstrom, 2005).

Los parámetros tridimensionales ( $J_v$  o  $I_b$ ) caracterizan mucho mejor el tamaño del bloque que el RQD (Palmstrom, 2005). “El RQD es un parámetro práctico para la testificación de testigos de sondeo pero no es suficiente por si solo para la adecuada descripción de un macizo rocoso”(Bieniawski, 1989).

En ocasiones donde se necesite el valor de RQD, por ejemplo para su utilización en una clasificación geomecánica, es recomendable, sobre macizos anisótropos, utilizar las siguientes correlaciones propuestas por Palmström (1974):

$$\text{RQD} = 115 - 3,3 J_v \quad (2)$$

para bloques planos o alargados y la relación:

$$\text{RQD} = 110 - 2,5 J_v \quad (3)$$

para bloques de forma cúbica.

### 2.3. Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa

La resistencia de la matriz rocosa presenta una gran importancia en el comportamiento del macizo, sobre todo cuando se trata de rocas de blandas, ya que los macizos compuestos por rocas duras se ven más influenciados por el comportamiento de las discontinuidades que por el comportamiento de la matriz rocosa.

La mejor manera para determinar la resistencia a compresión simple de una roca es mediante ensayos de laboratorio. El ensayo de resistencia a compresión uniaxial aporta un valor fiable de la resistencia de la roca matriz. No obstante existen métodos de campo para la determinación de la resistencia de una matriz rocosa. Los más utilizados son el ensayo de carga puntual, el martillo Schmidt y los índices de campo.

Independientemente del método utilizado para la determinación de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa ha de tenerse en cuenta la anisotropía estructural de la roca intacta. La dirección de aplicación de una carga puede influir de manera muy importante en el la resistencia en caso de rocas anisótropas.

Un método ampliamente utilizado es el ensayo de carga puntual o *point load test (PLT)*. El ensayo se basa en la rotura de una muestra de roca por la aplicación de una fuerza de compresión mediante dos puntazas cónicas.

La posibilidad de realizar el ensayo sobre muestras irregulares hace del PLT una herramienta muy útil en el campo. Esto junto a la gran facilidad del ensayo hacen del PLT un buen método para estimar la anisotropía de la matriz rocosa mediante la realización de ensayos en diferentes orientaciones.

Puesto que la rotura es frágil, y a tracción, los resultados muestran una gran dispersión. En laboratorio suele requerirse del ensayo de al menos 10 muestras (Romana, 1996).

La relación entre el índice de compresión ( $I_s$ ) y la resistencia a compresión simple es el punto débil de este ensayo. Son muchas las correlaciones existentes, pero en la práctica la variabilidad en los datos es muy alta. Z. T. Bieniawski (1975) propone la relación:

$$RCS = 24 \cdot I_{50} \quad (4)$$

Brook (1985) corrige esta relación y propone:

$$RCS = 22 \cdot I_{50} \quad (5)$$

Otros autores como Franklin y Dusseault (1989) afirman que la relación varía entre 20 y 25 pero puede llegar a variar entre 15 y 50 en casos excepcionales. Goodman (1989) expone que en rocas débiles esta relación puede resultar “*groseramente errónea*”. Romana (1996) propone una relación basada en el tipo de roca y da los siguientes valores estimativos:

Tabla 2 Valores estimativos del coeficiente a aplicar en el ensayo de compresión puntual (Romana, 1996).

| Tipo de roca                | Resistencia  | RCS / I50 |
|-----------------------------|--------------|-----------|
| Ígnea compacta              | Media – alta | 20 – 25   |
| Metamórfica foliada         | Media – alta | 16 – 22   |
| Metamórfica foliada         | Baja         | 12 – 16   |
| Calcárea bien cementada     | Media – alta | 18 – 24   |
| Sedimentaria bien cementada | Baja         | 10 – 15   |
| Sedimentaria mal cementada  | baja         | 6 – 10    |

No obstante Bieniawski (1989) utiliza en sus clasificaciones geomecánicas la correlación:

$$RCS = 25 \cdot I_{50} \quad (6)$$

La gran variabilidad en las correlaciones y la dependencia de otros parámetros de la roca, hace que se desaconseje el uso de este ensayo para obtener la resistencia a compresión simple de la roca, aun cuando es parámetro de entrada en alguna clasificación como el RMR.

## 2.4. Otros parámetros

Otros parámetros utilizados para la realización de clasificaciones geomecánicas se refieren a la obra en proyecto (altura del talud, orientación del talud, etc.), a los métodos constructivos (método de excavación) o a las condiciones climáticas del entorno (climatología, orientación de la pendiente...), a la alterabilidad de la roca. Los parámetros son tan numerosos como las clasificaciones geomecánicas existentes. A continuación se muestra una tabla resumen con los principales parámetros que utilizan los principales sistemas de clasificación geomecánica de macizos rocosos.

Tabla 3. Factores utilizados en varias clasificaciones geomecánicas para el estudio de la estabilidad de taludes rocosos. Modificado de Pantelidis (2009).

|   |                             | RMR <sub>89</sub> | RMS | SMR | SRMR | GSI <sub>95</sub> | CSMR | GSI <sub>2000</sub> | RDA | SSPC | VRFSR | FRHI |
|---|-----------------------------|-------------------|-----|-----|------|-------------------|------|---------------------|-----|------|-------|------|
| Historial de caídas de rocas                        | Volumen de caída de roca    |                   |     |     |      |                   |      |                     |     |      |       | X    |
|   | Tamaño de bloque            |                   |     |     |      |                   |      |                     |     |      |       | X    |
|   | Frecuencia del fallo        |                   |     |     |      |                   |      |                     |     |      |       | X    |
| Medidas de protección y estabilización              | Medidas de estabilización   |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Tiempo para la reparación   |                   |     |     |      |                   |      |                     |     |      |       | X    |
| Esfuerzos y alteraciones directas                   | Alteraciones directas       |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Esfuerzos Dinámicos         |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Esfuerzos estáticos         |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
| Excavación  | Tiempo desde la excavación  |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Método de excavación        |                   |     | X   |      |                   | X    |                     | X   | X    | X     | X    |
| Condiciones climáticas y presencia de agua          | Dirección de la pendiente   |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Condiciones climáticas      |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Presencia de agua terreno   | X                 | X   | X   |      |                   | X    | X                   | X   |      | X     |      |
| Geometría del talud                                 | Altura del Talud            |                   |     |     |      |                   | X    |                     | X   | X    | X     | X    |
|   | Pendiente del talud         |                   |     | D   |      |                   | D    |                     |     | X    | D     | X    |
| Condiciones del talud                               | Cubierta vegetal            |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       |      |
|   | Irregularidad del talud     |                   |     |     |      |                   |      |                     | X   |      |       | X    |
|   | Voladizos en el talud       |                   |     |     |      |                   |      |                     |     |      | X     |      |
| Características geométricas de las discontinuidades | Persistencia                |                   | X   |     |      |                   |      |                     |     |      |       | X    |
|   | Espaciado                   | X                 | X   | X   | X    | X                 | X    |                     | X   | X    | X     | X    |
|   | Orientación                 | X                 | C   | X   |      |                   | X    |                     |     | X    | X     |      |
|   | Buzamiento                  | B                 | C   | X   |      |                   | X    |                     |     | X    | X     |      |
| Estado de las discontinuidades                      | Abertura                    | A                 | X   | A   |      | A                 | A    |                     | X   |      | X     |      |
|   | Estado de la discontinuidad | A                 |     | A   | X    | A                 | A    | X                   |     | X    | X     |      |
| Condiciones generales del macizo rocoso             | Meteorización               |                   | X   |     |      |                   |      | X                   | X   | X    |       | X    |
|   | RQD                         | X                 |     | X   | X    | X                 | X    |                     |     |      | X     | X    |
|   | Resistencia de la matriz    | X                 | X   | X   | X    | X                 | X    |                     | X   | X    | X     |      |

A Los dos factores referidos a abertura y estado se dan como uno.

B El factor de buzamiento de la discontinuidad solamente se da para túneles.

C Los dos factores referidos a dirección y buzamiento de la discontinuidad se dan como solo uno.

D El buzamiento del talud se resta del de las discontinuidades.



### 3. Peculiaridades geotécnicas de los macizos volcánicos

Los macizos volcánicos no solo se concentran en zonas insulares, existen numerosas áreas volcánicas en zonas continentales. En la Península Ibérica se localizan principalmente en cinco localizaciones: Cabo de Gata (Almería), Campo de Calatrava (Castilla - La Mancha), Olot (Gerona), Cofrentes (Valencia) y Anayet (Huesca).

Desde el punto de vista genético, las principales formaciones rocosas originadas por procesos volcánicos son las coladas y los productos piroclásticos. Esta es la clasificación, que desde el punto de vista geotécnico, presenta mayor interés.

Las propiedades geomecánicas y el comportamiento geotécnico de estos materiales son totalmente diferentes a los de los materiales no volcánicos (Gonzalez de Vallejo, Hijazo, y Ferrer, 2008). Esto hace que en el estudio de estos macizos deba hacerse con sumo cuidado y atención, siguiendo una metodología diferente a la utilizada habitualmente. Son pocas las publicaciones existentes sobre las propiedades geotécnicas de los macizos volcánicos, muchas de ellas surgidas de trabajos privados (Rodríguez-Losada et al., 2007).

Las principales características distintivas de estos macizos son una elevada heterogeneidad estructural y litológica (con alternancia de materiales de muy diferentes propiedades), presencia de discontinuidades de diverso origen, existencia de cavidades de diferentes tamaños y gran variabilidad en el espesor de las capas. Todo esto produce una altísima heterogeneidad y anisotropía de los macizos volcánicos (Gonzalez de Vallejo et al., 2008).

#### 3.1. Coladas

Las coladas se producen por el desplazamiento superficial de lava. Este material se detiene por enfriamiento. El espesor, la continuidad, etc. de las coladas depende principalmente del tipo de flujo, que es función a su vez de la composición de la lava, su temperatura y su viscosidad.

Generalmente, las lavas básicas afloran a mayor temperatura y con menor viscosidad, formando coladas de gran continuidad y espesores reducidos. Las lavas ácidas, suelen aflorar con una temperatura menor y una mayor viscosidad, esto produce coladas de menor potencia y superficie más reducida.

La resistencia a compresión de la roca matriz en este tipo de materiales es elevada, encontrándose entre *roca dura* y *roca extremadamente dura*. La alta

resistencia de este tipo de rocas hace que la estabilidad del macizo rocoso dependa en su mayoría de la resistencia al corte de las discontinuidades.

A causa del movimiento de la lava líquida, en este tipo de rocas pueden aparecer estructuras de flujo debidas, principalmente, a orientación mineral. Estas estructuras generan una anisotropía que afecta a las propiedades geotécnicas de la roca. Estudios realizados en la Sierra de Guadalupe (México) por Concha-Dimas y Vargas-Godínez (2007), revelan que en esta zona volcánica, el índice de carga puntual medido en dirección perpendicular es aproximadamente una vez y media el medido en la dirección paralela a las estructuras.

Debe tenerse, por tanto, en cuenta la posible existencia de estructuras de flujo en la roca a la hora de medir la resistencia de la misma.

Desde el punto de vista geomecánico, las discontinuidades y la presencia de huecos son las características más representativas de este tipo de materiales.

### 3.1.1. Discontinuidades

El enfriamiento de una colada puede producir que la superficie en contacto con el aire se rompa, originando una superficie escoriácea, mientras que la zona interna de la colada enfriará de manera más lenta y presentará una estructura más ordenada. Si la lava llega a una zona subacuática, el enfriamiento repentino producido por el contacto con el agua crea una estructura semejante a almohadillas apiladas, en este caso las coladas se denominan “pillow lava” o lavas almohadilladas.

Los diferentes episodios volcánicos suelen producir una sucesión de coladas separadas por zonas escoriáceas o incluso por la aparición de suelos residuales denominados almágres. Estos suelos, debidos a las temperaturas de las coladas que se superponen, se oxidan adoptando un color anaranjado característico. Esta alternancia aumenta la heterogeneidad del macizo volcánico.

Las capas escoriáceas, desde el punto de vista geotécnico, se comportan como un suelo granular, y cuya compacidad dependerá, entre otros factores, de la consolidación posterior debida a la acumulación de coladas posteriores y a la cementación debida a fluidos circulantes (Peiró, 1997).

Los macizos compuestos por rocas lávicas están afectados por discontinuidades producidas por los diferentes procesos geológicos a los que se ven sometidos.

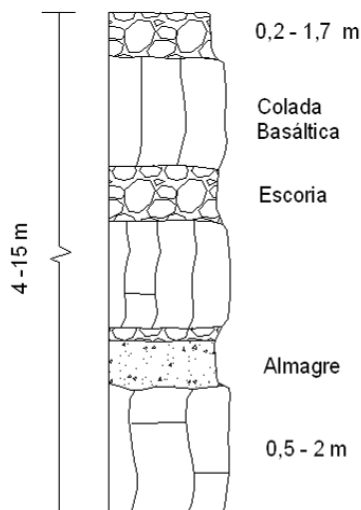


Figura 3. Columna tipo de una sucesión de coladas y escorias con desarrollo de un suelo residual o almagre. Basado en González de Vallejo, Hijazo, Ferrer, y Seisdedos (2006).

Estas discontinuidades pueden ser divididas, en función del proceso geológico que la produce, en las siguientes categorías (González de Vallejo et al., 2006):

- Discontinuidades de origen térmico.
- Discontinuidades de origen tectónico.
- Discontinuidades originadas por estructuras intrusivas.
- Discontinuidades debidas al contacto entre diferentes formaciones.
- Huecos.

Las discontinuidades de origen térmico son, sin duda, una de las principales características de las coladas volcánicas. Se producen por la retracción sufrida al enfriarse los materiales volcánicos. Estas discontinuidades pueden presentar una gran apertura. Generalmente sus paredes muestran una baja rugosidad y escaso relleno. Las más características son las disyunciones columnares producidas por el enfriamiento de materiales lávicos masivos. Estas columnas generalmente presentan estructuras con formas poligonales que van desde los tres a los doce lados aunque normalmente van desde los cinco a los siete. Suelen presentar fracturas perpendiculares con un espaciado regular. La longitud de las columnas

puede variar enormemente de un emplazamiento a otro, apareciendo columnas, por ejemplo, de más de 130 metros en la Isla escocesa de Skye y columnas de menos de tres centímetros en el monte Morven también en Escocia (Lyell, 1838). El diámetro también es variado pudiendo ir desde más de 3 metros a 3 centímetros o menos. Las columnas crecen en dirección perpendicular a la superficie de enfriamiento de la roca por lo que, aunque a menudo aparecen verticales, pueden aparecer horizontales, inclinadas o incluso curvadas. Dentro de una colada la orientación de las columnas puede variar de un lugar a otro de la misma. En ocasiones pueden aparecer con una distribución radial que dificulta su estudio. Las disyunciones esferoidales se deben a la penetración de humedad en zonas interiores de la colada. Si la colada presenta una gran potencia pueden aparecer planos de retracción horizontales, normalmente localizados a un tercio de la base de la colada (González de Vallejo et al., 2006).

Las discontinuidades de origen tectónico son similares a las que afectan al resto de formaciones rocosas aunque son difícilmente observables en afloramientos.

Las discontinuidades originadas por intrusiones pueden ser importantes en los mecanismos de inestabilidad de laderas debido, principalmente, a su gran continuidad. La diferencia litológica de estas intrusiones puede producir una alteración de las propiedades generales de macizo generándose, en ocasiones, barreras hidrogeológicas y constituyendo a menudo planos potenciales de despegue. En algunos casos, los contactos entre el encajante y las intrusiones presentan familias de fracturas abiertas paralelas al dique, produciéndose en algunos casos desplazamientos propios de fallas normales.

Las discontinuidades debidas al contacto entre diferentes formaciones se producen principalmente entre coladas y depósitos piroclásticos, pudiendo tener origen erosivo o deposicional. También existen discontinuidades en el contacto entre diferentes coladas, pudiendo aparecer entre ellas materiales de distinta naturaleza, como escorias o suelos residuales alterados.

Una característica importante de los macizos lávicos, destacable desde el punto de vista geotécnico, es la presencia de vacíos generados durante el proceso eruptivo y que abarcan tamaños que van desde micras hasta varios kilómetros.

Dada la importancia de los huecos, de la misma manera que se define el concepto de macizo rocoso como el conjunto de matriz rocosa más discontinuidades, en las formaciones volcánicas, se recomienda el concepto de medio volcánico (Estaire, Serrano, y Perucho, 2008), definido como el conjunto

del material volcánico y la estructura volcánica. El material volcánico se refiere al tipo de roca mientras que la formación volcánica se refiere a la manera de presentarse la roca atendiendo a su estructura geológica, la distribución de materiales y las cavernas que pudiera presentar.

Las génesis de estos huecos son varias, a continuación se describen las tres más importantes.

- La sucesión de episodios volcánicos puede producir una alternancia de materiales de diferente composición. Entre materiales lávicos, más o menos masivos, pueden aparecer intercalados materiales escoriáceos y brechoides menos competentes. En muchas ocasiones estos materiales dan lugar a huecos en la base y techo de los materiales lávicos.
- El magma contiene importantes cantidades de gases disueltos. A medida que este enfría los gases tienden a separarse (desgasificación). Si la colada se encuentra en un estado poco fluido estos gases quedan atrapados produciendo vacuolas. Estas vacuolas pueden presentar tamaños muy variados. Ejemplo de estas estructuras son los basaltos vacuolares.
- En el proceso de flujo de una colada muy fluida, las zonas en contacto con el aire se enfrían rápidamente creando una costra bajo la que la lava sigue fluyendo debido a la baja conducción térmica de las rocas basálticas (González de Vallejo et al., 2006). En ocasiones, estas costras quedan vacías tras el paso de la lava formándose cavernas que pueden llegar a alcanzar varios kilómetros, y que reciben el nombre de tubos volcánicos. Ejemplos de estas estructuras son: “La cueva del viento” en Tenerife con más de 17 kilómetros de extensión; “*El túnel de la Atlántida*” en Lanzarote, con más de 7 km de longitud, del que forman parte “*Los Jameos de agua*” y “*La cueva de los Verdes*”; “*Ape Cave*” de 3,9 km en el Monte Santa Elena (Washington, EE.UU.) (Pringle, 2002) y “*Thurston Lava Tube*” en Hawai (EE.UU.).

Tras estudiar los tres fenómenos de formación de cavernas, podemos, según la posición que estas ocupen respecto a una colada, distinguir dos tipos (Estaire Gepp et al., 2008):

- Tipo I: Cavernas situadas a techo o muro de una colada.
- Tipo II: Cavernas situados en el interior de una colada.

Los huecos de tamaño milimétrico o centimétrico se caracterizan dentro del material volcánico. Su tamaño permite englobarlos junto a la matriz rocosa a la hora de evaluar las propiedades de esta y por tanto no requieren un estudio aparte. Por otra parte los tubos volcánicos suelen presentar un tamaño tal que le confieren una entidad propia y ello hace que su estudio deba abordarse de manera individualizada, aparte del resto del macizo volcánico. Son en cambio los huecos decimétricos y métricos los que no pueden ser evaluados en conjunto con la matriz rocosa y tampoco presentan un tamaño tal que permita su estudio individualizado y por tanto deben de incorporarse dentro de una clasificación geotécnica de los macizos volcánicos.

Una manera de evaluar la importancia de estos huecos de tamaño intermedio, es mediante el **índice de cavernosidad** (Estaire et al., 2008) definido como el cociente entre la suma de los volúmenes de las cavernas detectadas en el macizo y el volumen total del mismo. Con este índice se puede evaluar de manera cuantitativa la incidencia de estos huecos y por tanto la importancia de estos a la hora de evaluar las propiedades geotécnicas del macizo en su conjunto.

### 3.2. Piroclastos

Los piroclastos son fragmentos de magma, tanto en estado sólido como fluido, expulsados durante una fase explosiva de la erupción volcánica. El fragmento pueden ser un cristal individual, un fragmento de cristales, un fragmento de vidrio o un fragmento de roca.

Los piroclastos pueden encontrarse unidos por dos procesos diferentes: soldadura producida cuando los clastos se unen a grandes temperaturas y cementación producida por la acción de fluidos intersticiales.

El comportamiento mecánico de este tipo de rocas depende de cinco factores (Serrano, Olalla, & Perucho, 2002):

- Compactación.
- Grado de soldadura entre las partículas.
- Imbricación de las partículas.

- Resistencia intrínseca de las partículas.
- Alteración.

Los tres primeros parámetros, normalmente, se encuentran relacionados: cuanto mayor sea el grado de imbricación y soldadura, mayor será el grado de compactación. Sin embargo esto no siempre ocurre, encontrándose en ocasiones depósitos de baja densidad con un altísimo grado de soldadura entre las partículas y depósitos muy compactados pero con bajo nivel de unión entre partículas.

El grado de compactación es el factor más influyente en la resistencia del macizo. Por tanto, siempre que se desee estudiar las propiedades del macizo, ha de prestarse mucha atención a éste. El mejor método para hacerlo es la determinación de la densidad in-situ del material.

El grado de soldadura e imbricación han de evaluarse juntos. El grado de imbricación se relaciona con el número de puntos de contacto entre partículas mientras que el grado de soldadura lo hace con el porcentaje del área de contacto soldado respecto al total de la partícula. Estos parámetros solamente pueden ser evaluados mediante la observación directa en campo.

Serrano et al. (2002) proponen una posible clasificación de los materiales piroclásticos en función de estos dos parámetros:

Tabla 4 Posible clasificación de los piroclastos en función de su grado de imbricación y soldadura (Serrano et al., 2002).

| Imbricación            | Grado de soldadura |                              |                     |                             |
|------------------------|--------------------|------------------------------|---------------------|-----------------------------|
|                        | Pobre<br>< 5%      | No muy<br>soldado<br>5 – 15% | Soldado<br>15 – 45% | Extrem.<br>soldado<br>> 45% |
| Baja < 8 contactos     | IW 1-1             | IW 1-2                       | IW 1-3              | IW 1-4                      |
| Media 8 – 12 contactos | IW 2-1             | IW 2-2                       | IW 2-3              | IW 2-4                      |
| Alta > 12 contactos    | IW 3-1             | IW 3-2                       | IW 3-3              | IW 3-4                      |

La obtención de datos de laboratorio para este tipo de rocas es en muchas ocasiones difícil debido a que están formadas por la unión de fragmentos irregulares y angulosos, lo que dificulta enormemente el tallado de probetas. Por

tanto la dispersión que se obtiene en estos ensayos es elevada. Esto hace que se requiera de un amplio número de muestras para poder establecer valores fiables (Serrano et al., 2008).

Los aglomerados volcánicos de baja densidad tienen un comportamiento mecánico muy especial. A niveles bajos de tensión se comportan como roca con módulos de deformabilidad muy elevados. En cambio a niveles altos de tensión su estructura se destruye y se transforman en polvo, mostrando el comportamiento típico de un suelo con un importante aumento de su deformabilidad. Este fenómeno se denomina

Este fenómeno, denominado colapso mecánico (Serrano, 1976) puede explicarse por la elevada porosidad que suelen mostrar estos materiales y por la fuerte unión entre granos producida por la soldadura a alta temperatura.

Las uniones entre partículas son altamente rígidas para sollicitaciones bajas, a mayores cargas estas rompen progresivamente hasta que el material se termina convirtiendo en un suelo granular de baja densidad, lo que explica su alta deformabilidad secundaria.

La presencia de agua influye de manera decisiva en las propiedades resistentes de las tobas. Vásárhelyi (2002), a partir del estudio de varios tipos de tobas húngaras, concluyó que la resistencia a compresión simple de una toba saturada es aproximadamente un 70% de la resistencia de esa misma toba en estado seco. Estudios realizados en tobas filipinas por Catane, Orense y Tsuda (2007) arrojan porcentajes en torno al 90%.

La mayor parte de las rocas piroclásticas (tobas) muestran un estado muy masivo, poco afectadas por las discontinuidades. Normalmente forman macizos muy homogéneos y continuos. La resistencia de estos macizos, por tanto, no está determinada por la resistencia de las discontinuidades, sino por la resistencia de la matriz. No obstante, los macizos tobáceos, al igual que otros, pueden ser afectados por procesos tectónicos y por tanto en macizos antiguos no es extraña la presencia de discontinuidades de este tipo.

### 3.3. Diques y pitones

Los diques son intrusiones magmáticas con forma tabular o laminar, discordantes a los materiales del encajante, que no llegan a aflorar en superficie y solidifican en el propio conducto de ascenso, por tanto, estrictamente se trata



de rocas plutónicas. Este tipo de intrusiones suelen ser de poco espesor y extensión. Presentan un emplazamiento vertical o sub-vertical, denominándose "sills" las intrusiones con emplazamiento horizontal o sub-horizontal. El enfriamiento es más lento que en el resto de productos volcánicos por lo que la cristalización está más desarrollada observándose, a menudo, una zonificación entre las paredes y el núcleo del dique.

Suelen ascender a favor de las grietas que unen la cámara magmática con las bocas o centros eruptivos. En ocasiones se presentan en conjuntos a veces numerosos (enjambre de diques) que pueden adquirir diversas disposiciones (radial, anular, etc.).

Habitualmente los bordes presentan disyunción paralela a la pared del dique. El núcleo presenta una disyunción perpendicular a la dirección de emplazamiento, con numerosas fracturas.

Los pitones, al contrario que los diques presentan una morfología cilíndrica en vez de planar. Geotécnicamente este tipo de materiales muestran un comportamiento semejante al de las coladas o las rocas plutónicas.

#### **4. Aplicación de las clasificaciones a macizos volcánicos**

Como anteriormente se ha visto las propiedades geomecánicas y el comportamiento geotécnico de estos materiales son totalmente diferentes a los de los materiales no volcánicos. Por tanto ha de estudiarse si las herramientas creadas para el estudio de otro tipo de macizos rocosos son aplicables en los macizos volcánicos. En caso de ser usadas, deberá hacerse con ciertas precauciones y prestando especial atención a las características diferenciadoras de este tipo de macizos.

La existencia de diferentes capas intercaladas, como coladas de lava, escorias, brechas autoclásticas, etc., hace necesaria una debida sectorización del macizo rocoso a la hora de establecer las diferentes categorías del mismo (González-Gallego, 2008).

Las diferencias existentes entre los distintos tipos de rocas volcánicas hacen que sean estudiados de manera diferente. En este sentido Del Potro y Hürlimann (2008) proponen una clasificación geotécnica de los materiales volcánicos en cuatro categorías: Rocas lávicas, brechas autoclásticas, rocas piroclásticas y suelos volcánicos.

Tabla 5 Clasificación geotécnica de los materiales volcánicos (GCVN) (Del Potro & Hürlimann, 2008).

| Categoría Geotécnica  | Sub-Categoría                | Abreviatura | Comp. inicial | Comp. post-pico |
|-----------------------|------------------------------|-------------|---------------|-----------------|
| Lava                  | Sana                         | L(F)        | Roca          | Roca            |
|                       | Alterada                     | L(A)        | Roca          | Roca            |
| Brechas autoclásticas |                              | A-B         | Roca          | Suelo           |
|                       | Sana                         | W-PR(F)     | Roca          | Roca            |
| Roca Piroclástica     | Muy soldada                  |             |               |                 |
|                       | Alterada                     | Muy W-PR(A) | Roca          | Roca            |
|                       | Baja imbricación o soldadura | I-PR        | Roca          | Roca / Suelo    |
| Suelo volcánico       | Cohesivo                     |             | Suelo         | Suelo           |
|                       | No cohesivo                  |             | Suelo         | Suelo           |

Los suelos volcánicos están fuera del ámbito de utilización de las clasificaciones geomecánicas y por tanto no se estudiarán en este trabajo.

#### 4.1. Rocas lávicas

El comportamiento de este tipo de rocas es similar al de otros macizos compuestos por rocas resistentes. Sus propiedades geotécnicas dependen principalmente de la resistencia al corte de sus discontinuidades. Sin embargo existen ciertas diferencias, respecto al resto de los macizos, que han de ser tenidas en cuenta. Estas diferencias son principalmente: su gran heterogeneidad con alternancia de materiales de diferente comportamiento, las características de sus discontinuidades, la forma de los bloques y la presencia de huecos y de estructuras de flujo.

Actualmente es común la utilización de las clasificaciones geotécnicas clásicas (RMR, Q y GSI) para el estudio de este tipo de macizos, sin embargo, esto puede dar lugar a algunos errores.

- **RMR**

El RMR tiene en cuenta seis parámetros principales: La resistencia de la roca matriz, el RQD, el espaciado de las discontinuidades, la presencia de agua, las características de las discontinuidades y la orientación de las mismas. A la hora de utilizar esta clasificación en rocas lávicas son varios los inconvenientes que se encuentran, a parte de los propios de la clasificación en cualquier tipo de material.

- La resistencia de la roca matriz en este tipo de macizos puede que sea uno de los parámetros menos influyentes en el comportamiento del mismo. La elevada resistencia de estas rocas (roca dura a extremadamente dura) hace que sean las discontinuidades las que más condicionan el comportamiento del macizo. Hay que considerar, a la hora de medir este parámetro, las estructuras de flujo presentes en las rocas lávicas, ya que la anisotropía que introducen ha de ser tenida en cuenta.
- El RQD, como se ha mencionado anteriormente, es un parámetro muy dependiente de la dirección de medida. Las discontinuidades de origen térmico típicas de este tipo de rocas presentan una distribución marcadamente unidimensional, siendo típicos los bloques columnares. Con esta configuración blocométrica la medida del RQD puede hacerse muy complicada, requiriendo de numerosas medidas en diferentes direcciones. En estos casos la medida del tamaño de bloque de manera directa (Ib) es mucho más recomendable y sencilla. No obstante, la forma de los bloques confieren a los macizos propiedades particulares, que no son tenidas en cuenta con la simple medida del tamaño de bloque.
- Al igual que el RQD, el espaciado de las discontinuidades es un parámetro difícilmente evaluable en macizos afectados por discontinuidades térmicas. Al afrontar la medida del espaciado en una zona con disyunción columnar o esferoidal, es complejo decidir cuál es la dirección en la que han de realizarse las medidas.
- Las características de las discontinuidades, principalmente su persistencia, es complejo de evaluar debido a la morfología de las

mismas y a las posibles diferencias si esta es medida en una u otra dirección.

- La orientación de las discontinuidades respecto a las obras es muy compleja de evaluar en este tipo de macizos, ya que, en ocasiones, es muy variable.
- Otro importante parámetro que el RMR no tiene en cuenta es la presencia de huecos, que en función de su tamaño pueden influir en gran medida en el comportamiento general del macizo rocoso volcánico.

- **Sistema Q**

El sistema Q tiene en cuenta seis parámetros. El RQD, el índice de diaclasado, la rugosidad de las discontinuidades, la alteración de las mismas, la presencia de agua y el estado tensional del macizo. Al igual que en el RMR, a la hora de utilizar esta clasificación en rocas lávicas, son varias las dificultades que presenta.

- El RQD presenta los mismos problemas que en el apartado anterior.
- El índice de diaclasado del sistema Q se basa en la medida del número de familias de discontinuidades que presenta el macizo. Las discontinuidades de origen térmico no son fácilmente asimilables a familias. En una disyunción columnar o esferoidal es difícil decidir el número de familias presentes y la apreciación de diferentes personas pueden diferir demasiado.
- Aunque la resistencia de la roca matriz no sea un parámetro excesivamente importante en el comportamiento geomecánico de estos macizos, si influye en él y por tanto ha de tenerse en cuenta.
- Al igual que en el RMR la presencia de huecos no es tenida en cuenta.
- De los 212 casos históricos estudiados por Barton para el desarrollo de esta clasificación solamente uno de ellos se corresponde con un macizo lávico, concretamente de roca basáltica.

- **GSI**

La mayor virtud del GSI reside en su sencillez, sin embargo, ésta es a la vez su mayor inconveniente. Solamente evalúa el grado de diaclasado del macizo y el estado de las paredes de las discontinuidades.

- Como se ha visto hasta ahora, son más los parámetros que influyen en el comportamiento de este tipo de macizos y que esta clasificación no tiene en cuenta, principalmente, la presencia de huecos y la forma de los bloques.
- Tampoco tiene en cuenta la resistencia a compresión simple de la roca matriz si bien, en macizos compuestos por rocas duras, puede no ser un parámetro importante.
- La heterogeneidad de este tipo de macizos hace que la clasificación GSI sea dificultosa y a menudo inadecuada. Sin embargo las modificaciones introducidas por Marinatos and Hoek (2001) para macizos tipo flysch y por E. Hoek, Marinatos, and Marinatos (2005) para macizos tipo molasa, pueden resultar mucho más adecuadas para aplicarse en rocas volcánicas.

- **VRFSR**

Son muy escasas (y poco extendidas) las clasificaciones desarrolladas específicamente para el estudio de rocas volcánicas. Una de ellas es el VRFSF diseñada para el estudio de la estabilidad de excavaciones a partir de datos históricos de Hawai (EE.UU.). Esta clasificación se basa en el estudio de la resistencia de la roca matriz, la densidad de las discontinuidades, el espaciamiento de las discontinuidades, el estado de las discontinuidades y la presencia de agua en el macizo. Singh y Connolly (2003) desarrollaron esta clasificación a partir del RMR de Bieniawski con el objetivo de poder determinar la seguridad de excavaciones realizadas en rocas volcánicas. Se basa en el estudio de más de 45 casos reales localizados en las islas Hawai.

El método de obtención del VRFSR requiere de una primera obtención de un parámetro denominado VRMR similar al RMR de Bieniawski con una valoración de hasta 100 puntos. En el que se evalúan la resistencia de la roca matriz (hasta

15 puntos), la densidad de las discontinuidades (hasta 20 puntos), el espaciamiento de las discontinuidades (hasta 20 puntos), el estado de las discontinuidades (hasta 35 puntos) y la presencia de agua en el macizo (hasta 10 puntos).

Posteriormente este índice VRMR es corregido mediante la suma de dos parámetros:

$$\text{VRFSR} = \text{VRMR} + (F1 \times F2 \times F3) + (F4 + F5 + F6) \quad (7)$$

F1 depende del paralelismo entre la ladera y la dirección de buzamiento (entre 0,15 y 1,0). F2 evalúa la continuidad de la pendiente en la cara del talud (entre 0,15 y 1,0). F3 depende de la relación entre la pendiente y el ángulo de buzamiento (entre 60 y 0). F4 depende del método de excavación (entre 8 y 15).

F5 depende de la altura de excavación (entre 6 y 0). F6 evalúa la existencia de desplomes en el talud (entre 10 y 0).

A partir de esta clasificación los macizos rocosos se clasifican en 5 clases según el valor de su VRFSR, asignándoseles ciertas propiedades a cada clase como puede verse en la Tabla 6:

Tabla 6. Valoración de la clasificación VRFSR (Singh & Connolly, 2003).

| Clase | Valor de VRFSR | Comportamiento esperado  |
|-------|----------------|--|
| I     | 80 - 100       | Totalmente estable   |
| II    | 60 - 80        | Estable  |
| III   | 40 - 60        | Potencialmente estable:<br>Requiere medidas parciales de protección. |
| IV    | 20 - 40        | Inestable:<br>Requiere medidas de protección                         |
| V     | 0 - 20         | Totalmente inestable:<br>Requiere medidas de protección intensivas.  |

Aun cuando está diseñada específicamente para macizos volcánicos tampoco tiene ni cuenta la presencia de huecos ni la forma de los bloques.

## 4.2. Rocas Piroclásticas

Anteriormente se ha visto que la resistencia de los macizos de piroclásticos no dependen de las discontinuidades si no de la resistencia de la roca matriz (González-Gallego, 2008), por tanto las clasificaciones geomecánicas clásicas, diseñadas principalmente para macizos controlados por las discontinuidades, no son válidas para el estudio de estos macizos.

La aplicación de las clasificaciones geomecánicas en macizos formados por tobas masivas no es representativa, al ser macizos continuos, por lo que los parámetros de las discontinuidades, que tienen una influencia principal en el RMR y el sistema Q, quedan sin peso. Por otro lado, la resistencia del macizo depende de la resistencia de la matriz como parámetro fundamental, y el índice Q no tiene en cuenta este parámetro, de ahí que el resultado obtenido en esta clasificación no sea representativo del verdadero estado en que se encuentra el macizo (González de Vallejo et al., 2006).

- **RMR**

Como se ha visto anteriormente, esta clasificación valora los diferentes parámetros referentes al estado de fracturación y de las discontinuidades del macizo en un 70% del total mientras que solamente pondera la resistencia de la roca matriz en un 15%. Esto hace que esta clasificación prácticamente no tenga en cuenta los parámetros que realmente si controlan las propiedades geomecánicas de un macizo piroclástico. El RMR es, por tanto, un sistema totalmente desaconsejado para el estudio de macizos piroclásticos.

- **Q y GSI**

Estas dos clasificaciones geomecánicas no ponderan en medida alguna la resistencia de la roca matriz y por tanto su capacidad para evaluar las propiedades resistentes del macizo son prácticamente nulas.

Según lo publicado por Serrano et al. (2008) se estima que en la mayoría de los casos los macizos de piroclastos tiene un índice GSI que puede variar entre 25 y 60. Para materiales poco soldados (los denominados *picones* en Tenerife) se puede asignar *grosso modo* un valor de GSI de 25 (Serrano et al., 2002)“.

## 5. Recomendaciones para el diseño de nuevas clasificaciones

A la vista de los datos anteriormente expuestos, se comentan a continuación los rasgos básicos a seguir para el futuro diseño o adaptación de clasificaciones geomecánicas específicas para el estudio de rocas lávicas y rocas piroclásticas.

### 5.1. Rocas lávicas

En este tipo de macizos los principales parámetros a evaluar deberían ser:

- Resistencia a compresión simple de la roca matriz. Esta deberá ser evaluada, siempre que sea posible, mediante ensayos de laboratorio, desaconsejándose el uso del ensayo de carga puntual, salvo que exista una clara correlación entre el índice de carga puntual (IS) y la resistencia a compresión simple basada en ensayos realizados en el propio material. En este punto ha de tenerse en cuenta la posible anisotropía de la roca por presencia de estructuras de flujo.
- Tamaño y forma de bloque. Preferiblemente se utilizará un criterio tridimensional (como el parámetro Ib), menos influenciado por la dirección de la medida que el RQD.
- Presencia de huecos. Se pone como ejemplo para la medida de este parámetro el índice de cavernosidad (véase apartado 3).
- Características de las discontinuidades. Al ser las principales responsables del comportamiento del macizo debe prestarse especial atención a la abertura, la rugosidad, la presencia de relleno y alteración de las paredes.
- Presencia de agua.

La Tabla 7 resume estos parámetros y muestra la importancia relativa de cada uno.

Tabla 7. Parámetros a tener en cuenta en la clasificación de macizos lávicos (Muñiz Menéndez & González-Gallego, 2010).

| Parámetro                     | Importancia |
|-------------------------------|-------------|
| Resistencia de la roca matriz | +           |
| Tamaño y forma de los bloques | ++          |
| Índice de cavernosidad        | ++          |



|   |       |
|---|-------|
| Características de las discontinuidades | +++++ |
| Presencia de agua                       | +     |

La importancia de cada parámetro recogida aquí no es más que un punto de partida para los estudios y ha de ser evaluada cuidadosamente. El estudio de casos históricos ha de llevar a la cuantificación de esta importancia relativa a fin de obtener una clasificación fiable y útil en el trabajo geotécnico.

## 5.2. Rocas piroclásticas

Anteriormente se ha visto que el comportamiento de este tipo de macizo depende principalmente de los siguientes parámetros que deberán ser tenidos en cuenta en una posible clasificación geomecánica:

- El grado de compactación. Es el factor más influyente en la resistencia del macizo. El mejor método para hacerlo es la determinación de la densidad in-situ del material.
- El grado de soldadura y la imbricación de las partículas. Este parámetro puede ser evaluado utilizando la clasificación propuesta por Alcibiades Serrano et al. (2002) (véase Tabla 4)
- El grado de alteración.
- La presencia de agua. Puede disminuir, como se ha visto anteriormente, en hasta un 30% la resistencia de la roca.
- La resistencia intrínseca de las partículas. Presenta dificultades en su medida, por tanto puede ser aconsejable no tener en cuenta este parámetro.
- Las discontinuidades. Aunque no suelen estar presentes en este tipo de materiales, su eventual presencia debería tenerse en cuenta.

A continuación se muestra una tabla resumen en la que se indica la importancia de cada parámetro.

Tabla 8. Parámetros a tener en cuenta en la clasificación de macizos piroclásticos (Muñiz Menéndez & González-Gallego, 2010).

| Parámetro               | Importancia |
|-------------------------|-------------|
| Densidad in situ        | +++         |
| Soldadura e imbricación | +++         |
| Alteración              | ++          |
| Presencia de agua       | +           |
| Discontinuidades        | +           |

Al igual que en el anterior apartado, el peso de cada parámetro ha de ser evaluado cuidadosamente mediante estudios in-situ, apoyados con ensayos de laboratorio y mediante el estudio de casos históricos.

## 6. Resumen y conclusiones

Los macizos rocosos presentan un comportamiento complejo en el que intervienen numerosos factores. Las clasificaciones geomecánicas simplifican este estudio basándose en la asignación de valores individuales a parámetros concretos. Estos parámetros pueden presentar dificultades a la hora de ser valorados.

Los parámetros que más problemas pueden presentar a la hora de ser evaluados son: el tamaño y forma de los bloques y la resistencia de la roca matriz. La mayoría de las clasificaciones utilizan el parámetro RQD para evaluar el tamaño de los bloques, siendo éste muy dependiente de la dirección de medida y presentando una importante falta sensibilidad para espaciados muy altos o bajos. Se aconseja por tanto la utilización de otros parámetros, menos sensibles a la anisotropía del macizo, como el  $I_b$ .

En cuanto a la resistencia a compresión simple de la roca matriz, existen varios métodos de medida. Uno de ellos es el ensayo de carga puntual que presenta serias dificultades para su correlación con la resistencia a compresión simple, espacialmente en rocas volcánicas. Siempre que se pueda, se debería recurrir a la medida de la resistencia a compresión uniaxial realizada en laboratorio. Independientemente del método de ensayo que se utilice ha de tenerse en cuenta la posible presencia de anisotropías en la roca que pueden hacer variar el dato obtenido dependiendo de la dirección utilizada.

Cada clasificación utiliza distintos parámetros y los pondera de manera diferente. Esto ha de tenerse en cuenta a la hora de decidir que clasificación utilizar para cada trabajo.

Las clasificaciones geotécnicas más difundidas son el RMR, el sistema Q y el GSI.

El RMR es la clasificación más utilizada. Se basa en el estudio de seis parámetros: la resistencia de la roca matriz, el RQD, el espaciado de las discontinuidades, las condiciones de estas discontinuidades, las propiedades hidrogeológicas del macizo y la orientación de las discontinuidades. En esta clasificación se propone una relación entre el ensayo de carga puntual y la resistencia a compresión simple constante para todo tipo de roca, punto con el que hay que tener cuidado. Por otra parte pondera el RQD con los problemas anteriormente expuestos. El grado de diaclasado del macizo es ponderado por partida doble mediante el RQD y el espaciado de las discontinuidades.

El índice Q es el más utilizado en túneles. Tiene en cuenta el RQD, el número de familias de discontinuidades, la alteración de las discontinuidades, la presencia de agua, la rugosidad de las discontinuidades y los esfuerzos existentes en el macizo. No tiene en cuenta la resistencia de la roca matriz, por tanto en rocas blandas, en las que las propiedades del macizo no solo dependan de las discontinuidades puede presentar problemas. Esto se ha resuelto en parte mediante con el índice  $Q_c$ .

El GSI nació a partir del criterio de rotura de Hoek y Brawn para macizos rocosos, por ello es un índice muy utilizado. Solamente tiene en cuenta las características intrínsecas del macizo. Se basa principalmente en el grado de fracturación del macizo y en estado de las discontinuidades. No tiene en cuenta la resistencia a compresión simple de la roca. Está indicado solamente para macizos rocosos isótropos aunque han surgido algunas adaptaciones para macizos tipo flysch y molasas. No es aconsejable su uso para macizos poco fracturados en los que el comportamiento dependa de la geometría tridimensional de las discontinuidades.

Las rocas volcánicas están poco estudiadas geotécnicamente hablando. Presentan propiedades geotécnicas que las hacen diferentes a otros tipos de macizos. Las principales diferencias son su elevada heterogeneidad litológica y estructural con alternancia de materiales de diferentes propiedades, la presencia de discontinuidades de origen térmico, la presencia de huecos de tamaños muy variables, y, una gran variabilidad en la extensión y espesor de las capas. Todo esto hace que estos macizos sean altamente anisótropos y heterogéneos.

Geotécnicamente pueden dividirse en dos tipos de macizos: los macizos lávicos, formados principalmente por coladas de lava solidificadas y los macizos piroclásticos, formados por unión de pequeñas partículas fuertemente unidas.

Los macizos lávicos suelen presentar alternancia de coladas con capas escoriáceas. Las principales discontinuidades que presenta son de origen térmico, debidas al rápido enfriamiento y solidificación de la lava. Estas discontinuidades confieren, en muchas ocasiones, una disyunción columnar al macizo. Estas columnas se presentan perpendicularmente a la superficie de enfriamiento. También es habitual la disyunción esferoidal. Otra propiedad importante de los macizos lávicos es la presencia de huecos de diferente tamaño y génesis. Se propone la utilización del índice de cavernosidad para evaluarla. Las rocas lávicas muestran una elevada resistencia y por tanto las propiedades geotécnicas del macizo están principalmente influenciadas por la resistencia de las discontinuidades. A la hora de medir la resistencia de la roca matriz ha de prestarse atención a la posible existencia de estructuras de flujo que infieran una anisotropía a la roca. Las clasificaciones geomecánicas actuales presentan ciertas dificultades en los macizos lávicos. El RMR y el sistema Q al utilizar ambas el parámetro RQD pueden presentar muchos problemas en este tipo de macizos tan anisótropos, sobretodo si existe disyunción columnar. Por otro lado las propiedades de las discontinuidades son más complejas de medir que en los macizos sedimentarios o plutónicos. Las adaptaciones del GSI para flysch y molasas pueden ser más adecuadas en este tipo de macizos que el GSI original. Ninguna de estas clasificaciones tiene en cuenta la presencia de huecos ni la forma de los bloques, ambas características importantes en este tipo de macizos.

La resistencia de los macizos piroclásticos está principalmente definida por la densidad in-situ del material, el grado de imbricación y soldadura de las partículas, la presencia de agua, la alteración y la resistencia intrínseca de las partículas. Normalmente son macizos homogéneos no afectados, o muy poco, por las discontinuidades, por tanto las clasificaciones geomecánicas actuales no son, en ningún modo, aplicables a estos macizos. Por todo ello se proponen los rasgos básicos que deberían tener las clasificaciones geomecánicas diseñadas para el estudio de estos macizos.

Para los macizos lávicos se propone una clasificación contemple principalmente las características de las discontinuidades, el tamaño y la forma de los bloques, la presencia de huecos mediante el índice de cavernosidad, la resistencia de la roca matriz y la presencia de agua.

Para los macizos piroclásticos la clasificación ha de tener en cuenta la densidad in-situ del material, el grado de soldadura e imbricación de las partículas, el grado de alteración, la presencia de agua y en menor medida las discontinuidades.

## 7. Bibliografía

- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6 (4), 189-236. doi: 10.1007/bf01239496
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Civil Engineering in South Africa*, 15 (12), 353-343.
- Bieniawski, Z. T. (1975). Point-Load Test in Geotechnical practice. *Engineering Geology*, 9(1), 1-11. doi: 10.1016/0013-7952(75)90024-1
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*.
- Brook, N. (1985). The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 22 (2), 61-70. doi: 10.1016/0148-9062(85)92328-9
- Catane, S., Orense, R., & Tsuda, N. (2007). *Effect of Water Saturation on the Compressive Strength and Failure Modes of the Diliman Tuff* Paper presented at the 12th ASEP International Convention Manila, Philippines.
- Concha-Dimas, A., & Vargas-Godínez, J. A. (2007). Effects of flow structure in lavas from Sierra de Guadalupe, Northern Mexico City, on point load index and rock mass quality evaluation *Volcanic Rocks* (pp. 66-72): Taylor & Francis.
- Chen, Z. (1995). *Recent Developments In Slope Stability Analysis*. Paper presented at the 8th ISRM Congress, Tokyo, Japan.
- Choi, S. Y., & Park, H. D. (2004). Variation of rock quality designation (RQD) with scanline orientation and length: a case study in Korea. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41 (2), 207-221. doi: http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00091-1
- Deere, D. U. (1962). *Technical description of rock cores for engineering purposes*. Urbana, Ill.: University of Illinois.
- Del Potro, R., & Hürlimann, M. (2008). Geotechnical classification and characterisation of materials for stability analyses of large volcanic slopes. *Engineering Geology*, 98(1-2), 1-17. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2007.11.007
- Estaire Gepp, J., Serrano, A., y Perucho, A. (2008). *Cimentaciones superficiales en rocas con cavernas*. En: II Jornadas Canarias de Geotecnia, Tenerife, Canarias.

- Franklin, J. A., & Dusseault, M. B. (1989). *Rock engineering*. New York [etc.]: McGraw-Hill.
- González-Gallego, F. J. (2008). *Clasificaciones Geomecánicas (Aplicación a Rocas Volcánicas)*. En: II Jornadas Canarias de Geotecnia, Tenerife, Canarias.
- Gonzalez de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuno, L., y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Prentice Hall.
- Gonzalez de Vallejo, L., Hijazo, T., & Ferrer Gijón, M. (2008). Engineering Geological Properties of the Volcanic Rocks and Soils of the Canary Islands. *Soils and Rock*, 31 (1), 3-13.
- Gonzalez de Vallejo, L. I. (1983). *A New Classification System for Underground Assessment Using Surface Data Inter*. Paper presented at the International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, Portugal.
- González de Vallejo, L. I., Hijazo, T., Ferrer, M., y Seisdedos, J. (2006). *Caracterización geomecánica de los materiales volcánicos de Tenerife*. Madrid :: Instituto Geológico y Minero de España.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics* (2nd ed ed.). New York [etc.]: John Wiley and Sons.
- Hack, R., Price, D., & Rengers, N. (2003). A new approach to rock slope stability - A probability classification (SSPC). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 62 (2), 167-184.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam, Netherlands; Brookfield, VT, USA: A.A. Balkema.
- Hoek, E., Marinos, P. G., & Marinos, V. P. (2005). Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42 (2), 277-285. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.09.015>
- ISRM. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6), 319-368. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91472-9](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(78)91472-9)
- Laubscher, D. H. (1977). Geomechanics classification of jointed rock masses—mining applications. *Transactions of The Institution of Mining and Metallurgy*, 86 A1–A8.
- Lauffer, H. (1958). Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geol Bauwesen*, 24 (1), 46-51.
- Lyell, C. (1838). *Elements of geology*. London: John Murray.

- Marinos, P., & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85-92. doi: 10.1007/s100640000090
- Muñiz Menéndez, M., & González-Gallego, F. J. (2010). *Rock Mass Classification Schemes in Volcanic Rocks*. Paper presented at the Volcanic rock mechanics. 3rd International Workshop on Rock Mechanics and Geo-engineering in Volcanic Environments., Puerto de la Cruz, Tenerife (Spain).
- Palmstrom, A. (2001). Measurement and Characterization of Rock Mass Jointing. In V. M. Sharma & K. R. Saxena (Eds.), *In-situ characterization of rocks publishers* (pp. 49-97): A.A. Balkema.
- Palmstrom, A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(4), 362-377. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.005>
- Palmström, A. (1974). Characterization of the degree of jointing and the quality of rock masses (in Norwegian). In I. A. B. Berdal (Ed.), *Internal report* (pp. 26 ). Hövik, Norway.
- Palmström, A. (1995). *RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Oslo University, Oslo, Norway.
- Pantelidis, L. (2009). Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), 315-325. doi: 10.1016/j.ijrmms.2008.06.003
- Peiró, R. (1997). Caracterización geotécnica de los materiales volcánicos del archipiélago canario. *Tierra y Tecnología*, 16-17, 45-49.
- Priest, S. D., & Hudson, J. A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(5), 135-148. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90818-4](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(76)90818-4)
- Pringle, P. T. (2002). *Roadside geology of Mount St. Helens National Volcanic Monument and vicinity*. Olympia, WA (PO Box 47007, Olympia, 98504-7007): Washington State Dept. of Natural Resources.
- Ritter, W. (1879). *Die Statik der Tunnelgewölbe*. Berlin.
- Robertson, A. M. (1988). *Estimating weak rock strength*. Paper presented at the SME annual meeting, Phoenix.
- Rodríguez-Losada, J. A., Hernández-Gutiérrez, L. E., Perucho, A., Olalla, C., Serrano, A., & Rodrigo del, P. (2007). The volcanic rocks of the Canary Islands. Geotechnical properties *Volcanic Rocks* (pp. 53-57): Taylor & Francis.
- Romana, M. (1984). *New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slope*. Paper presented at the Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, , Zacatecas, Mexico.

- Romana, M. (1996). El ensayo de compresión puntual de Franklin. *Ingeniería civil*, 102, 116-120.
- Romana, M. (2003). *DMR (Dam Mass Rating). An Adaptation of RMR Geomechanics Classification For Use In Dams Foundations*. Paper presented at the 10th ISRM Congress, Sandton, South Africa.
- Selby, M. J. (1980). A rock mass strength classification for geomorphic purposes: with tests from Antarctica and New Zealand. *Zeitschrift fur Geomorphologie*, 24 (1), 31-51.
- Serrano, A. (1976). Aglomerados volcánicos en las islas Canarias. *Memoria del Simposio nacional de rocas blandas, Tomo 2*, A-10.
- Serrano, A., Olalla, C., & Perucho, A. (2002). *Evaluation Of Non-Linear Strength Laws For Volcanic Agglomerates*. Paper presented at the ISRM International Symposium - EUROCK 2002, Madeira, Portugal.
- Serrano, A., Olalla, C., Perucho, A., y Hernández, L. E. (2008). *Resistencia y deformabilidad de piroclastos de baja densidad*. En: II Jornadas canarias de geotécnica, Tenerife.
- Singh, A. (2004). FRHI - A System to evaluate and mitigate rockfall hazard in stable rock excavations. *Journal of the Institution of Engineers (India): Civil Engineering Division*, 85 (1), 62-75.
- Singh, A., & Connolly, M. J. (2003). *VRFSR: an empirical method for determining volcanic rock excavation safety on construction sites* (Vol. 84). Calcuta, India: Institution of Engineers.
- Terzaghi, K. H. U. G. S. o. E. (1946). *Rock defects and loads on tunnel supports*. [Cambridge, Mass.]: Harvard University, Graduate School of Engineering.
- Ünal, E. (1996). Modified rock mass classification: M-RMR system. In Z. T. Bieniawski (Ed.), *Milestones in rock engineering, the Bieniawski Jubilee collection* (pp. 203–223). Rotterdam.: Balkema.
- Vásárhelyi, B. (2002). *Influence of the water saturation on the strength of volcanic tuffs*. Paper presented at the ISRM International Symposium - EUROCK 2002, Madeira, Portugal.
- Wickham, G. E., Tiedemann, H., & Skinner, E. H. (1972). *Support determination based on geologic predictions*. Paper presented at the Proceedings of the 1st North American rapid excavation tunneling conference, New York.





## CAPÍTULO 4

---

# Unidades geotécnicas y problemas asociados en terrenos volcánicos

Luis Enrique Hernández Gutiérrez

José Antonio Rodríguez Losada

Claudio Olalla Marañón

Juan Carlos Santamarta Cerezal

Jésica Rodríguez Martín

M<sup>a</sup> Josefa Pomares Rodríguez

### Introducción

Las Islas Canarias, por su extensión, variedad y actividad volcánica, han sido de las más estudiadas en el ámbito de las Ciencias de la Tierra y suponen un referente a nivel mundial en volcanología. Las propiedades morfológicas y litológicas de los terrenos volcánicos de Canarias son muy conocidas por los numerosos estudios geológicos que se han realizado en las islas, que han dado como fruto una extensa bibliografía y una cartografía geológica de detalle en todo su territorio. Esto contrasta de manera significativa con una literatura muy escasa en lo que se refiere a propiedades geotécnicas de los materiales volcánicos y a los problemas constructivos que éstos generan.

La aparición en el panorama normativo español del Código Técnico de la Edificación, CTE (Ministerio de Vivienda, 2006), motivó al Gobierno de Canarias a la preparación de un documento que facilitara la aplicación de los preceptos que esta norma establece para la planificación de los estudios geotécnicos para edificación, debido a que la norma estatal no recoge la singularidad de los terrenos de las Islas Canarias, de naturaleza volcánica. En el territorio español continental se pueden localizar diversas regiones volcánicas, como Olot (Gerona), Campo de Calatrava (Ciudad Real), Cabo de Gata (Almería), etc., de extensión limitada y que en su mayoría corresponden a zonas con un alto grado de protección ambiental que limita la actividad constructiva; pero, aunque también en las Islas Canarias existe muchas zonas protegidas, no es posible

actuar en el paisaje sin tener en cuenta las propiedades de los materiales volcánicos, porque éstos ocupan todo su territorio.

Por todo esto, a través del Área de Laboratorios y Calidad de la Construcción del Gobierno de Canarias se elaboró la *Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias, GETCAN-011* (Gobierno de Canarias, 2011). Esta guía tiene como base para su aplicación la zonificación del territorio insular en unidades geotécnicas.

A partir de las unidades geotécnicas que se recogen en la guía GETCAN-011 y con la información aportada por los autores de este capítulo, de sus propias experiencias y de las recopiladas en los archivos documentales, se presenta a modo de síntesis las propiedades geotécnicas y los problemas asociados detectados para cada una de dichas unidades.

## 1. Clasificación de unidades geotécnicas

Toda la actividad volcánica efusiva de las Islas Canarias ha llevado a la construcción y crecimiento subaéreo del archipiélago, de forma que, actualmente, se encuentran en superficie, bien edificios volcánicos muy recientes, correspondientes a los últimos eventos volcánicos o bien escudos volcánicos y materiales muy antiguos y en general muy alterados, de los cuales hoy queda visible una mínima parte de los que fueron en el Mioceno-Plioceno. Este es el caso de los macizos más antiguos de las islas occidentales cuya antigüedad se puede inducir de los profundos y cerrados barrancos excavados por la continua erosión y que, al no haber sido rellenados por emisiones volcánicas más recientes, presentan una morfología en forma de agudas crestas, fondos de barranco muy profundos y angostos y laderas con pendientes que, en ocasiones, se aproximan a la verticalidad. Este paisaje tan abrupto contrasta sin embargo con la suavidad del relieve de las islas orientales, de mayor edad, que han sido más erosionadas.

En este marco geológico se han podido distinguir las siguientes unidades geotécnicas de naturaleza volcánica, en función de la litología, estructura y distribución espacial de los materiales. Además, han sido clasificadas y relacionadas con los tipos de terrenos definidos en el DB SE-C del CTE.

Tabla 1. Unidades geotécnicas del Archipiélago Canario (GETCAN-011).

| Unidad                       | Subunidad   | Terreno CTE |
|------------------------------|---|-------------|
| Complejos basales            |   | T-3         |
| Coladas y macizos sálicos    |   | T-1         |
| Macizos basálticos alterados |   | T-3         |
| Coladas basálticas sanas     | Coladas "aa" poco escoriáceas                           | T-1         |
|                              | Coladas "pahoehoe" y "aa" muy escoriáceas               | T-3         |
| Materiales piroclásticos     | Ignimbritas y tobas                                     | T-2         |
|                              | Depósitos piroclásticos sueltos o débilmente cementados | T-3         |
| Materiales brechoides        |   | T-2         |

Tabla 2. Grupos de terreno según DB SE-C del CTE.

| Grupo | Descripción  |   |
|-------|--|---|
| T-1   | <i>Terrenos favorables:</i> Aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.  |   |
| T-2   | <i>Terrenos intermedios:</i> Los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.  |   |
| T-3   | <p><i>Terrenos desfavorables:</i> Los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos:</p> <p>Suelos expansivos</p> <p>Suelos colapsables</p> <p>Suelos blandos o sueltos</p> <p>Terrenos kársticos en yesos o calizas</p> <p>Terrenos variables en cuanto a composición y estado</p> <p>Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m</p> | <p>Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos</p> <p>Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades</p> <p>Terrenos con desnivel superior a 15°</p> <p>Suelos residuales</p> <p>Terrenos de marismas</p> |

## 2. Unidades geotécnicas y problemas asociados

A continuación se enumeran y describen las distintas unidades geotécnicas de naturaleza volcánica definidas, a la vez que se apuntan los problemas geotécnicos más frecuentes para cada una de ellas.

### 2.1. Complejos basales

Considerados como las raíces de los primitivos edificios volcánicos, los complejos basales de las Islas Canarias están representados por sedimentos cretácicos, lavas submarinas (Figura 1) y rocas plutónicas (gabros y sienitas). Este conjunto está atravesado por multitud de diques con una densidad de intrusión tan elevada que frecuentemente no dejan rastro de la roca encajante. Es habitual que presenten un alto grado de alteración por lo que generalmente los materiales rocosos son deleznable y de difícil reconocimiento. Todo ello les confiere características de roca blanda y fracturada, presentando generalmente valores del  $RMR_b$ <sup>(1)</sup> menores a 40.

Los problemas geotécnicos propios de esta unidad son los siguientes:

- Alta heterogeneidad, tanto en vertical como en horizontal. Posibles asientos diferenciales debidos a heterogeneidad.
- Materiales muy alterados, de baja resistencia y alta deformabilidad.
- Áreas de relieve abrupto y tectonizado. Inestabilidades puntuales o desprendimientos. Necesidad de estudios de estabilidad de ladera específicos.

---

<sup>(1)</sup>  $RMR_b$ : Índice RMR básico, utilizado para la caracterización geomecánica atendiendo a los criterios dados por Bieniawski (1989), sin penalizar por la orientación de las discontinuidades con respecto a la obra que se desea acometer.



Figura 1. Lavas almohadilladas o pillow lavas del complejo basal que aflora en el Barranco de Igueste de San Andrés (Tenerife).

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-3.

## 2.2. Coladas y macizos sálicos

Esta unidad constituida por materiales rocosos altamente resistentes, de naturaleza sálica (traquitas y fonolitas), aparece en dos formas de afloramiento:

- 1) Como *coladas de gran espesor*, habitualmente con disposición horizontal o como paquetes tabulares gruesos con pendientes no muy pronunciadas y gran extensión horizontal. En ocasiones, estos paquetes pueden estar formados por brechas muy compactas de fragmentos de naturaleza igualmente sálica.
- 2) Como *domos*, a modo de macizos rocosos de grandes dimensiones verticales enraizados en el subsuelo y de extensión horizontal más limitada. En cualquier caso, las características geotécnicas de ambos tipos de afloramiento se consideran, a efectos prácticos, similares por lo que procede considerarlos como una misma unidad geotécnica.



Figura 2. Macizo sálico correspondiente al domo traquítico del Roque del Cano (La Gomera).

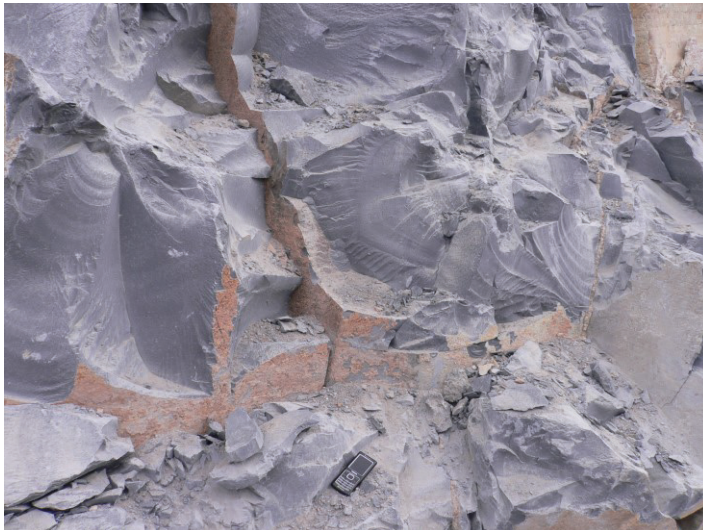


Figura 3. Detalle de colada fonolítica muy masiva y compacta (Tenerife).

Ambos son coladas o macizos de composición traquítica o fonolítica, en general de alta capacidad portante con características de roca dura y valores de  $RMR_b$  comprendidos entre 75 a 90.

Esta unidad presenta muy pocos problemas geotécnicos. No obstante, cabría destacar los siguientes:

- Alteración superficial que puede ser localmente importante.
- Posibles asientos diferenciales debidos a heterogeneidad en brechas.
- Lajosidad: los macizos fonolíticos acostumbran a presentar una marcada disyunción laminar, que adquiere a veces el aspecto de una auténtica pizarrosidad, con las implicaciones que eso supone para la estabilidad de taludes y laderas.

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-1.

### 2.3. Macizos basálticos alterados

Unidad formada por coladas basálticas de pequeño espesor (en torno a 1 m o inferior) y alteración de moderada a alta. La peculiaridad destacable de las coladas basálticas es que se manifiestan como una alternancia vertical de niveles de compacto basáltico (roca basáltica) y niveles de escorias (material granular) que aparecen generalmente en forma de autobrecha debido al grado de alteración.

Además, en estos macizos alterados aparecen también intercalados mantos piroclásticos y frecuentes zonas rubefactadas, denominadas "almagres", que en ocasiones corresponden a niveles de paleosuelos que han sido calcinados por el calor de la colada suprayacente. Generalmente presentan buzamientos suaves que pueden variar entre 10° a 30°.

Suelen presentar en superficie valores de  $RMR_b$  comprendidos entre 40 a 60.

Los problemas geotécnicos en esta unidad son, entre otros, los siguientes:

- Baja resistencia y elevada deformabilidad en situaciones de elevada alteración local.



- Inestabilidades puntuales en zonas próximas o adyacentes a relieves montañosos de pendiente moderada a alta. En general da lugar a fuertes abarrancamientos.
- La presencia de niveles escoriáceos intercalados produce una gran heterogeneidad.
- Asientos diferenciales por afloramiento de diferentes unidades.
- Asientos de consolidación en medios arcillosos, especialmente en zonas con desarrollo de grandes espesores de suelo sobre coladas basálticas extremadamente alteradas.
- Presencia de cavernas debido a la circulación de agua y la ya mencionada baja compactación.
- En términos generales, los niveles escoriáceos con avanzados estados de alteración, provocan impermeabilización y formación de materiales arcillosos que implicarían problemas adicionales entre los que cabe mencionar expansividad, elevada deformabilidad e inestabilidades de ladera.



Figura 4. Coladas basálticas alteradas (Gran Canaria).

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-3.

## 2.4. Coladas basálticas sanas

En esta unidad se recogen las coladas basálticas que conservan su estructura original debido a su escaso estado de alteración, por lo que se pueden distinguir los tipos "pahoehoe" y "aa".

Las lavas "pahoehoe" se caracterizan por tener una superficie lisa y ondulada, aunque en detalle aparecen con formas similares a vísceras o cuerdas entrelazadas y corrugadas (lavas cordadas). Internamente es de destacar la presencia de gran número de vacuolas o pequeños huecos más o menos esféricos que les otorgan gran porosidad. Debido a este hecho, han sido usadas tradicionalmente en las Islas Canarias para fabricar molinos de cereal y son conocidas vulgarmente como "risco molinero". Sin embargo, el detalle interno más destacable es la presencia de túneles, galerías o tubos volcánicos que pueden alcanzar kilómetros de longitud y diámetros de varios metros, así como moldes de árboles que fueron arrollados por la colada. En las prospecciones que se realizan sobre estos materiales suele ocurrir que no sean detectados estos tubos volcánicos, lo que no significa que no existan.

Las lavas "aa" o lavas escoriáceas se forman con magmas algo más viscosos que las lavas "pahoehoe", fluyen más lentamente y adquieren un aspecto totalmente distinto. La superficie es extremadamente rugosa o incluso espinosa, por lo que localmente se conocen como "malpaís". El avance de la lava se realiza como el de las cadenas de una oruga, de forma que la superficie escoriácea ya enfriada se desploma delante del frente de la colada en movimiento y es recubierta por el interior todavía fundido que avanza. Por ello, la sección vertical de una lava "aa" consiste en una banda central de roca densa surcada por una red de diaclasas o fisuras formadas por retracción al enfriarse y solidificar el fundido, limitada abajo y arriba por dos franjas escoriáceas irregulares. Cuando hay un apilamiento de varias lavas "aa", las escorias de techo se unen con las de la base de la colada situada inmediatamente encima, resultando una alternancia de bandas densas (basalto) y bandas escoriáceas (autobrecha). El efecto visual puede resultar engañoso y llevar a pensar que sólo son lavas las bandas densas y que los niveles escoriáceos tienen otro origen.



Figura 5. Superficie "pahoehoe", lava cordada (El Hierro).

Entre estos dos tipos extremos de lavas ("pahoehoe" y "aa") existen un importante grupo de términos intermedios que se denominan lavas de transición.

Al igual que en el caso de la unidad Macizos basálticos alterados, la presencia de niveles escoriáceos intercalados produce una gran heterogeneidad ya que provocan alternancias tanto vertical como horizontalmente. Estos niveles escoriáceos, que en esta unidad aparecen poco alterados, se comportan como suelos granulares poco compactos, aspecto que, junto con la existencia de cavernas, reduce considerablemente la calidad de los macizos rocosos.

En estas dos morfologías características de las coladas basálticas ("aa" o escoriáceas y "pahoehoe" o lisas), se distinguen dos grupos de materiales claramente diferenciados por su comportamiento geotécnico:

- a) Niveles de compacto masivo (roca masiva). Se estudian en el ámbito de la mecánica de rocas. Están afectados por un diaclasado de retracción, consecuencia del enfriamiento de la lava, que se ordena para aislar bloques prismáticos con tendencia hexagonal. En general presentan valores de  $RMR_b$  comprendidos entre 60 y 85.

- b) Niveles de escorias (material granular). Se estudian en el ámbito de la mecánica de suelos. Son conjuntos particulados de tamaño centimétrico que presentan estructuras muy abiertas, con gran cantidad de huecos y por tanto elevada deformabilidad. En general, pueden presentar baja capacidad portante y gran deformabilidad, si las escorias están sueltas y sin matriz y capacidad portante moderada y poca deformabilidad si se encuentran soldadas o con matriz con cierto grado de cementación. La superficie de las partículas de escoria es rugosa y espinosa, lo que incrementa la trabazón del conjunto y les confiere mayor estabilidad de lo esperado en excavación de taludes.

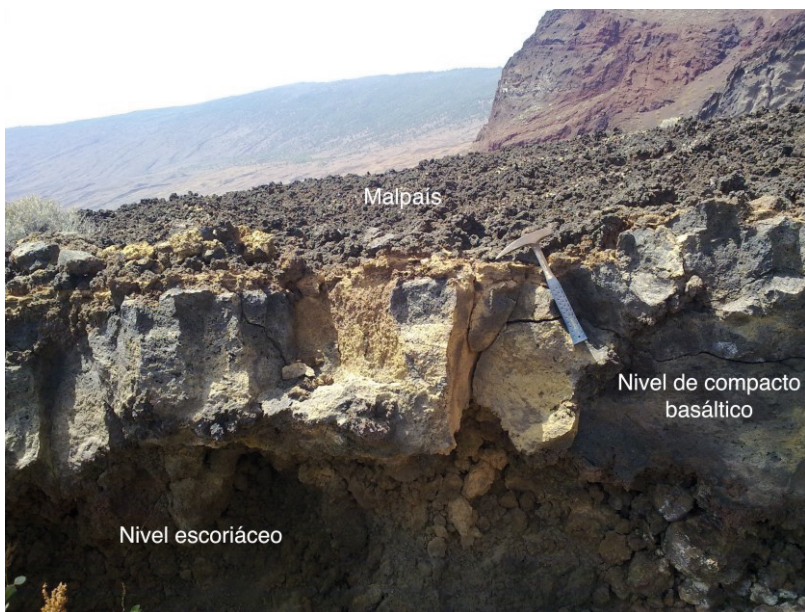


Figura 6. Esquema de lava "aa", con zona central compacta limitada arriba y abajo por niveles escoriáceos (El Hierro). El paisaje generado por la superficie escoriácea de las lavas "aa" recibe, en las Islas Canarias, el nombre de "malpaís", por la dificultad que supone transitar por ellas y por tratarse de terrenos áridos, sin suelo, que no tienen aprovechamiento agrícola.





Figura 7. Colada basáltica tipo “aa” con un nivel de compacto basáltico de gran potencia, que domina claramente sobre los niveles escoriáceos (arriba y abajo). Se aprecia claramente el diaclasado de retracción de orientación preferentemente vertical, formado al enfriarse el líquido magmático (Tenerife).



Figura 8. Colada “aa” muy escoriácea, en la que los niveles de escorias dominan sobre los niveles de compacto basáltico (Lanzarote).

Por tanto, atendiendo a la tasa efusiva, viscosidad del magma, contenido en gases, pendiente del terreno, etc., estas coladas basálticas pueden dar como producto final materiales que presentan gran variabilidad en cuanto a composición y estado, por lo que es necesario el estudio de cada emplazamiento en particular. Así, a efectos de planificación del reconocimiento geotécnico, esta Guía considera que en esta unidad se pueden reconocer dos subunidades:

- 1) **Coladas “aa” poco escoriáceas.** En esta subunidad quedan incluidas las coladas basálticas de tipo “aa”, que presentan espesores de compacto basáltico sano iguales o superiores a 2 m, conservando su continuidad lateral en toda la parcela, con niveles escoriáceos inferiores a 0,5 m, ausencia de cavidades y una pendiente del terreno inferior a 15°. Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-1.
- 2) **Coladas “pahoehoe” y “aa” muy escoriáceas.** En esta subunidad se incluyen las coladas basálticas “pahoehoe” y coladas “aa” con espesores de compacto basáltico sano inferiores a 2 m, niveles escoriáceos intercalados y/o presencia de cavidades. Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-3.



Figura 9. Tubo volcánico en colada “pahoehoe” (El Hierro).

Los problemas geotécnicos asociados a esta unidad son, entre otros, los siguientes:

- Asientos diferenciales debidos a la presencia de materiales rocosos duros próximos a materiales granulares de alta deformabilidad (coladas "aa").
- Posible presencia de oquedades debido a la existencia de tubos volcánicos y dificultad para su detección, que pueden producir hundimientos y colapsos (coladas "pahoehoe").
- Existencia de niveles escoriáceos con parámetros geotécnicos muy desfavorables intercalados entre los materiales masivos más resistentes.
- Los niveles escoriáceos presentan gran complejidad y dificultad para su caracterización geotécnica.
- Desprendimientos tipo "chineo " de los niveles escoriáceos.
- Inestabilidades de laderas naturales o de taludes excavados, como consecuencia de la presencia de niveles escoriáceos sueltos, que pueden producir desplomes de los niveles masivos por erosión diferencial.
- Caída de bloques separados por disyunción columnar.

## 2.5. Materiales piroclásticos

Los materiales piroclásticos son aquellos que son proyectados al aire como consecuencia de las explosiones producidas durante las erupciones volcánicas. Esta unidad corresponde a grandes extensiones de depósitos piroclásticos de composición indiferenciada. Se forman cuando los fragmentos de magma caen y se depositan en las inmediaciones del foco de emisión. Las potencias y buzamientos tienen relación con la disposición de la topografía sobre la que se han depositado en el momento de la erupción. La erosión determina también variaciones en los espesores originales.

Se clasifican según el tamaño y la composición. Los basálticos de pequeño tamaño se denominan cenizas (menores de 2 mm), los intermedios lapillis (entre 2 y 64 mm) y los de mayor tamaño (más de 64 mm) reciben el nombre genérico de escorias, que en algunos casos adquieren formas redondeadas al girar en el aire (bombas). Los traquíticos y/o fonolíticos, más ligeros, claros y porosos, constituyen los depósitos de pómez.

Los denominados conos de cinder están formados por depósitos mixtos, desde el punto de vista granulométrico, predominantemente escoriáceos. Se acumulan alrededor de la chimenea eruptiva construyendo los conos volcánicos, también conocidos como conos de tefra. Localmente estos materiales pueden estar cementados y entonces reciben en nombre genérico de tobas.

Por tanto, esta unidad puede subdividirse a su vez en dos:

- 1) ***Ignimbritas soldadas y tobas.*** Se trata de rocas duras o semiduras. Se corresponden con depósitos piroclásticos pumíticos o cineríticos muy compactos, tales como ignimbritas con o sin textura eutaxítica o cineritas compactas. Esta variedad de materiales se origina cuando una masa de productos piroclásticos es transportada en forma de dispersión de gas y de alta o moderada densidad de partículas; el resultado es un material con características de roca más o menos dura, con un grado de compacidad y/o cementación variable. Durante su formación han cubierto las depresiones topográficas existentes en el momento de la erupción. Es el caso de las ignimbritas soldadas, que se asemejan más a un flujo lávico que a un depósito piroclástico. A las ignimbritas no soldadas, de tonalidades blanco-amarillentas y con contenidos apreciables de pómez, se les conoce localmente en Canarias con el nombre de "toba" o "tosca", al igual que los piroclastos de proyección aérea cementados. Presentan en superficie valores de  $RMR_b$  comprendidos entre 60 a 75.



Figura 10. Ignimbrita soldada (Gran Canaria).

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-2.



- 2) **Materiales piroclásticos sueltos o débilmente cementados.** Suelen ser poco compactos y fácilmente colapsables. Se forman cuando los fragmentos de magma caen y se depositan en las inmediaciones del centro eruptivo. Los de mayor tamaño reciben el nombre genérico de escorias, que en algunos casos adquieren formas redondeadas al girar en el aire (bombas); los traquíticos y/o fonolíticos, más ligeros, claros y porosos, constituyen los depósitos de pómez, también conocidos como depósitos plinianos o de lluvia piroclástica. Por tanto se trata de depósitos piroclásticos de baja densidad, con pesos específicos aparentes secos medios habituales entre 7 y 13 kN/m<sup>3</sup>. Presentan valores de RMR<sub>b</sub> comprendidos entre 0 a 25.

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-3.

Los problemas geotécnicos más habituales de estos materiales son los siguientes:

- Resistencia variable, desde media a alta resistencia y baja deformabilidad (ignimbritas), a baja resistencia y elevada deformabilidad (piroclastos sueltos).
- Colapsabilidad mecánica (piroclastos sueltos).
- Asientos diferenciales (piroclastos sueltos).
- Presencia de niveles orgánicos que pueden incrementar la cuantía y duración de los asentamientos.
- Moderada expansividad. Este es un factor a considerar con mayor detenimiento en los niveles piroclásticos sueltos, especialmente si los procesos de alteración producen localmente niveles arcillosos.
- Desprendimientos tipo "chineo".



Figura 11. Depósito de piroclastos sueltos tamaño lapilli (Tenerife).

## 2.6. Materiales brechoides

Otros Esta unidad está asociada a episodios eruptivos violentos de alta explosividad, en ocasiones relacionados con procesos de colapso de caldera o bien con fenómenos de deslizamientos gravitacionales en masa. Su resultado final es una masa caótica y brechoide formada por bloques de naturaleza diversa, en general muy angulosos, con gran variación de tamaño de los mismos englobados en una matriz fina más o menos cementada y ocasionalmente muy dura. Forman paquetes de grandes espesores (hasta cientos de metros) y presentan pendientes poco pronunciadas de brechas compactas y caóticas de naturaleza mono o polimíctica.

Pueden presentar características de roca dura y en algunos casos semidura. Presentan valores de  $RMR_b$  comprendidos entre 60 y 75.

Se clasifican, según el DB SE-C del CTE, como terrenos tipo T-2.

Los problemas geotécnicos potenciales a tener en consideración son los siguientes:

- Inestabilidades de laderas naturales o taludes excavados, por desprendimientos puntuales de tipo “chineo” o de bloques mayores que se separan de la matriz por erosión diferencial.
- Agresividad de aguas freáticas.
- Asientos diferenciales debido a la presencia de bloques de gran tamaño.



Figura 12. Brecha volcánica (Gran Canaria).

### 3. Bibliografía

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Clasifications*, pp 1-251. John Wiley.
- Gobierno de Canarias (2011). *Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias*.
- Hernández, L. E., Rodríguez-Losada, J. A., Olalla, C. Garrido-Manrique, J., 2010. “Geotechnical investigation guide for building in volcanic environments”. En Olalla et al. (Edts): “*Volcanic Rock Mechanics* “. Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-0-415-58478-4. Pág. 249–254.

Ministerio de Vivienda (2006). Código Técnico de la Edificación. CTE. Documento Básico SE-C. Seguridad Estructural. Cimientos.

Rodríguez-Losada, JA, Hernández-Gutiérrez, LE, Olalla, C, Perucho, A, Eff-Darwich, A. (2009). "Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: Implications on their flank stability". *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 182 (2009) 67–75. doi:10.1016/j.jvolgeores.2009.01.032.



## CAPÍTULO 5

---

# Elaboración e interpretación de informes geotécnicos para edificación en terrenos volcánicos

M<sup>a</sup> Candelaria López Felipe

### Introducción

La cimentación es el elemento encargado de transmitir las presiones de la futura edificación al terreno. Determinar cómo se va a comportar ante la influencia de la nueva estructura, conlleva la investigación de un entorno desconocido en mayor o menor medida, el subsuelo.

El estudio geotécnico es el encargado de aportar las características físico-mecánicas del terreno. Su realización se hace imprescindible a la hora de diseñar la cimentación que más se adecue a sus características.

La realización de estudios geotécnicos para edificación en terrenos volcánicos requiere de un tratamiento especial ya que los materiales involucrados en la investigación son muy heterogéneos en cuanto a su composición y estado y presentan gran variabilidad tanto lateral como verticalmente.

La elaboración de un informe geotécnico se inicia por la planificación de los trabajos a realizar, aspecto de suma importancia a la hora de disponer de la información suficiente con la cual fundamentar los cálculos y las soluciones de diseño de la obra.

El objeto de estudio puede ser desde un pequeño solar, donde se ubicará una construcción de menor entidad, hasta todo un entorno en el cual planificar una urbanización.

### 1. Elaboración de un informe geotécnico

En la realización de la mayoría de los informes geotécnicos para edificación se pueden diferenciar tres fases:

- Recogida de datos previos

- Prospección y ensayos
- Asistencia técnica

### 1.1. Recogida de datos previos

Hay datos que influyen directamente en el dimensionado de un estudio geotécnico y hay otros que no pero que son importantes a la hora de su desarrollo. Estos datos son:

**Identificación:** datos de la promoción y sus agentes.

**Datos del solar:** emplazamiento en el plano urbanístico, plano topográfico acotado del solar, características del solar, existencias de rellenos (es importante saber si la parcela se encuentra en una zona de antiguas sorribas o en el cauce de un antiguo barranco que ha sido rellenado, etc). Utilización previa del solar o de la zona (terreno de cultivo, vertedero, industria, etc) y en especial aquellas actividades que hayan podido dar lugar a problemas ocultos (canteros, areneros, refugios...).

**Parámetros básicos de cálculo de la futura edificación:** se pueden diferenciar dos tipos los relacionados con el anteproyecto arquitectónico y los previstos del suelo. Dentro de los primeros se incluyen el área de contacto con el terreno, lados del rectángulo equivalente, cotas de excavación y/o cimentación previstas, altura del edificio, tensión repartida del edificio sobre el terreno, tipo de estructura proyectada, existencia de cargas concentrada sobre soportes, puntuales o lineales.

Dentro de los segundos se incluye toda la información sobre el suelo obtenida a partir de los mapas geológicos y geotécnicos, mapas de riesgos geológicos-geotécnicos (si existen), mapas de peligrosidad sísmica, y la documentación bibliográfica (tesis doctorales, publicaciones en revistas especializadas, etc). En estos mapas se puede consultar los materiales sobre los que se apoyará la edificación conforme a la cartografía geológica-geotécnica, los riesgos geotécnicos de la zona de estudio, la peligrosidad sísmica.

**Datos complementarios:** existencia de cimentaciones cercanas (tipología y comportamiento), información histórica o conocimientos locales del suelo, eventuales problemas geotécnicos reflejados en grietas, distorsiones o movimientos, problemas de inestabilidad, deslizamientos o hundimientos que afecten al área estudiada.

## 1.2. Prospección y ensayos

La prospección agrupa aquellos trabajos que tienen por objetivo llegar a un conocimiento razonable de la geología del entorno de la obra y en especial del subsuelo. Los sistemas más habituales utilizados en terrenos volcánicos para su prospección son los sondeos mecánicos a rotación con recuperación de testigo, realización de calcatas, pruebas continuas de penetración (DPH “Dynamic Probing Heavy” o Borro o DPSH “Dynamic Probing Superheavy), y en contadas ocasiones, los métodos geofísicos.

En el marco del CTE (RD 1371/2007) se establece un mínimo de tres puntos de reconocimiento, así como, diferentes grupos de terrenos y tipos de construcción. Atendiendo a los mismos, se determina la distancia máxima entre puntos de reconocimiento y la profundidad orientativa de investigación (tablas 1, 2 y 3).

Tabla 1. Grupo de terreno según CTE, tabla 3.2. (RD 1371/2007).

| Grupo | Descripción  |
|-------|--|
| T-1   | <p><b>Terrenos favorables:</b> Aquellos cuyas características geológicas y comportamiento geotécnico resultan suficientemente conocido y poco variable y en lo que la práctica habitual en la zona es cimentación directa mediante elementos aislados.</p>   |
| T-2   | <p><b>Terrenos intermedios:</b> Aquellos en los que existe experiencia de que las circunstancias geológicas dan lugar a alguna variabilidad en el comportamiento geotécnico. En la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación. Terrenos con rellenos antrópicos de espesor inferior a 3 m.</p> <p><b>Terrenos desfavorables:</b> los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Suelos expansivos</li> <li>b) Suelos colapsables</li> <li>c) Suelos blandos o sueltos</li> </ul> |
| T-3   | <ul style="list-style-type: none"> <li>d) Terrenos kársticos en yesos o calizas</li> <li>e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado</li> <li>f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m.</li> <li>g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos</li> <li>h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades</li> <li>i) Terrenos con desnivel superior a 15°</li> <li>j) Suelos residuales</li> <li>k) Terrenos en marismas</li> </ul>  |



Tabla 2. Tipo de construcción según CTE, tabla 3.1 (RD 1371/2007)

| Tipo | Descripción  |
|------|--|
| C-0  | Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m <sup>2</sup> |
| C-1  | Otras construcciones de menos de 4 plantas   |
| C-2  | Construcciones entre 4-10 plantas  |
| C-3  | Construcciones entre 11 a 20 plantas   |
| C-4  | Conjuntos monumentales o singulares, o de mas de 20 plantas                                |

\*En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos, áticos, buhardillas y bajo cubiertas. En edificios con sobrecargas y pesos propios importantes se modificará el tipo de edificio para que suponga uno de carga equivalente.

Tabla 3. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas según CTE, tabla 3 (RD 1371/2007).

| Tipo de construcción | Grupo de terreno     |        |                      |        |
|----------------------|----------------------|--------|----------------------|--------|
|                      | T1                   |        | T2                   |        |
|                      | $d_{\text{máx}} (m)$ | $P(m)$ | $d_{\text{máx}} (m)$ | $P(m)$ |
| C-0, C-1             | 35                   | 6      | 30                   | 18     |
| C-2                  | 30                   | 12     | 25                   | 25     |
| C-3                  | 25                   | 14     | 20                   | 30     |
| C-4                  | 20                   | 16     | 17                   | 35     |

\* Las profundidades indicativas están referidas al nivel de excavación. A éstas se les debe añadir en su caso, el espesor de rellenos antrópicos o profundidad final de excavación hasta alcanzar la cota de cimentación prevista.

Por otro lado, el CTE (RD 1371/2007) establece el número mínimo de sondeos mecánicos y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetración cuando el número de sondeos mecánicos exceda el mínimo especificado en la tabla 4.

Tabla 4. Número mínimo de sondeos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración.

|     | Número mínimo |     | % de sustitución |     |
|-----|---------------|-----|------------------|-----|
|     | T-1           | T-2 | T-1              | T-2 |
| C-0 | -             | 1   | -                | 66  |
| C-1 | 1             | 2   | 70               | 50  |
| C-2 | 2             | 3   | 70               | 50  |
| C-3 | 3             | 3   | 50               | 40  |
| C-4 | 3             | 3   | 40               | 30  |

Debe comprobarse que la profundidad planificada de los reconocimientos ha sido suficiente para alcanzar la cota del terreno por debajo de la cuál no se desarrollarán asientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio. Esta profundidad para cimentaciones superficiales viene definida por la profundidad del bulbo de tensiones, a menos que se haya alcanzado una unidad geotécnica resistente tal que las presiones aplicadas sobre ella por la cimentación del edificio no produzcan deformaciones apreciables. Esta unidad debe comprobarse en profundidad al menos 2 m más 0,3 m adicionales por cada planta que tenga la construcción.

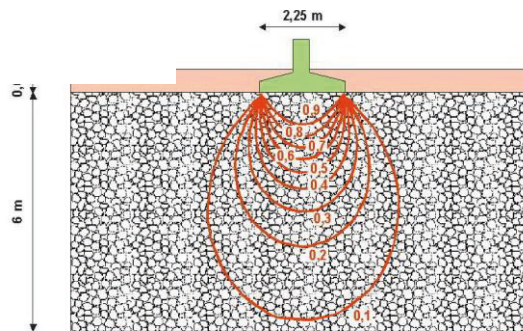


Figura 1. Bulbo de tensiones para una zapata aislada de ancho zapata  $B = 2.25$  m.

En el caso de que se prevean cimentaciones profundas se comprobará lo mencionado en el párrafo anterior, suponiendo que la cota de aplicación de la carga del edificio sobre el terreno es la correspondiente a una profundidad igual a  $2/3$  de la longitud de los pilotes. Se comprobará que la profundidad investigada alcanza aproximadamente 5 diámetros por debajo de la punta del pilote.

En el caso de terrenos del grupo T-3 o cuando el reconocimiento se derive de otro que haya resultado insuficiente, se intercalarán puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente.

A la hora de determinar el número de puntos a reconocer en los terrenos volcánicos, se nos plantea en qué tipo de terrenos, de los definidos por el CTE, los situamos. Si tenemos en cuenta que son materiales que presentan una gran variabilidad, tanto lateral como en profundidad y a esto le añadimos que presentan terrenos “suelos” intercalados entre rocas, cavidades volcánicas y que determinados suelos pueden ser colapsables o expansivos, se deberían incluir en su mayoría en el grupo de terrenos T-3.

El 18 de Diciembre de 2013, se inscribe en la sección 1ª del Registro General de Documentos Reconocidos del CTE, la “Guía para la planificación y realización de estudios geotécnicos para la edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias GETCAN-2011”, con la referencia CTE-DR/045/13. Esta guía incluye un cuadro resumen (Tabla 5) que recoge la equivalencia entre las unidades geotécnicas diferenciadas en la Guía y los grupos de terrenos definidos en el CTE (RD 1371/2007).

Tabla 5. Unidades geotécnicas según GETCAN-011.

| Unidad                                       | Subunidad   | Terreno |
|--|---|---------|
| Unidad I: Complejos Basales                  |   | T-3     |
| Unidad II: Coladas y macizos sálicos         |   | T-1     |
| Unidad III: Macizos basálticos alterados     |   | T-3     |
| Unidad IV: Coladas basálticas sanas          | Iva: Coladas “aa” poco escoriáceas                          | T-1     |
|  | Ivb: Coladas “pahoehoe” y “aa” muy escoriáceas              | T-3     |
| Unidad V: Materiales piroclásticos           | Va: Ignimbritas y tobas                                     | T-2     |
|  | Vb: Depósitos piroclásticos sueltos o débilmente cementados | T-3     |
| Unidad VI: Materiales brechoides             |   | T-2     |
| Unidad VII: Depósitos aluviales y coluviales |   | T-3     |
| Unidad VIII: Suelos arenosos                 |   | T-3     |
| Unidad IX: Suelos arcillosos y/o limosos     |   | T-3     |
| Unidad X: Rellenos antrópicos                |   | T-3     |

En esta guía se indican unas profundidades mínimas de investigación en función de la unidad geotécnica (tipo de terreno) y el tipo de edificio (tabla 6).

Tabla 6. Profundidades mínimas de sondeos GETCAN-011.

| Profundidades mínimas de sondeos ( <i>m</i> ) |     |     |     |     |     |     |     |     |     |      |     |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|
| T.Edf/Und.<br>Geot.                           | I   | II  | III | IVa | IVb | Va  | Vb  | VI  | VII | VIII | IX  |
|   | T-3 | T-1 | T-3 | T-1 | T-3 | T-2 | T-3 | T-2 | T-3 | T-3  | T-3 |
| C-0   | 5   | 4   | 5   | 4   | 5   | 5   | 5   | 5   | 5   | 5    | 5   |
| C-1   | 8   | 6   | 8   | 6   | 8   | 7   | 8   | 7   | 8   | 8    | 8   |
| C-2   | 12  | 8   | 12  | 8   | 12  | 10  | 12  | 10  | 12  | 12   | 12  |
| C-3   | 16  | 10  | 16  | 10  | 16  | 12  | 16  | 12  | 16  | 16   | 16  |
| C-4   | 20  | 12  | 20  | 12  | 20  | 14  | 20  | 14  | 20  | 20   | 20  |

Como se puede comprobar, la profundidad de los sondeos no debe ser inferior a los 4-5 m para los edificios de tipo C-0, mientras que para los de tipo C-1 las profundidades de investigación serán como mínimo de 6, 7 y 8 m.

La caracterización de los materiales comprende en esencia los ensayos sobre el “suelo” bien sean los realizados en el propio lugar, ensayos in situ, o bien sobre muestras tomadas durante la fase de prospección, ensayos de laboratorio. El objetivo final de la caracterización de materiales es establecer un modelo de comportamiento para cada tipo de suelo, que pueda servir de base para prever su reacción ante la obra que se va ejecutar.

Los ensayos a realizar dependen del tipo de terreno existente en el subsuelo: Cuando en la zona de estudio aparecen suelos de granulometría gruesa como es el caso de las escorias basálticas asociadas a las coladas o los piroclastos de caída (picones o pómez) los ensayos que se suelen realizar son los ensayos in situ, tipo SPT, DPH o DPSH dada la imposibilidad de coger una muestra inalterada.

Los resultados de estos ensayos hay que analizarlos con cautela, pues debido al tamaño de las partículas, en muchos casos los valores obtenidos son de rechazo.

Es importante intentar averiguar el grado de soldadura de estos materiales. Para ello podemos consultar al técnico de sondeos (sondista), partes de sondeo emitidos durante la perforación y sobre una buena testificación de los materiales. Normalmente los ensayos SPT realizados en estos materiales se ejecutan con puntaza ciega. Los valores bajos de golpeo ( $N_{SPT}=5-10$ ) indican que las escorias o los piroclastos están prácticamente sueltos y son materiales muy compresibles. Valores de N de SPT del orden de 20 golpes indican que estos materiales están más soldados y por lo tanto son menos deformables.

A partir de los valores de golpeo N del ensayo SPT se suele asignar a estos materiales los parámetros geotécnicos de densidad relativa, ángulo de rozamiento interno y módulo de deformabilidad elástica.

Durante la ejecución de los sondeos o calicatas se toman muestras alteradas o inalteradas con el fin de obtener sus parámetros geomecánicos.

Los ensayos de laboratorio que se realizan son los ensayos de la mecánica de suelos o de rocas. Los más frecuentes son los ensayos de identificación de suelos (granulometría, límites de Atterberg), de estado (humedad natural y densidad aparente), de resistencia (cortes directos, compresión simple). En suelos arcillosos se realizan ensayos de deformabilidad (edométricos), así como ensayos de expansividad (presión de hinchamiento e hinchamiento libre).

En cuanto a los ensayos químicos se realizan los ensayos de contenido en sulfatos solubles con el fin de identificar su agresividad frente al hormigón.

En roca los ensayos que se realizan normalmente son ensayos de resistencia a compresión simple y ensayos de carga puntual o PLT (Point Load Test).

En síntesis, todos aquellos ensayos que nos permitan obtener los parámetros geotécnicos característicos del material que constituyen el subsuelo.

En la tabla 7 se muestra un resumen de los ensayos de laboratorio más frecuentes.

Tabla 7. Ensayos de laboratorio.

| Propiedad         | Ensayos   | Norma      |
|-------------------|---|------------|
| Identificación    | Granulometría por tamizado                              | UNE 103101 |
|                   | Granulometría por sedimentación                         | UNE 103102 |
|                   | Límite Líquido  | UNE 103103 |
|                   | Límite plástico   | UNE 103104 |
|                   | Límite de retracción                                    | UNE 103108 |
| Estado            | Humedad natural   | UNE 103300 |
|                   | Peso específico aparente                                | UNE 103301 |
|                   | Peso específico de las partículas                       | UNE 103302 |
| Resistencia       | Compresión simple                                       | UNE 103400 |
|                   | Corte directo CD  | UNE 103401 |
|                   | Triaxial en cualquier estado de consolidación y drenaje | UNE 103402 |
| Deformabilidad    | Ensayo edométrico                                       | UNE.103405 |
| Colapsabilidad    | Inundación en edómetro                                  | NLT 254    |
|                   | Presión de hinchamiento nulo edómetro                   |            |
| Expansividad      | Hinchamiento libre en edómetro                          |            |
|                   | Ensayo Lambe  |            |
| Compactación      | Proctor normal  | UNE 103500 |
|                   | Proctor modificado                                      | UNE 103501 |
|                   | Contenido en carbonatos                                 | UNE103200  |
| Contenido químico | Contenido cualitativo en sulfatos                       | UNE103202  |
|                   | Contenido cuantitativo en sulfatos                      | EHE-08     |
|                   | Contenido en materia orgánica                           | UNE103204  |

Evidentemente, puede llegar a contarse con datos abundantes del terreno mediante la realización indiscriminada de prospecciones y ensayos, pero dicha información es poco más que improductiva si antes, durante y después de su ejecución no se realiza una labor de planificación, supervisión, dirección y valoración de la misma por parte de uno o varios técnicos cualificados.

### 1.3. Asistencia técnica

Es la asistencia técnica, y el valor que se añade con ella a los trabajos de prospección y ensayos, la responsable de dimensionar correctamente (sin excesos o defectos) los medios con que debe contarse para satisfacer las necesidades de información de la obra.

Es también la asistencia técnica el catalizador que debe contribuir al mejor rendimiento de todos los agentes integrantes del proyecto geotécnico y la responsable de traducir el conocimiento geotécnico del terreno a soluciones constructivas factibles que contribuyan al éxito del proyecto y de la obra.

## 2. Interpretación de informes geotécnicos

La realización del informe geotécnico puede llevarse a cabo en diferentes estadios de la vida de la obra, bien sea cuando las necesidades de información se plantean durante la realización del proyecto, o bien cuando las mismas aparecen mientras se ejecuta el mismo. Aún más, durante la vida útil de la obra pueden aparecer elementos que conlleven la necesidad de realizar un estudio del terreno "a posteriori", por cambios en el uso o dedicación, o en último caso, por aparición de patologías relacionadas con los aspectos geológicos.

Un estudio geotécnico debe aportar los datos necesarios, al objeto de establecer la adecuación de la cimentación, de la estructura y de las contenciones propuestas en el proyecto a las capacidades portantes y características físicas del suelo.

A continuación se aportan varios ejemplos de estudios geotécnicos realizados en diferentes materiales volcánicos en las islas, prestando especial atención a determinados aspectos importantes a la hora de su interpretación.

### 2.1. Cimentaciones en terrenos constituidos por coladas basálticas

#### Antecedentes

Viviendas unifamiliares adosadas distribuidas en dos plantas sobre rasante y una bajo rasante.

La parcela cuenta con una extensión de 600 m<sup>2</sup>. La estructura irá escalonada en tres módulos separados por una altura de 1 metro. La superficie construida es

superior a los 300 m<sup>2</sup> por lo que el tipo de construcción sería C-1. La cimentación proyectada ha sido diseñada para una tensión de 2,00 Kp/cm<sup>2</sup> y está compuesta por zapatas corridas perimetrales y zapatas aisladas arriostradas.

### **Geología de regional y de la parcela**

La parcela de estudio se asienta sobre coladas basálticas de Serie III o del Edificio Volcánico: Vulcanismo de las dorsales. Estas coladas son visibles en los taludes de excavación existentes en la parcela, donde se observan apilamientos de varios metros de coladas de tipo "aa". En los afloramientos las coladas presentan potentes zonas escoriáceas. El tipo de terreno puede ser T-1 o T-3 en función de si trata de coladas basálticas "aa" poco escoriáceas o muy escoriáceas. En este caso, se encuadraría en el tipo T-3.

### **Prospecciones y ensayos**

El número de sondeos han sido 3 y las profundidades de investigación de 6 m. Los ensayos de campo realizados han sido 2 SPT por sondeo. Los ensayos de laboratorio han sido roturas a compresión simple y PLT en los basaltos y contenido en sulfatos (EHE-08) en las escorias basálticas.

### **Caracterización geotécnica de los materiales**

Los sondeos realizados en la parcela revelaron que el subsuelo de la misma está constituido por capas potentes de escorias con alguna inyección de basalto de escaso espesor.

Los ensayos SPT realizados en las escorias basálticas dieron valores muy bajos de golpeo (N=7-9), lo que indica su bajo grado de soldadura.

Es muy importante acudir a los cortes geotécnicos que se presentan en los informes, pues nos pueden aclarar muchas dudas. En los cortes se correlacionan materiales con características geotécnicas similares y se pueden observar la variabilidad horizontal y vertical de los mismos.



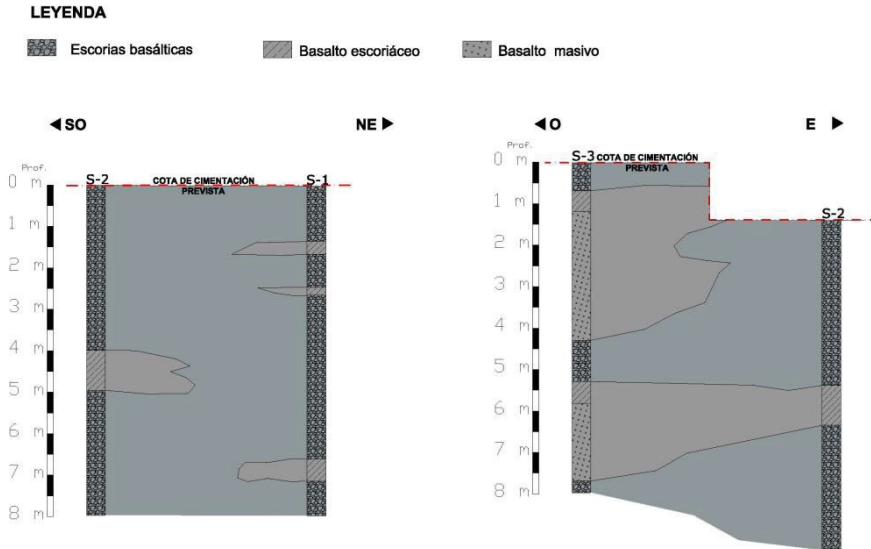


Figura 2. Cortes geológicos geotécnicos del subsuelo en el que se aprecia los importantes cambios laterales de las escorias y las zonas masivas (basalto) de las coladas.

Como se puede apreciar en los cortes, parte de la cimentación se apoyaría en basalto (roca) y gran parte en escorias basálticas sueltas (suelo granular). Al apoyar la cimentación en materiales con características geomecánicas muy diferentes: roca (prácticamente no se deforma) y escorias sueltas (muy deformables) se pueden originar asientos diferenciales importantes. Este sería el problema geotécnico principal, que se repite con frecuencia en muchas de las parcelas estudiadas.

Es necesario hacer hincapié en una serie de conceptos básicos necesarios para interpretar las conclusiones del informe, como es el asiento.

En primer lugar, el asiento,  $S$ , se define como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio. El asiento diferencial,  $\delta s$ , define como la diferencia de asientos entre dos puntos cualesquiera y la distorsión angular,  $\beta$ , se define como el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que los separa:  $\beta_{AB} = S_A - S_B / L_{AB}$  (véase figura 3). En la tabla 8 se muestra los valores límites de servicio de los movimientos de la cimentación del edificio que se podrán adoptar siempre que en el proyecto no se especifiquen.

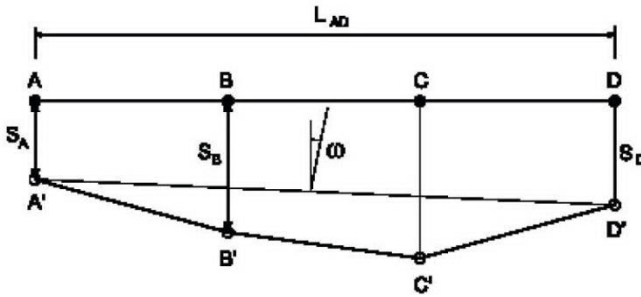


Figura 3. Definiciones básicas del movimiento de cimentaciones

Tabla 8. Valores límites de servicio basados en la distorsión angular.

| Tipo de estructura  | Límite |
|---|--------|
| Estructuras isostáticas y muros de contención             | 1/300  |
| Estructuras reticuladas con tabiquería de separación      | 1/500  |
| Estructuras de paneles prefabricados                      | 1/700  |
| Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba | 1/1000 |
| Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo  | 1/2000 |

Por otro lado, se debe considerar que el asiento calculado en las cimentaciones directas sobre el suelo no sólo depende de los parámetros geotécnicos del suelo sino también del tipo de cimentación y dimensiones de la cimentación que se prevé ejecutar. Lo mismo ocurre, con la capacidad portante de cimentaciones ejecutadas sobre suelos (véase figura 1).

En la tabla 9, se refleja la tensión admisible por hundimiento calculada para la capa de escorias basálticas, teniendo en cuenta las dimensiones de la cimentación proyectada. Los asientos se han calculado para la carga a la que se ha diseñado la cimentación.

Tabla 9. Cargas admisibles por hundimiento y asientos para una cimentación superficial por zapatas.

| Tipo de zapatas          | Dimensiones (m) | Carga admisible según Terzaghi ( $Kp/cm^2$ ) | Asientos elásticos (mm) para la tensión de diseño ( $2Kp/cm^2$ ) |
|--------------------------|-----------------|--|--|
| Aislada (P5-P6 y P9-P10) | 3,25 x 1,25     | 3,26   | 17   |
| Aislada (P13-P14)        | 1,95 x 3,15     | 3,03   | 16   |
| Aislada (P17-P18)        | 3,30 x 2,25     | 3,37   | 18   |
| Corrida                  | 1,00 x 30       | 2,00   | 12   |

Teniendo en cuenta que la luz media entre pilares es de 6,00 m y la distorsión angular para este tipo de estructuras debe ser inferior a 1/500, el asiento diferencial debe ser inferior a 12 mm. Considerando que el basalto prácticamente no se deforma (<1mm), el asiento máximo en las escorias no debería superar dicho valor.

Por lo tanto, la cimentación diseñada cumple con el criterio de capacidad portante (la tensión admisible por hundimiento es superior a la tensión de diseño) pero no cumple con el criterio de deformación ( $\beta > 1/500$ ). Por este motivo, se propone una mejora de terreno como puede ser la ejecución de un relleno compactado en unas condiciones óptimas o la construcción de una losa de cimentación que tenga en cuenta los diferentes módulos de deformación (basaltos-escorias). Según el asiento máximo que pueda admitir esta losa (definido por el proyectista), en la tabla 10 se calcula el asiento para una losa de dimensiones 10 x 30 m para distintas tensiones de trabajo.

Tabla 10. Asientos elásticos calculados para una losa de cimentación.

| Tipo de cimentación | Dimensiones (m) | Tensión de trabajo ( $Kp/cm^2$ ) | Asientos elásticos (mm) para la tensión de trabajo considerada |
|---------------------|-----------------|----------------------------------|--|
| Losa                | 10 x 30         | 1,00                             | 35   |
|                     |                 | 1,50                             | 52   |
|                     |                 | 2,00                             | 72   |

## 2.2. Cimentaciones en terrenos constituidos por depósitos de pómez

### Antecedentes

Construcción de estación de servicios, formada por un edificio de servicios de una planta sobre rasante, una marquesina donde se situarán las islas de suministro y una zona destinada a box de lavado. La parcela cuenta con una extensión de 3000 m<sup>2</sup>, la superficie construida del edificio es de 250 m<sup>2</sup>, por lo que el tipo de construcción sería C-O. La cimentación proyectada está formada por una losa de cimentación para el edificio que lo forma y zapatas aisladas dimensionada para una capacidad portante de 1,5 Kp/cm<sup>2</sup>.

### Geología de regional y de la parcela

La parcela de estudio se asienta sobre piroclastos sálicos de Serie III y sobre depósitos de barranco. En los taludes existentes en la parcela afloran depósitos piroclásticos sálicos (pómez), ignimbritas no soldadas (toscas) Estos materiales están cubiertos superficialmente por el vertido de restos de excavación procedentes de otras parcelas. El tipo de terreno sería entonces un T-3.

### Prospecciones y ensayos

El número de sondeos han sido 3 y las profundidades de investigación de 9 m. Los ensayos de campo realizados han un total de 10 SPT. También se ejecutaron 2 ensayos DPSH. Los ensayos de laboratorio han sido roturas a compresión simple y PLT en las ignimbritas no soldadas y contenido en sulfatos (EHE-08) en los depósitos de pómez.

### Caracterización geotécnica de los materiales

Los sondeos realizados en la parcela revelaron que el subsuelo de la misma está constituido por rellenos antrópicos, piroclastos sálicos de caída (pómez), depósitos aluviales recientes, ignimbritas no soldadas (toscas) y aglomerado brechoide.

Los ensayos SPT realizados en los depósitos de pómez dieron valores muy bajos de golpeo (N= 2,4 y 6), y valores de N<sub>DPSH</sub> medio de 6, lo que indica su bajo grado de soldadura.

Los cortes geológicos que aparecen en las figuras 4 y 5 ponen de manifiesto el elevado espesor que presentan los depósitos piroclásticos sálicos (pómez).

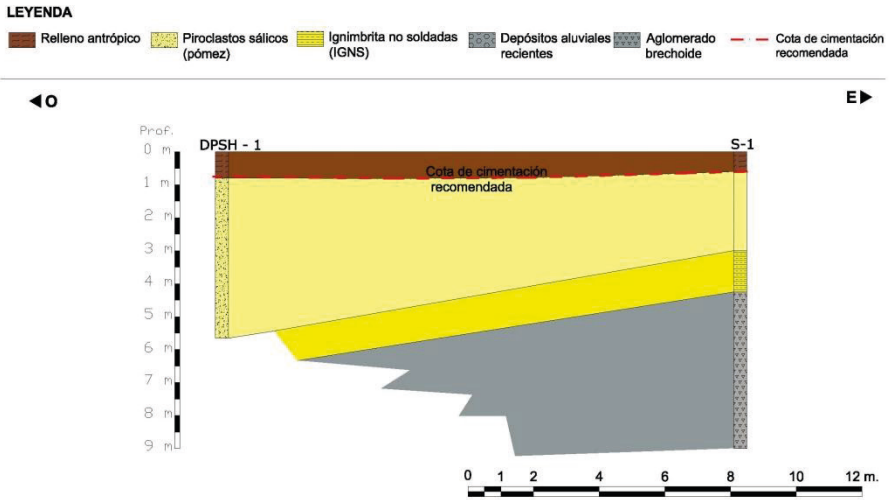


Figura 4. Corte geológico geotécnico en el que se aprecia el elevado espesor que presentan los depósitos piroclásticos sálcos o pómez.

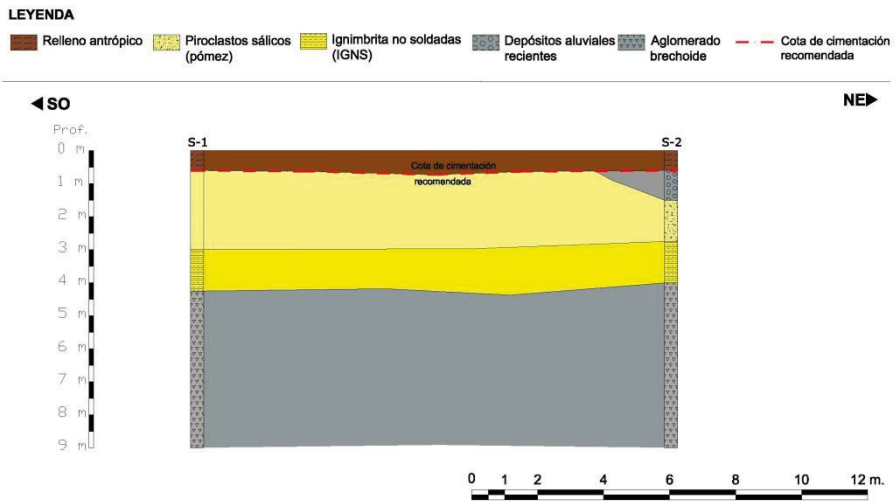


Figura 5. Corte geológico geotécnico en el que se aprecia la buena correlación que presentan los materiales existentes en el subsuelo que se disponen en dirección SO-NE en capas subhorizontales.

Como se puede observar en los cortes geológicos-geotécnicos existe una capa delgada de rellenos antrópicos. De cara a la ejecución de la cimentación se recomienda eliminar los rellenos antrópicos. Una vez eliminados, aparecerán según la campaña de investigación geotécnica realizada los depósitos piroclásticos sálicos.

Desde el punto de vista geotécnico se comportan como un suelo granular, de baja compacidad y elevada deformabilidad. Estos depósitos se caracterizan por poseer estructuras muy abiertas, débiles contactos entre las partículas y densidades muy bajas, debido a lo cual pueden colapsar bajo cargas moderadas o por inundación.

Para el cálculo de la capacidad portante de los depósitos de pómez, se utilizó un análisis multicapa que tiene en cuenta la transmisión de esfuerzos en profundidad y las características geotécnicas de cada uno de los estratos presentes en el subsuelo, aplicando la fórmula general de Terzaghi con un coeficiente de seguridad de 3.

Se debe tener en cuenta que la capacidad portante en estos materiales depende directamente de la anchura y tipología de la cimentación y de su profundidad de enterramiento. Los materiales granulares se caracterizan por presentar elevadas capacidades portantes pero también elevados asentos por lo que estos últimos son los que definirán la tensión de trabajo.

En la tabla 11 se muestran las relaciones capacidad portante / asiento obtenidas para la cimentación de proyecto, diseñada para una tensión de  $1,50 \text{ kg/cm}^2$ . En los cálculos se partió de una capa de pómez de 2,50 m de espesor para la zona del edificio y de 3,80 m en la zona de la marquesina (secuencia más desfavorable, sondeo S-1 y sondeo S-3 y DPSH-2 respectivamente). Los asentos se determinaron mediante el método de Steinbrenner:

Tabla 11. Cargas admisibles por hundimiento y asentos para una cimentación superficial por zapatas y losa de cimentación.

| Tipo de cimentación | Dimensiones (m) | Carga admisible según Terzaghi ( $Kp/cm^2$ ) | Asientos elásticos (mm) para la tensión de diseño ( $1,50 Kp/cm^2$ ) |
|---------------------|-----------------|--|--|
| Losa                | 10 x 25         | 2,52   | 23   |
| Aislada             | 2,30 x 2,30     | 1,14   |  |
|                     | 4,00 x 4,00     | 1,50   | 28   |

Las zapatas aisladas (2,30 x 2,30) no alcanzan la tensión de diseño de 1,5 Kp/cm<sup>2</sup>, por lo que en la misma tabla se refleja las dimensiones necesarias para alcanzar dicha tensión así como los asientos esperables.

En el caso de que se decidiera cimentar en la capa de ignimbrita no soldada subyacente a los depósitos piroclásticos sálicos, la cimentación se apoyaría en un material que desde el punto de vista geotécnico se considera como una roca. Los parámetros geotécnicos obtenidos en este material son los siguientes: RQD=60-90%, índice de fracturación=0-1 diaclasas por 30 cm de longitud, grado II de meteorización, RCS 88,6 Kp/cm<sup>2</sup>.

A partir de este valor y de los parámetros obtenidos durante la testificación, se calculó el índice RMR de la clasificación geomecánica de Bieniawski (1989) con un resultado de 58, por lo que se clasificaría como una roca de Calidad Media.

La capacidad portante para la ignimbrita no soldada IG-NS, se determinó por el método de cálculo de Serrano y Olalla (CEDEX 1994 y 1996).

El valor de la capacidad portante calculada para el basalto masivo es de 3,20 kg/cm<sup>2</sup>. Los asientos estimados para estos materiales, suelen ser inferiores a 1,00 mm.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que las consideraciones sobre esta carga sólo son válidas para aquellas capas de IG-NS cuya potencia sea mayor o igual al doble del ancho de la cimentación y para aquellos casos en que dicha potencia se mantenga en toda la superficie de cimentación.

### 3. Conclusiones

Sin un estudio geotécnico, la resolución de los problemas que debe encarar el proyecto en su relación con el terreno se complicaría. En el proceso constructivo se acostumbra a requerir márgenes de confianza amplísimos, derivados de la falta de conocimiento exacto sobre el comportamiento del suelo, a consecuencia de los cuales los costes de la obra se multiplican por su innecesario sobredimensionado (en cimientos, estructuras de contención, taludes provisionales o definitivos, etc) incluso llegando a comprometer su seguridad.

Por otro lado, en ocasiones, la modificación ante la aparición de un terreno distinto del previsto, cuando la obra ya ha comenzado, lleva en muchos casos a la necesidad de utilizar cimentaciones “especiales”, hechas por empresas especializadas y con costes muy superiores a los habituales.

Hasta ahora algunos promotores eran reacios a encargar un informe geotécnico, que veían más como un “capricho del arquitecto” que como información trascendente para la redacción del proyecto.

Ahora bien, los datos que al arquitecto/ingeniero aporta con un buen estudio geotécnico pueden optimizar el costo de la estructura de cimentación de una forma significativa.

El técnico proyectista ante la incertidumbre de la capacidad portante del terreno tomará siempre un valor conservador, sin embargo, con un informe geotécnico que le aporte un dato certero, puede optimizar las dimensiones de la cimentación. En muchos de los casos, puede disminuir el volumen de hormigón de la cimentación disminuyendo el coste total de ejecución de la obra. El beneficio compensa con creces los gastos del informe geotécnico.

Otro aspecto positivo de la realización del estudio geotécnico para el promotor en la fase de proyecto es que le permite prever con mayor exactitud el coste de la obra y, por tanto, corregir y ajustar los “números” de su promoción antes de la venta de la misma.

## 4. Bibliografía

- AENOR (1999).- Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico. Parte 1: Reglas generales.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass classifications.
- Gobierno de Canarias (2011). Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias.
- Gobierno de Canarias (2008). Elaboración de los Mapas de Zonificación Geotécnica de las Islas Canarias. Asistencia Técnica AT-SGT-02.
- González de Vallejo, L. I., Hijazo, T., Ferrer, M., y Seisdedos, J. (2006). *Caracterización geomecánica de los materiales volcánicos de Tenerife*. Madrid : Instituto Geológico y Minero de España.
- Gonzalez de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuno, L., y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Prentice Hall.
- Peiró, R. (1997). Caracterización geotécnica de los materiales volcánicos del archipiélago canario. *Tierra y Tecnología*, 16-17, 45-49.
- Serrano González, A., Olalla Marañón, C. (1994-1996). Cargas admisibles de cimentación en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Ministerio de Fomento. CEDEX.





## CAPÍTULO 6

---

# Deslizamientos de las Islas Canarias: claves para su reconocimiento geológico

Alejandro Lomoschitz Mora-Figueroa

### Introducción

En este artículo se muestran diversos deslizamientos que se han producido en Canarias. Se han tomado en consideración, por un lado, los depósitos de deslizamiento antiguos que, a grandes rasgos, abarcan tres grupos: los depósitos de deslizamiento de flanco insular, los depósitos volcánicos tipo *debris avalanche* y los depósitos gravitacionales en los que no ha intervenido el volcanismo (Lomoschitz et al., 2008a). Como es frecuente en la naturaleza, los grupos considerados no son excluyentes entre sí. Por otro lado, se hace mención al reconocimiento de movimientos de ladera y taludes actuales, se citan algunos casos relevantes de deslizamientos y desprendimientos recientes y se enumeran los ámbitos frecuentes en que se producen.

### 1. Claves para el reconocimiento geológico

En Canarias se ha producido una gran variedad de deslizamientos, movimientos de ladera en sentido amplio. De ello hay constancia por el elevado número de publicaciones científicas de los últimos 30 años. Ahora bien, desde un punto de vista práctico, orientado a los proyectos y obras de ingeniería civil y edificación, puede partirse de tres claves o premisas concretas:

1.1. “Los deslizamientos con actividad reciente resultan los más frecuentes y peligrosos y vienen a encajar en las categorías empleadas en otras regiones. “

Para su estudio se recomienda emplear la clasificación de Cruden & Varnes (1996) y sus criterios (USGS, 2004). Como es lógico, los movimientos recientes

se concentran en las islas de topografía y pendientes más elevadas, también en las zonas con mayores precipitaciones y en tramos de proyecto con elevados taludes. Un segundo grupo de actividad reciente son los desprendimientos y deslizamientos propios de los acantilados costeros.

### 1.2. “Hay zonas que requieren especial atención: las masas deslizadas que pudieran reactivarse. “

Esta segunda clave, es también común entre los especialistas en deslizamientos y profesionales de la ingeniería del terreno. En concreto, en la isla de Gran Canaria existen numerosas zonas con masas deslizadas que se han reactivado en varias ocasiones a lo largo del Cuaternario y que son potencialmente inestables. Por ejemplo, el deslizamiento de Rosiana, activo con cuatro eventos históricos (Lomoschitz y Corominas, 1997), los grandes deslizamientos de la cuenca de Tirajana (Lomoschitz et al., 2002); el deslizamiento de El Risco (Longpré et al., 2008) y los deslizamientos del barranco de Fataga (Yepes y Lomoschitz, 2008).

### 1.3. “La dificultad del estudio de deslizamientos complejos radica en el contexto geológico. “

En Canarias esta afirmación tiene especial relevancia. Admite tres consideraciones: a) la frecuente interdependencia entre los grandes deslizamientos y la presencia de masas internamente complejas; b) la variabilidad propia de los materiales volcánicos; y c) la relación entre los procesos eruptivos y los mecanismos de deslizamiento.

- a) Dependencia entre los grandes deslizamientos y la presencia de masas internamente complejas

En primer lugar, en los reconocimientos de campo se comprueba que toda masa deslizada de cierto volumen ( $>10^3$ - $10^5$  m<sup>3</sup>) ha sufrido un movimiento compuesto. Es clásica la consideración de Varnes sobre los *complex movements* (complejos), causados por una combinación de dos o más tipos de movimientos y que suelen ser también *composite movements*, compuestos

internamente de varios cuerpos o partes. Esta realidad hace que la descripción de los cuerpos deslizados no sea sencilla, con clara dependencia de las zonas de afloramiento o zanjas de prospección que se realicen; y que el modelo geológico previo a la caracterización geotécnica de los materiales requiera una gran inversión de tiempo y personal especializado, si se quiere hacer bien. En consecuencia, la validez de los modelos de *back analysis* y de los análisis de estabilidad depende en gran medida de los trabajos geológicos previos.

#### b) Variabilidad propia de los materiales volcánicos

En segundo lugar, los materiales volcánicos presentan en ocasiones una elevada heterogeneidad y variabilidad espacial (López Marinas y Lomoschitz, 2014). Por ejemplo, las formaciones basálticas *sensu lato*, son de composición bastante uniforme (basaltos, basanitas y tefritas) pero incluyen sin embargo masas rocosas (coladas lávicas y escoriáceas) y depósitos piroclásticos (escorias, lapilli, cenizas y bombas volcánicas) cuyos espesores con frecuencia son muy variables y su continuidad lateral se pierde en decenas de metros. Un caso diferente son los apilamientos monótonos de coladas, de origen fisural, que aparecen en las formaciones basálticas antiguas de las islas.

Además, el comportamiento geotécnico de dichos materiales responde al proceso geológico de formación. De esta manera, las coladas lávicas y escoriáceas son rocas (duras) en el caso de los basaltos; y constituyen rocas y rocas blandas en el caso de traquitas y fonolitas. Por otro lado, los depósitos piroclásticos son considerados suelos de comportamiento granular en el caso de ser materiales sueltos o poco soldados, y rocas blandas a duras, según estén poco cementados o soldados, o por el contrario estén muy soldados en origen. Un caso intermedio, y bastante variable, lo constituyen las coladas piroclásticas.

Esta gran variabilidad desconcierta a aquellos profesionales de la Geología y la Geotecnia que no estén familiarizados con las formaciones volcánicas.

#### c) Relación entre los procesos eruptivos y los mecanismos de deslizamiento

Y en tercer lugar, deben hacerse algunas consideraciones sobre los procesos volcánicos eruptivos y los mecanismos de deslizamiento. Las formaciones volcánicas son el resultado de procesos eruptivos de diversa índole. De manera simplificada pueden hacerse dos grupos, a partir de la explosividad de las

erupciones y de los magmas emitidos. Los magmas de composición básica (basaltos, basanitas y tefritas) fundidos tienen baja viscosidad ( $\approx 10^3$  Poises) y producen erupciones poco violentas y de baja explosividad, básicamente de tipo estromboliano o de tipo hawaiano. Por el contrario, los magmas de composición ácida (traquitas, fonolitas y riolitas) son más viscosos ( $\approx 10^5$ - $10^7$  Poises) y las erupciones pueden ser violentas y de gran explosividad, tipo pliniano. En las etapas de mayor explosividad las erupciones plinianas generan enormes columnas de magma (mezcla de rocas fundidas, gases y cenizas) que se elevan de 10 a 50 km en la vertical, y una vez vencidos por la gravedad estas masas colapsan y fluyen a gran velocidad por las laderas del volcán, produciendo coladas piroclásticas. Éstas con frecuencia incluyen fragmentos de roca, arrancados de la chimenea y del cráter del volcán. Así mismo, durante este proceso violento no es infrecuente que se produzca la rotura parcial del edificio volcánico y el colapso lateral. Como resultado, se produce un depósito de *debris avalanche*.

La enorme complejidad interna de estos depósitos, ha puesto a prueba a numerosos vulcanólogos que, durante gran parte del siglo XX, no acertaban a distinguir si los *debris avalanches* eran explicables por procesos volcánicos, o por procesos gravitacionales, o por una combinación de los dos.

La erupción del Monte St. Helens (Washington, USA) en mayo de 1980 marca un punto de inflexión en la volcanología moderna (Voight et al., 1983). Por primera vez se pudo observar y monitorizar una erupción pliniana, que produjo una explosión lateral de velocidad supersónica (*lateral blast*) y un gran deslizamiento, que fue clasificado como rockslide-avalanche y cuyo depósito fue estudiado en detalle.

A partir de ese momento, se establecieron los criterios para discriminar los depósitos de *debris avalanche* y otros depósitos volcanoclásticos (Ui, 1989) y se encontraron diferencias entre las estructuras internas presentes en los *debris avalanches* y otros *rock slides* y *rock avalanches* (Ui et al., 2000).

## 2. Reconocimiento de depósitos de deslizamiento antiguos

### 2.1. Deslizamientos de flanco insular

En los últimos años se ha puesto de manifiesto la enorme importancia que han tenido los grandes deslizamientos en la evolución de islas volcánicas, como las Islas Hawai (Moore et al., 1989) y las Islas Canarias (Krastel et al, 2001; Masson et

al, 2002). Las etapas principales de crecimiento de las islas volcánicas, por el apilamiento sucesivo de coladas lávicas, constituyeron los denominados edificios en escudo, que fueron sucedidos por periodos erosivos o de inestabilidad de sus flancos hacia el mar. Principalmente en las islas occidentales de Tenerife, La Palma y El Hierro, se han reconocido enormes masas de derrubios sumergidas desprendidas de cicatrices también reconocibles en los flancos emergidos de las islas donde, a menudo, adquieren morfologías espectaculares. La identificación de grandes deslizamientos submarinos ha sido posible gracias al empleo de tecnologías modernas como la batimetría de multihaz, el sonar de barrido lateral de gran profundidad y la sísmica de reflexión. En las islas orientales, por el contrario, las evidencias de grandes deslizamientos de flanco son menos frecuentes y aparecen más desfiguradas ya que las fases constructivas de escudo son mucho más antiguas, pues pertenecen al Mioceno. Los grandes deslizamientos que afectaron a los flancos de los edificios insulares han sido definidos, principalmente, como *debris avalanche* y *debris flow*, si bien su inicio pudo producirse en forma de deslizamientos rocosos rotacionales o traslacionales (Fig. 1).

La isla de El Hierro muestra buenos ejemplos de estos procesos. Con tan sólo 1.12 ma de antigüedad, el edificio insular en escudo ha sido afectado en sus flancos al menos por tres grandes deslizamientos (Carracedo et al., 2002). Estos han dejado tras de sí marcados escarpes o cicatrices de deslizamiento: El Golfo, abierto hacia el N-NW; El Julan, abierto hacia el Sur y Las Playas, resultante de un colapso parcial en la costa Este. A la disposición en “Y “ de los ejes estructurales de la isla (donde se concentran los centros volcánicos de emisión) se suman los escarpes dejados por los deslizamientos, conformando así una isla de planta triangular (Fig. 2).

La identificación de las masas deslizadas sumergidas requiere el empleo combinado de técnicas sofisticadas de reconocimiento submarino (Krastel et al, 2001; Masson et al, 2002). No obstante, siempre se buscan signos morfológicos subaéreos en el área fuente del deslizamiento (escarpes pronunciados y abiertos hacia el mar; zonas planas o depresiones alargadas tras la masa deslizada; abanicos de derrubios que tapizan la cicatriz por la descompresión sufrida por el macizo rocoso tras el deslizamiento, etc.) que evidencien la continuidad entre la zona subaérea y la zona sumergida de los deslizamientos.

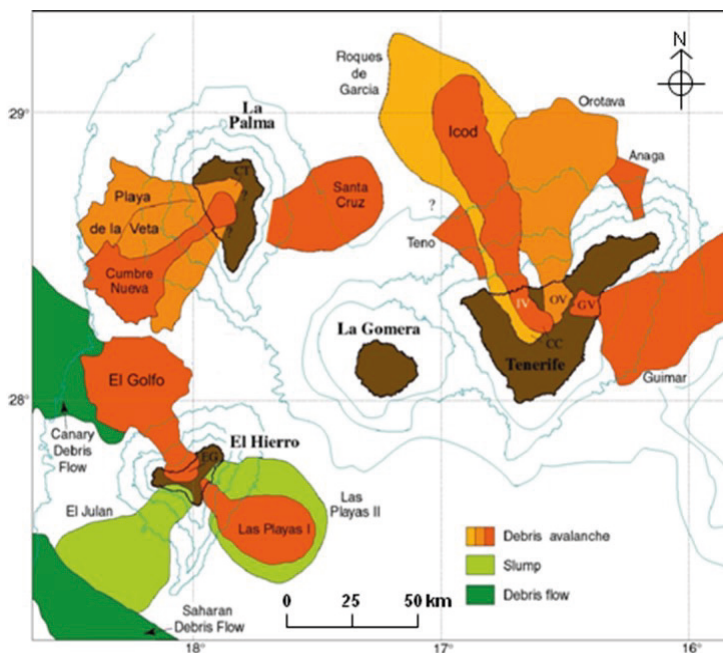


Figura 1. Deslizamientos de flanco que afectaron a las Islas Canarias occidentales. Modificado de Krastel et al. (2001) y Masson et al. (2002).

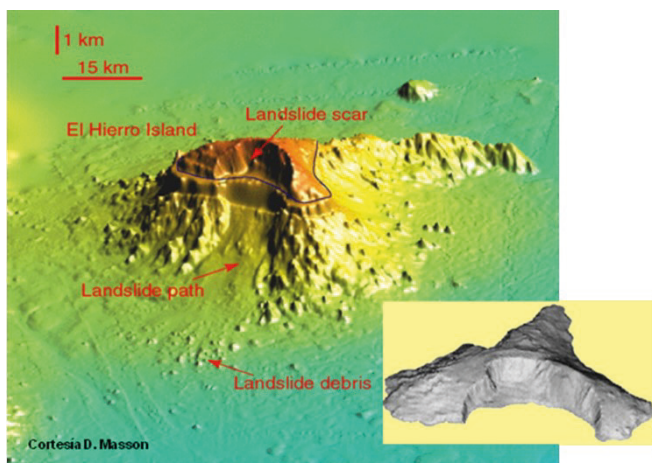


Figura 2. Modelo digital del terreno de la isla de El Hierro (Masson et al., 2002) visto desde el Norte. La gran cicatriz en anfiteatro de El Golfo y los derrumbios sumergidos indican que en tiempos geológicos recientes tuvo lugar un gran deslizamiento de flanco en la zona.

Sin embargo, estos signos no siempre aparecen y, con frecuencia, emisiones volcánicas posteriores han recubierto la cabecera del depósito deslizado, como ocurre por ejemplo en el Norte de la isla de Tenerife y de El Hierro. En ocasiones, la disposición estratigráfica de las formaciones geológicas y su datación han permitido establecer los intervalos de tiempo en los que se produjo la inestabilidad principal (ver por ej. Masson et al., 2002).

En otros casos, la identificación de las masas deslizadas es más difícil pues aparecen incorporadas al substrato rocoso de la isla, pueden denominarse deslizamientos intraformacionales. Es el caso del deslizamiento de Tazo en La Gomera (Casillas et al., 2010) o el de Tiñor en El Hierro.

## 2.2. Deslizamientos volcánicos tipo *debris avalanche*

Estos deslizamientos gigantes produjeron depósitos con volúmenes de 50-200 km<sup>3</sup>, por eso han sido denominados megadeslizamientos (Lomoschitz & Galindo, 2014). Algunos de ellos han sido relacionados con depósitos de tsunami (Ferrer et al., 2013). (Fig.1).

A partir de los trabajos de Ui (1989) y Ui et al. (2000) un depósito de *debris avalanche* está caracterizado por una morfología con relieves alomados (*hummocky topography*) y escarpes abruptos en sus bordes laterales y frontal, reconocibles en caso de estar bien conservado. Una evidencia interna adicional es la presencia de facies de bloques y facies de matriz característicos. La facies de bloques consiste en grandes fragmentos, fracturados y deformados, provenientes de un macizo volcánico y en general preservan su estructura interna y texturas. Los cuerpos rocosos masivos y compactos suelen mostrar fracturas conjugadas en las facies de bloques. Por otro lado, la facies de matriz constituye una mezcla de clastos volcánicos variados, procedentes de distintas partes del volcán original. Asimismo, gravas aluviales y fragmentos de madera pueden ser incorporados durante el transporte.

Los depósitos de lahar (tipo *mud flow* y *debris flow*) poseen texturas y estructuras internas similares a las facies de matriz de un depósito de *debris avalanche*; sin embargo, los depósitos de lahar no contienen facies de bloque. Los depósitos de nube ardiente presentan una morfología ondulada más regular que los depósitos de *debris avalanche* y, además, la superficie de los fragmentos juveniles presenta grietas de retracción.



Los *debris avalanches* involucran volúmenes importantes de rocas (de 0,2 a 20 km<sup>3</sup>) que son transportados a gran velocidad (50-70 m/s en el caso de 1980 del Monte St. Helens, Washington) (Voight et al., 1983) y recorren en pocos minutos distancias de kilómetros a decenas de kilómetros.

Son propios de zonas volcánicas activas. En Japón, por ejemplo, se han reconocido 71 depósitos de *debris avalanche*, procedentes de 52 volcanes cuaternarios (Ui et al., 1986). El 49% de ellos han podido relacionarse con estratovolcanes y domos lávicos activos, mientras que solo unos cuantos casos históricos han podido asociarse con un evento sísmico concreto.

Una vez activados, los mecanismos de transporte y depósito son complejos y en detalle las estructuras internas de los depósitos son de difícil interpretación. Esto hace que cada depósito, salvo algunas características comunes, sea muy diferente a los otros.

En Gran Canaria existen dos buenos ejemplos de depósitos de *debris avalanche* que se describen a continuación (Fig. 3).

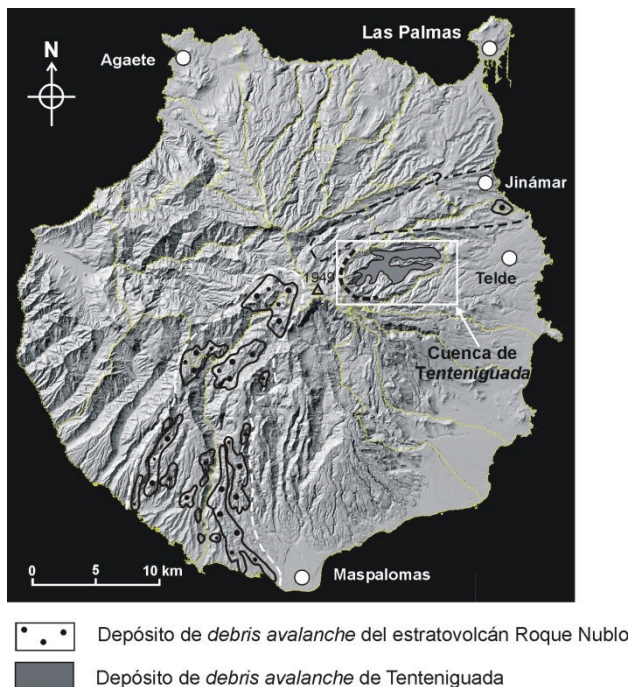


Figura 3. Principales depósitos de *debris avalanche* en la isla de Gran Canaria.  
Adaptado de Balcells et al. (1992) y de Quintana y Lomoschitz (2001).

### 2.2.1. El *debris avalanche* plioceno del estratovolcán Roque Nublo

La descripción e interpretación de este *debris avalanche* puede encontrarse en García Cacho et al. (1994) y Mehl & Schmincke (1999). Por su parte, el estratovolcán Roque Nublo y sus facies han sido estudiadas, entre otros, por Pérez Torrado et al. (1995), y la prolongación sumergida del depósito por Funck y Schmincke (1998). A continuación se expone un resumen de las características principales del mismo:

1. En Gran Canaria se formó, entre los 5.5 y 2.7 millones de años, un gran estratovolcán central, que alcanzó los 2500 m de altura (1950 es la cota máxima actual) con una disposición asimétrica definida por extensas y suaves laderas en el Norte y cortas y pronunciadas laderas hacia el Sur. Varios colapsos devastaron el estratovolcán Roque Nublo, generando depósitos de *debris avalanche* que excedieron los 25 km de envergadura y que ocuparon el sector S-SO de la isla. También se adentraron en el mar, al menos otros 25-30 km, como depósito sumergido, pues han sido identificados sobre el basamento insular hasta los 1.800 m de profundidad.
  2. En los estadios finales de crecimiento del edificio Roque Nublo, hace unos 3 m.a., sobrevienen una serie de colapsos laterales que afectan principalmente a la porción meridional del estratovolcán. La importante sucesión de coladas, de varios cientos de metros, y su mayor inclinación hacia el Sur, proporcionaron unas condiciones previas de mayor acumulación de tensiones, con tendencia a la inestabilidad en esa vertiente.
- c) García Cacho et al. (1994) describen el *debris avalanche* de Roque Nublo como un depósito caótico y masivo, formado principalmente por facies de megabloques y facies de matriz. Los megabloques conservan las estructuras volcánicas originales, como son la estratificación y los diques truncados (sin raíz). Son también responsables del relieve ondulado tipo hummocky, propio de las grandes masas deslizadas, y predominan en las zonas proximal y media del depósito; mientras que los conjuntos más desagregados y rotos (facies de matriz) prevalecen en la zona distal. El recorrido de la avalancha fue controlado por los amplios paleovalles pre-existentes, por donde se canalizó el depósito (Fig. 4).
- d) Las características del depósito, con estructuras volcánicas bien preservadas, sugieren un transporte en masa con flujo laminar, sin turbulencias o giros significativos. Para una altura pre-colapso  $H = 2600$  m y una distancia de transporte  $L = 28$  km, se obtiene una relación  $H/L = 0.09$ .

Este valor resulta intermedio entre los recopilados por Siebert (1984) que varían entre 0.05 y 0.2. García Cacho et al. (1994) estiman una velocidad máxima de 90 m/s y un tiempo de desplazamiento de unos 5 minutos. No obstante, este valor relativo sugiere una movilidad media, en cuanto a la distancia recorrida.

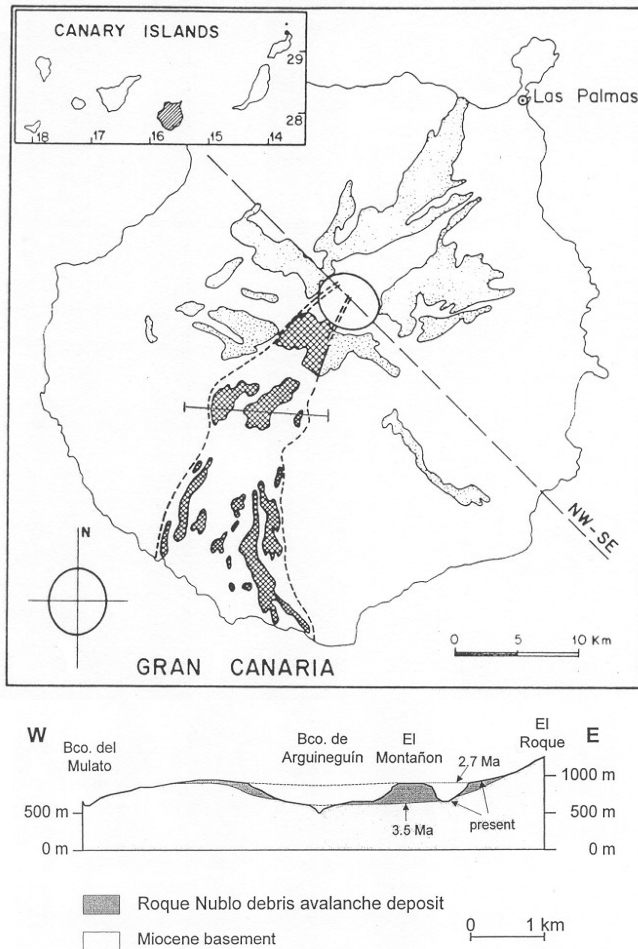


Figura 4. (a) Mapa geológico simplificado de los depósitos del estratovolcán Roque Nublo. La caldera central se representa por una elipse, las zonas punteadas son afloramientos in situ, mientras que las zonas con cuadros son los restos del depósito deslizado del sector S-SW (según García Cacho et al., 1994). (b) Perfil W-E a unos 12 km de la costa suroeste de Gran Canaria (según Mehl y Schmincke, 1999). El debris avalanche, en gris, rellenó amplios valles con espesores variables, de hasta 300 m.

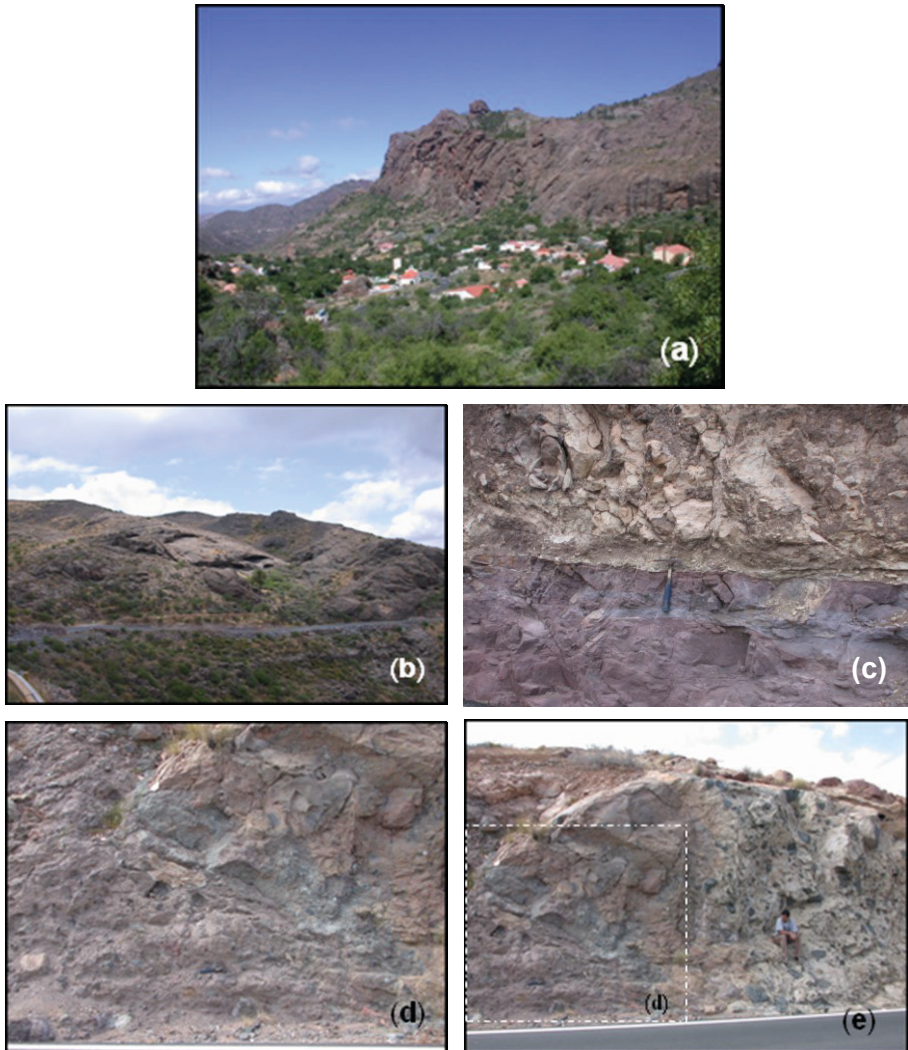


Figura 5. Depósitos del *debris avalanche* del estratovolcán Roque Nublo, Gran Canaria: (a) Zona proximal: escarpe superior de deslizamiento; en primer término, Ayacata; (b) zona media: megabloques adosados al substrato mioceno y (c) detalle del contacto inferior; (d) zona distal, en Arguineguín: facies de matriz, detalle de la zona izquierda de (e); y (e) facies de bloques (derecha). Lomoschitz et al. (2008a).

- e) Mehl y Schmincke (1999) consideran que el mecanismo desencadenante de la rotura es incierto. Se plantea que quizás no fuese una erupción, sino tal vez un terremoto, o incluso que la erosión jugase un papel importante en la inestabilidad. Sin embargo, resulta consistente afirmar que alguna de las emisiones volcánicas finales, altamente explosivas, del estratovolcán Roque Nublo pudo servir de mecanismo desencadenante del colapso (Fig. 5). una imagen de la zona proximal y el aspecto que tienen en campo las características de bloques y de matriz.

### 2.2.2. El *debris avalanche* cuaternario de Tenteniguada

La descripción e interpretación de este depósito puede encontrarse en los artículos de Quintana y Lomoschitz (2001) y de Lomoschitz et al. (2008b). Se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1. Estos depósitos son el resultado de un fenómeno de *debris avalanche* que ocurrió dentro del intervalo de hace 0.3 a 2 millones de años, y que consistió en un evento único, violento y extremadamente rápido. Esta horquilla de edades geológicas se ha obtenido gracias a la datación radiométrica K/Ar de coladas volcánicas infra y suprayacentes (Guillou et al., 2004). Ocupan una extensión de unos 8.8 km<sup>2</sup> y alcanzan un volumen de 0.35 km<sup>3</sup>, con un espesor medio de depósito de 40 m (Fig. 6).
2. La distancia L recorrida por la masa deslizada alcanzó los 7,1 km., y considerada una altura H= 1,4 km (desde la coronación del escarpe a la base del depósito) se obtiene un valor H/L= 0,19. Este valor resulta elevado comparado con los datos recopilados por Siebert (1984), que varían entre 0.05 y 0.2, e indicaría una baja movilidad en el transporte.
- c) Este gran deslizamiento fue producido por inestabilidad de una ladera situada en el sector E-NE de la isla de Gran Canaria, a unos 5 km del centro actual de la misma. La particularidad del depósito resultante reside en que dentro se pueden encontrar múltiples estructuras que reflejan los mecanismos actuantes durante el transporte y depósito de un *debris avalanche*: estructuras en dominó, tipo *sándwich*, sombras de acumulación, colas de clastos fragmentados, micro-fallas, inyecciones clásticas; así como las grietas en rompecabezas (*jigsaw puzzle cracks*), que afectan a clastos y bloques, y las superficies de relieve alomado (*hummocky*), que son muy frecuentes en este tipo de depósitos (Fig. 7).

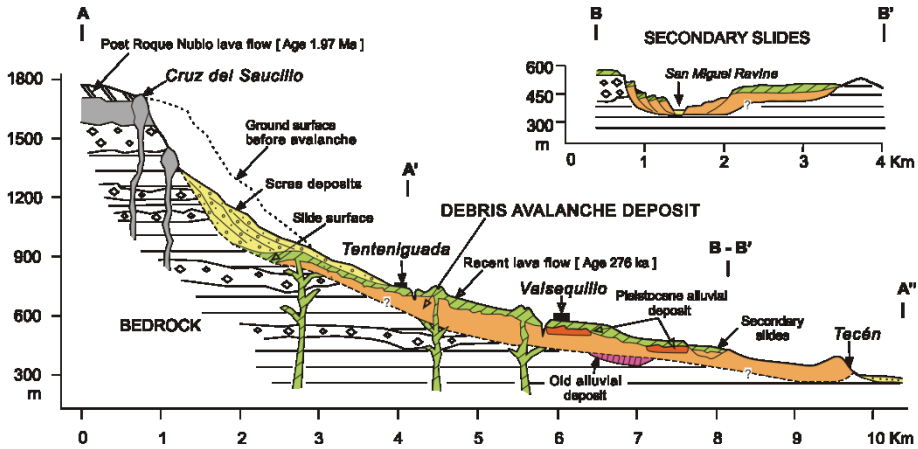


Figura 6. Sección longitudinal W-E (A-A') del debris avalanche de Tenteniguada, Gran Canaria. La sección transversal (B-B') muestra los deslizamientos rotacionales (tipo *slump*) que, con base en el barranco actual, afectan a la parte distal del debris avalanche. (Lomoschitz et al., 2008b).

- d) La desestabilización de las laderas debió ser favorecida por la presencia de numerosos domos y diques volcánicos, que se observan aun en la actual cabecera de la cuenca. Estos provocaron esfuerzos distensivos y favorecieron la alteración de los materiales infrayacentes. También procuraron un contorno estructural, con forma de arco, favorable a la separación del cuerpo rocoso que deslizó.
- e) El mecanismo desencadenante de este *debris avalanche* se desconoce. Por un lado, las explosiones freatomagmáticas de los volcanes vecinos no parecen encajar en el intervalo de edades propuesto. Por otro lado, la existencia de paleo-barrancos previos (por donde se canalizó el depósito) y la incorporación de cantos aluviales (en su masa), hacen pensar que la erosión fluvial dejó libre la base y contribuyó también a la inestabilidad del conjunto. Tal vez, la inestabilidad fue desencadenada por la elevación de los niveles freáticos y el aumento de carga hidráulica, posiblemente relacionados con un periodo prolongado de lluvias.



### 2.3. Deslizamientos no volcánicos (gravitacionales)

En la evolución geológica de las Islas Canarias también han tenido lugar movimientos de ladera en cuyo origen no han intervenido los procesos volcánicos, sino los procesos erosivos. Estos deslizamientos no volcánicos han venido a denominarse “gravitacionales “ en la cartografía regional (por ej., Bancel et al., 1992) y son clasificables según las categorías generales de Cruden & Varnes (1996).

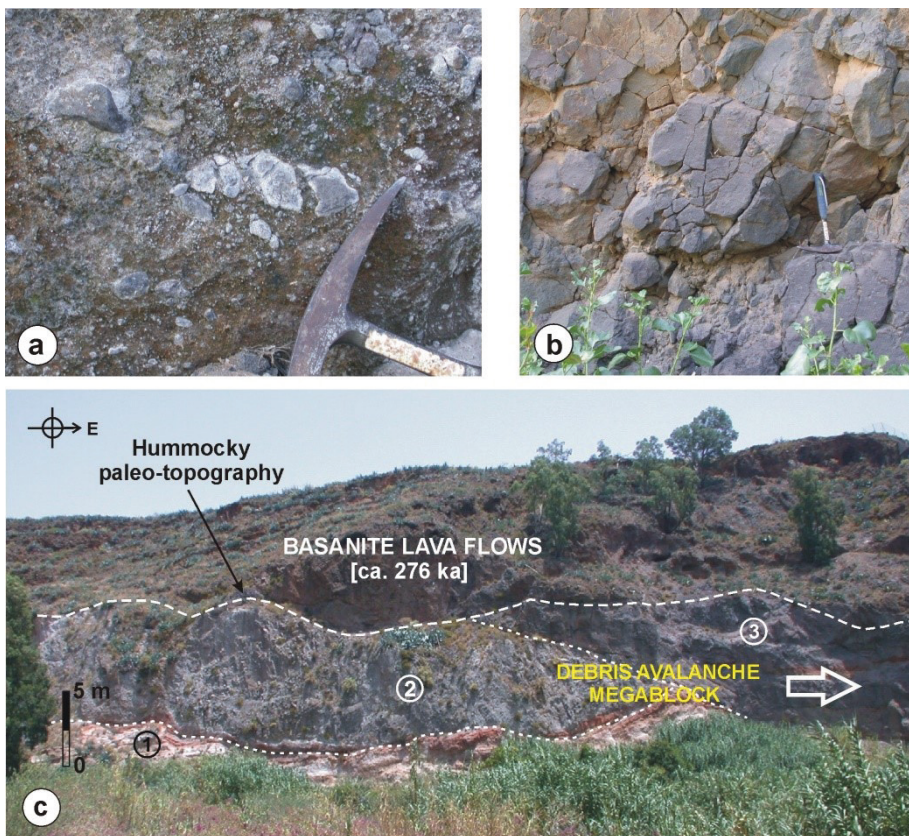


Figura 7. Aspecto de las facies del *debris avalanche* de Tenteniguada: a) conglomerado caótico con matriz arenosa que constituye la facies de matriz; b) fracturas en rompecabezas (*jigsaw puzzle cracks*) frecuente en la facies de bloques; c) megabloque (facies de bloque) incluyendo: (1) un nivel de cenizas y pumitas fonolíticas; (2) una colada de tefritas con abundantes fracturas en rompecabezas; y (c) una colada tefrítica ligeramente fracturada (Lomoschitz et al., 2008b).

### 2.3.1. Los deslizamientos cuaternarios de la depresión de Tirajana

La cuenca superior del barranco de Tirajana contiene la mayor concentración de deslizamientos de Gran Canaria y, probablemente, de todo el archipiélago canario. La inclusión en el periodo Cuaternario se justifica por la edad de las lavas basánicas que coronan los cantiles superiores de las cicatrices de deslizamiento, toda vez que el comienzo del Cuaternario ha sido fijado en los 2.59 Ma (IUGS, 2013). Las lavas han sido datadas en 2.55 Ma por Guillou et al. (2004).

En la publicación de Lomoschitz et al. (2002) puede encontrarse una descripción de los mismos y una explicación del origen y evolución de la depresión de Tirajana. Se resume a continuación:

- a) La depresión de Tirajana, con una extensión de 35 km<sup>2</sup> y desniveles de 900 m, alberga en su interior un entramado de 28 cuerpos deslizados. Estos han sido clasificados según las categorías de Cruden y Varnes (1996), a partir del tipo de material y el movimiento dominante. En su mayoría fueron deslizamientos traslacionales de roca, de derrubios y de tierras (*rock-, debris-, and earth-slides*), que suman el 89% del total; mientras que el 11 % restante fueron movimientos rotacionales (*slumps*) y de flujo (*debris slide*). Todos ellos son considerados deslizamientos no volcánicos (Fig. 8).
- b) En una primera etapa se movilizaron porciones rocosas de más de 500 m de espesor y entre 1 y 3 km de longitud, mediante desplazamientos traslacionales (*rock slides*). Cada uno de los siete sectores (en los que se ha dividido la depresión) fue primeramente afectado por este tipo de movimientos, aunque no de manera simultánea. Además de la geometría y estructura previas, la causa principal de los movimientos se debió a una profunda incisión de los barrancos por erosión fluvial.
- c) En una segunda etapa (o periodo de actividad), y tras el desalojo de los materiales del pie, se mueven porciones, más o menos completas, de los cuerpos deslizados anteriores. A partir de aquí la evolución de cada sector es diferente, aunque no independiente, de los demás. Mientras que algunos cuerpos deslizados son continuos y están bien preservados en varios kilómetros (por ej. 3.5 km en el deslizamiento de Agualatente); en otros sectores se desgajan varios cuerpos, con dimensiones cada vez menores hacia el barranco. Un buen ejemplo es la sucesión Pajonales 1, 2, 3 y Rosiana, con 2.3 km a 850 m de longitud, en ese orden. Por las características que presentan estos deslizamientos, a cada uno no se le ha atribuido un único movimiento, sino una generación de movimientos, pues con seguridad fueron reactivados en varias ocasiones.



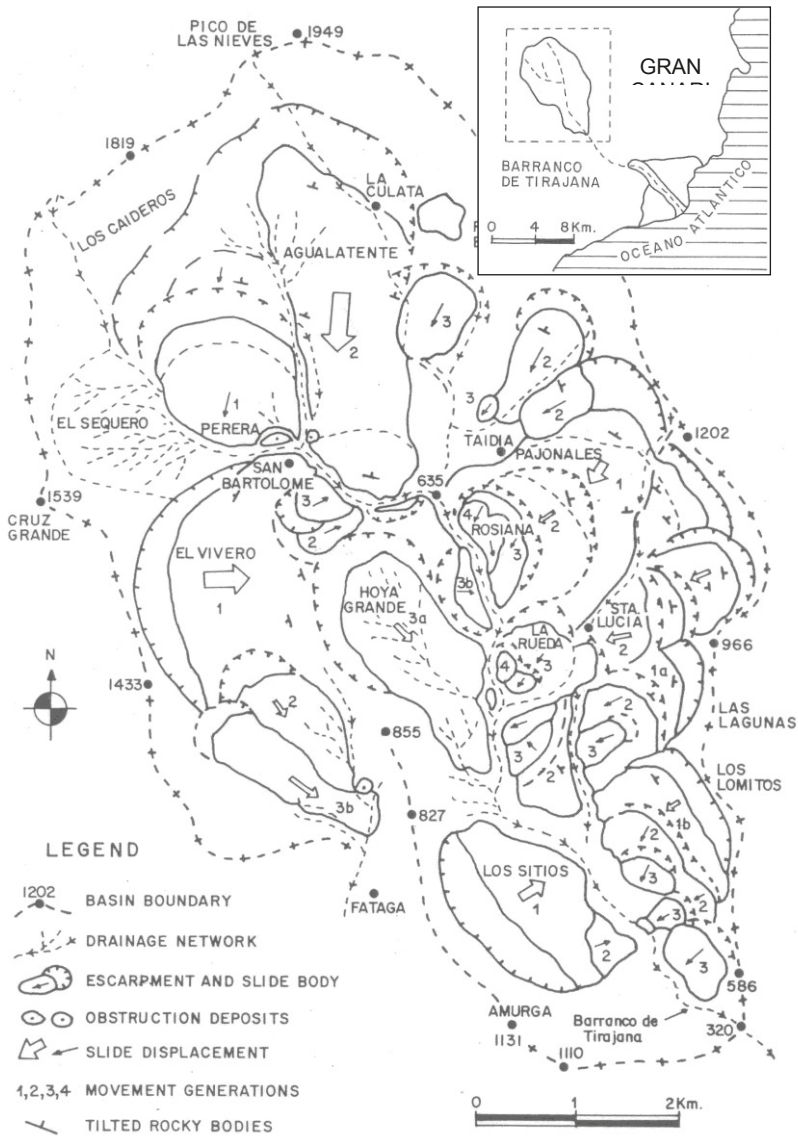


Figura 8. Distribución espacial de deslizamientos en la cuenca superior del barranco de Tirajana, Gran Canaria. Las flechas, de diferente anchura, indican los tres periodos de actividad. Los números (1, 2, 3 y 4) indican la secuencia de movimientos a partir del deslizamiento más antiguo de cada sector (según Lomoschitz et al., 2002).

- d) En la tercera etapa se han producido los deslizamientos actuales (históricos) y recientes (subhistóricos), cuya morfología general está bien preservada, y en clara dependencia con la red de drenaje actual.



Figura 9. Algunos casos de deslizamientos y desprendimientos recientes en Canarias: (a) Carretera Tejeda-Arteara, Gran Canaria. Fuente: La Provincia (marzo 2006); (b) entrada 4 Campus Universitario de Tafira, Gran Canaria (agosto 2006); (c) Morro Jable, Fuerteventura (febrero, 2005); (d) bloque rocoso de 12 toneladas caído sobre unos apartamentos, Gran Canaria (diciembre, 2005); (e) caída catastrófica de bloques rocosos sobre las instalaciones del Centro Oceanográfico de Tenerife (enero, 2007).

Hasta aquí, se han mostrado ejemplos de deslizamientos antiguos, de tiempos geológicos pasados, no históricos. Los tres grandes conjuntos de deslizamientos considerados (de flanco, volcánicos tipo *debris avalanche* y no volcánicos gravitacionales) responden al empleo de criterios diversos. Sin embargo, tienen la virtud de reunir los depósitos y formas de deslizamiento principales del registro geológico de las Islas Canarias.

### 3. Movimientos de ladera y taludes actuales

Algunos depósitos de ladera antiguos han tenido reactivaciones históricas, como es el caso de Rosiana (1879, 1921, 1923 y 1956) y El Rincón (1986 - 1991) en Gran Canaria; Hermigua en La Gomera (1988), Centro Oceanográfico de Tenerife (1989, 2006) y Frontera en El Hierro (2007).

Como en otras regiones de España, en Canarias algunos movimientos de ladera con volúmenes importantes han pasado prácticamente desapercibidos, al no afectar a zonas pobladas o vías de comunicación. Por ello, pensamos que una cartografía regional de riesgos, en cuanto a movimientos de ladera se refiere, debe prestar atención en primer lugar a las zonas con depósitos de deslizamiento y que han sido reactivados recientemente (Fig. 9).

En segundo lugar, han de reconocerse las vías de comunicación atendiendo al menos a tres factores: a) la importancia de la vía, ya sea por la IMD (Intensidad Media Diaria) de tráfico o su categoría en la red insular de carreteras; b) la longitud de los tramos que son afectados por desprendimientos y deslizamientos; o, en su defecto, el número de puntos singulares con movimientos aislados de importancia; y c) la frecuencia de caídas y los volúmenes aproximados de terreno involucrados. En tercer lugar, y no menos importantes, son las zonas urbanas que eventualmente sufren inestabilidades sobre edificaciones o viales. En estos casos, es necesario trabajar sobre planos de mayor escala. En estas zonas, la posible afección directa a edificaciones o a personas hace que puntos singulares de peligrosidad media comporten un riesgo alto o muy alto, según los casos. Y en cuarto lugar, las extensas zonas de costa del Archipiélago Canario deben tomarse también en consideración. No sólo las que tengan zonas pobladas próximas, sino principalmente los tramos de acantilados costeros con signos de inestabilidad.

## 4. Agradecimientos

El autor de este artículo agradece especialmente la ayuda y apoyo de cuatro profesores, amigos y compañeros, a lo largo de su carrera profesional y científica: al Dr. José Pedro Calvo Sorando, director de su tesis de licenciatura, que le inició en las tareas de investigación en los últimos cursos de carrera en la Universidad Complutense de Madrid; al Dr. José Mangas Viñuela, que le introdujo en la Petrología volcánica al llegar a las Islas Canarias; al Dr. Jordi Corominas Dulcet, director de su tesis doctoral en la Universidad Politécnica de Cataluña y que le introdujo en el apasionante mundo de los deslizamientos y, por último, al Dr. Joaquín Meco Cabrera que, con su buen hacer científico y personal, siempre ha estado disponible para enfocar adecuadamente los trabajos de investigación más diversos.

## 5. Bibliografía

- Balcells, R., Barrera, J.L. y Gómez J.A. 1992. Proyecto MAGNA. Memoria y mapa geológico de España a escala 1:100.000. Gran Canaria, hoja nº 21-21/21-22. ITGE (actual IGME), Madrid, 323 pp.
- Carracedo, J.C., Pérez Torrado, F.J., Ancochea, E., Meco, J., Hernán; F., Cubas, C.R., Casillas, R., Rodríguez Badiola, E. y Ahijado, A. 2002. Cenozoic volcanism II: the Canary Islands. In: *The Geology of Spain*. W. Gibbons and T. Moreno (eds.). The Geological Society, London, chap. 18, 438-472.
- Casillas, R., Fernández, C., Colmenero, J.R., Gracia-Navarro, E., Martín, M.C. (2010). Deformation structures associated with the Tazo landslide (La Gomera, Canary Islads). *Bulletin of Volcanology* 72:945-960.
- Cruden, D.M. & Varnes, D.J. 1996. Landslides types and processes. In: *Landslides: Investigation and Mitigation*. Turner, A.K., Schuster, R.L. (eds.), Special Report 247. Transportation Research Board, Washington D.C., 36-75.
- Ferrer, M., González de Vallejo, L., Seisededos, J., Coello, J.J., García, J.C., Hernández, L.E., Casillas, R., Martín, C., Rodríguez, J.A., Madeira, J., Andrade, C., Freitas, M.C., Lomoschitz, A., Yepes, J., Meco, J.& Betancort, J.F. (2013). Güímar and La Orotava Mega-Landslides (Tenerife) and Tsunamis Deposits in Canary Islands. In: C. Margottini, P. Canuti, K. Sassa (eds.), *Landslide Science and Practice*, Vol. 5, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 27-33.

- Funck, T. y Schmincke, H.-U. 1998. Growth and destruction of Gran Canaria deduced from seismic reflection and bathymetric data. *Journal of Geophysical Research*, 103, 1539-15407.
- García Cacho, L., Díez-Gil, J.L. y Araña, V. 1994. A large volcanic debris avalanche in the Pliocene Roque Nublo Stratovolcano, Gran Canaria, Canary Islands. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 63, 217-229.
- Guillou, H., Pérez, F.J., Hansen, A.R., Carracedo, J.C. y Gimeno, D. 2004. The Plio-Quaternary volcanic evolution of Gran Canaria based on new K-Ar ages and magnetostratigraphy. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 135, 221-246.
- IUGS (2013). "International Chronostratigraphic Chart". International Union of Geological Sciences, International Commission on Stratigraphy.  
URL: <http://www.stratigraphy.org/ICSchart/ChronostratChart2013-01.pdf> [30/06/14].
- Krastel, S., Schmincke, H.U., Jacobs, C.L., Rihm, R., Le Bas, T.P. y Alibés, B. 2001. Submarine landslides around the Canary Islands, *Journal of Geophysical Research*, 106 (B3), 3977-3997.
- Lomoschitz, A., Yepes, J., Jiménez, J.R. y Cilleros, A. (2008a). Reconocimiento de deslizamientos en las Islas Canarias. En: Galindo Jiménez, I., Lain Huerta, L. y Llorente Isidro, M. (Eds.). *El estudio y la gestión de los riesgos geológicos*. Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España. Serie: Medi Ambiente. Riesgos Geológicos Nº 12, Madrid, 121-134.
- Lomoschitz, A. & Galindo, I. (2014). Megalandslides on the Atlantic islands of Fogo (Cape Verde) and El Hierro (Canary Islands): a review. In: IV International Symposium of Marine Sciences, Book of Abstracts, Las Palmas de Gran Canaria, Spain, p. 185.
- Lomoschitz, A. y Corominas, J. (1997). Actividad histórica y características de los movimientos de ladera de Rosiana, Gran Canaria. *Boletín Geológico y Minero*. Vol. 108-6, Madrid, 53-68.
- Lomoschitz, A., Hervás, J., Yepes, J. & Meco, J. (2008b). Characterisation of a Pleistocene debris-avalanche deposit in the Tenteniguada Basin, Gran Canaria Island, Spain. *Landslides*, Springer-Verlag, 5:227-234.

- Lomoschitz, A., Meco, J. & Corominas, J. (2002). The Barranco de Tirajana basin, Gran Canaria (Spain). A major erosive landform caused by large landslides. *Geomorphology*, 42, 117-130.
- Longpré, M-A, Del Potro, R., Troll, V.R. & Nicoll, G.R. (2008). Engineering geology and future stability of the El Risco landslide, NW-Gran Canaria, Spain. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 67:165-172.
- López Marinas, J.M. y Lomoschitz, A. (2014). *Geología aplicada a la ingeniería civil*, ed ediciones, Madrid, 506 pp.
- Masson, D.G., Watts, A.B., Gee, M.J.R., Urgelés, R., Mitchell, N.C., Le Bas, T.P. y Canals, M. (2002). Slope failures on the flanks of the Western Canary Islands. *Earth Science Reviews*, 57, 1-35.
- Mehl K.W. & Schmincke, H-U. (1999). Structure and emplacement of the Pliocene Roque Nublo debris avalanche deposit, Gran Canaria, Spain. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 94, 105-134.
- Moore, J.G., Clargue, D.A., Holcomb, R.T., Lipman, P.W., Normark, W.R. & Torressan, M.E. (1989). Prodigious submarine landslides on the Hawaiian Ridge. *Journal of Geophysical Research*, 94, 14465-14484.
- Pérez-Torrado, F.J., Carracedo, J.C., Mangas, J. 1995. Geochronology and stratigraphy of the Roque Nublo Cycle, Gran Canaria, Canary Islands. *Journal of the Geological Society, London*, 152, 807-818.
- Quintana, A. y Lomoschitz, A. (2001). Descripción e interpretación del depósito de debris avalanche del barranco de San Miguel, Gran Canaria. *Sociedad Geológica de España. Geogaceta*, 30, 123-126.
- Siebert, L. (1984). Large volcanic debris avalanches: Characteristics of source areas, deposits and associated eruptions. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 22, 163-197.
- Ui, T. (1989). Discrimination between debris avalanches and other volcanoclastic deposits. *IAVCEI Proc. in Volcanology 1*. J.H. Latter (ed.), *Volcanic Hazards*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 201-209
- Ui, T., Takarada, S. & Yoshimoto, M. (2000). Debris avalanches. In: Sigurdsson, H., Houghton, B., Menutt, S., Rymer, H. y Stix J (eds.) *Encyclopedia of Volcanoes*, Elsevier, 617-625

Ui, T., Yamamoto, H. y Suzuki-Kamata, K. (1986). Characterization of debris avalanche deposits in Japan. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 29, 231-243.

USGS (2004). "Landslides Types and Processes ", Fact Sheet 2004-3072, July 2004. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey.

URL: <http://pubs.usgs.gov/fs/2004/3072/> [30/06/14].

Voight, B., Janda, R.J., Glicken, H. & Douglass, P.M. (1983). Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18 May 1980. *Géotechnique*, 33, 243-273.

Yepes, J. y Lomoschitz, A. (2008). Los depósitos de ladera del barranco de Fataga (Gran Canaria). *Geo-Temas* 10, 2008. Sociedad Geológica de España, Madrid, 767-770.



## CAPÍTULO 7

---

# Problemas geotécnicos en las obras subterráneas de captación de aguas en terrenos volcánicos

Juan Carlos Santamarta Cerezal

Rafael Juan Lario Bascónes

Luis Enrique Hernández Gutiérrez

### Introducción

Canarias es una de las regiones donde se han perforado mayor número de kilómetros perforados en relación a su extensión, existen del orden de 2.500 kilómetros excavados de minas o galerías de agua, por lo tanto el conocimiento del subsuelo y la geología de las islas Canarias en cierta manera puede simplificar y ahorrar futuros problemas a la hora de ejecutar un túnel viario.

La ingeniería geológica y geotécnica aplicada a las obras subterráneas, es una disciplina que en los últimos años ha tenido un gran desarrollo en Canarias. A la hora de acometer o diseñar una obra subterránea en un medio insular, la singularidad geológica del Archipiélago Canario, de naturaleza volcánica, su lejanía y su pequeña superficie respecto al territorio peninsular, hace que, en las mayoría de las ocasiones, no se recojan todos los aspectos referidos a las propiedades del terreno en las instrucciones y códigos que se dictan a escala nacional, quedando ciertas lagunas interpretativas que debe sortear el profesional canario, muchas veces sin éxito.

En Canarias han acontecido la mayoría de los procesos volcánicos que se pueden dar, pudiéndose encontrar un amplio espectro de materiales y estructuras volcánicas. Por este motivo, cualquier estudio o investigación, que en el ámbito de la geotecnia se realice en Canarias, es fácilmente extrapolable a cualquier otra región volcánica del mundo.



Es evidente que es necesario conocer el comportamiento del terreno por donde van atravesando las perforaciones de las galerías, no obstante esta auscultación, en las obras en terrenos continentales es más exhaustiva y completa que en terrenos volcánicos. Como se ha comentado los terrenos continentales presentan más homogeneidad en los terrenos que atraviesan las perforaciones, cosa que no se cumple en un terreno volcánico, debido a su heterogeneidad, se puede atravesar en una sola perforación todos los litotipos volcánicos existentes. Por ello la ejecución de cualquier tipo de infraestructura en una isla volcánica se hace más compleja que en un terreno continental, en el caso de la ejecución de un túnel u obra subterránea más aún debido a la heterogeneidad de los terrenos volcánicos que harán imposible el uso de tuneladoras, tan habituales en terrenos continentales.

Las propiedades morfológicas y litológicas de los terrenos volcánicos de Canarias son muy conocidas por los numerosos estudios geológicos que se han realizado en las islas, que han dado como fruto una extensa bibliografía y una cartografía geológica de detalle en todo su territorio. Esto contrasta de manera significativa con una literatura muy escasa en lo que se refiere a propiedades geotécnicas.

Conocer la geología y origen del terreno es fundamental para acometer cualquier proyecto subterráneo en este caso la geología de todo el Archipiélago Canario está dominada prácticamente en su totalidad por una sucesión de materiales y estructuras volcánicas. Secuencias de emisiones lávicas, así como de depósitos piroclásticos de composición muy variable, configuran un paisaje muy singular dentro del territorio nacional pero que, a nivel regional, presenta contrastes extremos desde el punto de vista litológico, medioambiental, paisajístico e incluso meteorológico.

## **1. Las Galerías o minas de agua como método de captación de aguas en las islas volcánicas oceánicas**

En general, las galerías de agua son perforaciones o túneles con una sola boca, denominada bocamina en el argot minero, y una sección media de 1,5 x 2 m o incluso menor, aunque las realizadas por la Administración son de dimensiones sensiblemente mayores. Los trabajos de perforación se realizaban antiguamente con medios mecánicos, aunque el uso de explosivos se generalizó a mediados del siglo XX, mediante una perforación ligeramente inclinada, por lo que, no

hace falta bombear el agua para su aprovechamiento; la galería tiene como finalidad alcanzar el acuífero y extraer el recurso. Normalmente, cuando se llega a la zona saturada, se produce un alumbramiento abundante, las denominadas aguas de reserva (más cargadas de sales, con mayor tiempo de residencia en el acuífero), posteriormente, los caudales tienden a estabilizarse mediante las aguas renovables o de recarga (más jóvenes); las longitudes que se alcanzan oscilan desde los 1,5 a los 7 km, el coste por metro lineal supera los 2.200 € por metro perforado (Santamarta, 2013).

La producción de las galerías oscila entre unos pocos litros por segundo y los dos centenares, por ejemplo el pozo galería de Los Padrones en la isla de El Hierro obtiene un caudal de aproximadamente 80 l/s, con lo que, prácticamente podría abastecer la mayor parte de las demandas hídricas de la isla. La disminución de los caudales y el retraimiento del nivel del acuífero no afectan por igual a las diferentes zonas, aunque tiende a generalizarse.

Las galerías forman auténticos laboratorios de exploración de la hidrogeología insular y forman parte del patrimonio geológico y minero, del archipiélago. En otras partes del mundo las galerías de agua reciben otros nombres como por ejemplo: dike tunnel (Hawái, USA) o collection tunnel en (Jeju island, Korea del Sur) (Santamarta, 2014).



Figura 1. Sección de una galería en Tenerife.

## 2. Problemas geotécnicos usuales en las obras subterráneas en terrenos volcánicos

Los aspectos geotécnicos son una de las cuestiones más complicadas a la hora de diseñar o ejecutar un proyecto subterráneo en un terreno volcánico.

Los materiales volcánicos son extremadamente heterogéneos, discontinuos y difíciles de predecir a diferencia, en general, de las formaciones continentales no volcánicas, más continuas y competentes en general. La configuración habitual del terreno en ambientes volcánicos insulares, consiste en la acumulación de distintas sucesiones de emisiones lávicas producto de erupciones efusivas, en su gran mayoría de carácter fisural, que configuran un paisaje dominado en su mayoría por lavas y depósitos piroclásticos. Dependiendo de la tasa efusiva, de la explosividad de la erupción y de las características reológicas de los materiales emitidos, éstos se pueden distribuir espacialmente de forma más o menos caótica y desordenada, lo que les confiere el carácter heterogéneo mencionado.

A modo de ejemplo se reproduce a continuación un resumen de la descripción de una galería de 3.700 m de longitud, emboquillada a cota 1.500 m.s.n.m. en el Valle de La Orotava, en la Isla de Tenerife, con motivo de una inspección del Servicio de Minas del Gobierno de Canarias con el objeto de confrontara un proyecto de avance:

- La galería se emboquilla en coladas basálticas con piroclastos intercalados, atraviesa un depósito brechoide polomíctico sin consolidar, con cantos sub-angulosos de sienitas y a medida que se profundiza en la traza principal y ramales, se atraviesan piroclastos basálticos finos de dispersión de una serie más antigua a la anterior. En ocasiones se pueden observar basaltos olivínicos asimilándose a los tipos porfídicos.
- A medida que se avanza se encuentran materiales pumíticos combinados con depósitos compactos y otros vacuolares acompañados de cierto grado de almagrización (o recocido) hasta llegar a una zona de coladas alternas (basaltos, traquibasaltos y fonolitas).
- A mayor profundidad, las coladas corresponden a basaltos altamente cristalizados, con fenocristales de augita y olivinos alterados a “grano millo”. La escoria es suelta con relleno de materiales de granulometría fina correspondientes a la Serie Basáltica II.

- Se prevé que la galería obtenga nuevos alumbramientos a medida que se aproxime al eje de la dorsal y la densidad filoniana aumente. Estos alumbramientos “de dique” evolucionarán con el tiempo a surgencias que podrían ser más persistentes.

Como puede observarse, en una sola galería puede encontrarse una gran variedad de terrenos, cada uno con sus particularidades geotécnicas.

Así pues, en lo referente a los riesgos geotécnicos, los problemas principales que se suelen dar en las galerías de aguas canarias están relacionados no con las grandes estructuras geológicas sino con las singularidades asociadas al relleno de grietas, más impredecibles que aquellas, tubos volcánicos y cavernas naturales.

Por otro lado, al tratar sobre problemas geotécnicos se suele prestar más atención a aquellos factores que tienen que ver con el aseguramiento de la estabilidad de la obra, sin embargo uno de los principales retos que se plantean durante la ejecución de una obra subterránea es el de la perforación en sí. La gran heterogeneidad de los terrenos dificulta, por no decir que impide, la automatización de la perforación obligando a alternar sistemas de arranque mecánico con el uso de explosivos; e incluso en este último caso, las dificultades que se presentan son considerables tanto por las propiedades mecánicas de algunos basaltos como por la precaución que es necesario tomar al llegar a un dique detrás del cual puede encontrarse un acuífero confinado a gran presión.

Durante la perforación de un túnel es necesario conocer el comportamiento del terreno que va atravesando la misma, no obstante esta auscultación en los terrenos continentales es más exhaustiva y completa que en terrenos volcánicos. En una sola perforación se podrían encontrar todos los litotipos volcánicos existentes.

La obtención de la información geológica de las obras subterráneas a ejecutar se hace verdaderamente complicada, porque en muchas ocasiones se tendría que recurrir a sondeos verticales de gran profundidad (más de 500 metros). Una solución habitual para la evaluación de agua en la traza del túnel es la perforación de un sondeo horizontal en el frente de la excavación de unos 50 m de longitud, principalmente para estimar las alturas de las láminas de agua sobreelevadas por diques, que se disponen en la traza del túnel, para evitar problemas de inundación y garantizar la seguridad de los operarios.

Tabla 1. Problema geotécnico detectado en la captación y propuesta de solución.

| Problema de sostenimiento de la galería    | Solución técnica   |
|--|--|
| Escorias de colada volcánica               | Cercha metálica<br>Redondos de acero<br>Piedras a trasdós > 45 cm  |
| Material de cono volcánico                 | Para avanzar con la perforación es necesario estabilizar el frente mediante lechadas de cemento                            |
| Emboquillado de galería en piedemonte      | Chapado metálico y perfiles<br>Hormigón armado tipo dovelas  |
| Piroclastos en cono volcánico              | Cercha metálica<br>Lechada de cemento con bulones<br>Gunitado<br>Redondos de acero   |
| Presencia de pumitas, materiales plásticos | Tubería en sifón recubierta del material plástico<br>Revestido de la perforación mediante dovelas (solución antieconómica) |
| Materiales de cámara freatomagmática       | Forrar perforación con bloques y hormigonar, si se dejan sólo los bloques colapsa por empujes del material plástico        |
| Materiales en lascas                       | Chapas metálicas<br>Cerchas  |
| Prismas de retracción                      | Difícil solución<br>Determinar los inestables y actuar sobre ellos   |

También se pueden estimar las propiedades del terreno y conocer los materiales geológicos que se van a atravesar consultando bibliografía de trabajos realizados en materiales similares. Respecto a las características geotécnicas del terreno que se va a excavar, generalmente el terreno masivo, no presenta problemas de estabilidad. En la parte granular (escorias y piroclastos) se suele producir una sección más redondeada, siendo necesario en ocasiones recurrir a sistemas de sostenimiento (cerchas, gunitado), con la función de armar el terreno en estos tramos.

Con estos condicionantes, se debe plantear la construcción del túnel a sección completa, y en la mayor parte de la misma, al considerarse la excavación como autoestable, no será necesaria la aplicación de ninguna medida de refuerzo en función del uso final que se le vaya a dar al túnel.

En el caso de que alguna de estas premisas no se cumplan podemos recurrir a los diferentes tipos de sostenimiento disponibles para este tipo de infraestructuras. En el caso continental, en general, los sostenimientos de túneles son fundamentales para evitar el colapso de la infraestructura, en el caso volcánico las zonas masivas de las coladas, en general son autoportantes y como se ha comentado solamente en pocos casos hay que recurrir al revestimiento.

En el caso de utilizar revestimientos en el túnel se deben controlar los siguientes parámetros técnicos:

- Presión ejercida por el terreno sobre el revestimiento.
- Tensión en el revestimiento.
- Deformaciones del revestimiento.
- Desplazamiento de las juntas.
- Presiones intersticiales en el terreno.

A modo de ejemplo se aporta la Tabla 2 con los tipos de materiales posibles a encontrar en la excavación y las soluciones recomendadas en la ejecución de obras subterráneas en terrenos volcánicos.

Tabla 2. Ejemplo de recomendaciones de sostenimiento en función de las características del terreno.

| CARACTERÍSTICAS Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO   | SOSTENIMIENTO                        |  |         |
|---|--------------------------------------|--|---------|
|   | COMPONENTES                          |  |         |
|   | Hormigón                             | Bulones  | Cerchas |
| Compacto de masivo de lava o con alguna intercalación ocasional de escorias y piroclastos, de reducido espesor<br>$RMR > 70$ y $Q > 13$<br>Macizo rocoso de "buena calidad" | Proyectado con fibra*<br>$e = 10$ cm | Tipo Swellex de 10 Tn y 4 m<br>1,5 L x 2,0 m T | ---     |

| CARACTERÍSTICAS Y CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO   | SOSTENIMIENTO                     |  |   |
|---|-----------------------------------|--|---|
|   | COMPONENTES                       |  |   |
|   | Hormigón                          | Bulones  | Cerchas                                 |
| Compacto de masivo de lava con alguna intercalación de escorias o piroclastos de espesor métrico, pero que no afecta a la clave ni a la solera<br>RMR entre 60 a 70 y Q entre 5 a 13<br>Macizo rocoso de "mediana calidad"              | Proyectado con fibra*<br>e= 15 cm | Tipo Swellex de 10 Tn y 4 m<br>1,0 L x 2,0 m T       | ---                                     |
| El mismo macizo rocoso pero con la intercalación métrica de escorias o piroclastos situada a nivel de la clave; o bien, siempre que se observen condiciones de bloques delimitados por planos de discontinuidad, en bóvedas u hombreras | Proyectado con fibra*<br>e= 20 cm | Tipo Swellex de 10 Tn y 4 m<br>1,0 L x 2,0 m T       | 1 TH-29 /<br>1,0 m con<br>tresillones   |
| El mismo macizo rocoso pero con la intercalación métrica de escorias o piroclastos situada a nivel de la solera   | Proyectado con fibra*<br>e= 15 cm | Tipo Swellex de 10 Tn y 4 m<br>1,0 L x 2,0 m T       | ---                                     |
| Depósitos masivos de escorias y piroclastos o con alguna intercalación ocasional de compacto de masivo de lava<br>RMR $\approx$ 60 y Q $\approx$ 5<br>Macizo rocoso de "mediana calidad"  | Proyectado con fibra*<br>e= 20 cm | Tipo Super Swellex de 20 Tn y 6 m<br>1,0 L x 2,0 m T | 1 HEB-160 /<br>1,0 m con<br>tresillones |

Q: Índice Q de Barton

\*En el hormigón proyectado, la proporción recomendable de fibra es de 45 kg/m<sup>3</sup>.

### 3. Tipología y accesibilidad de las obras de captación de aguas subterráneas

Las obras subterráneas de captación de aguas en terrenos volcánicos presentan unas características únicas en cuanto a la geotécnica. Los factores más relevantes a la hora de definir los problemas geotécnicos, tanto en perforación como en sostenimiento, a la hora de afrontar una obra de estas características son, en cuanto a las soluciones técnicas a adoptar los siguientes:

- Tipología y accesibilidad de las obras.
- Heterogeneidad de los terrenos.
- Variabilidad de las condiciones atmosféricas tras la perforación.
- Geometría y métodos de perforación.

A lo largo de los siguientes epígrafes se van a analizar de un modo práctico, a pie de obra, la implicación de estos factores en el desarrollo y mantenimiento de las obras de captación de aguas subterráneas, desde el caso concreto de la experiencia de las galerías de agua de Tenerife.

Paradójicamente, el primer condicionante a la hora de valorar los problemas geotécnicos de este tipo de obras es su accesibilidad. Normalmente, en el ámbito de las grandes obras públicas y mineras, se planifican las actuaciones adaptando el entorno para que sea posible el acceso de los medios humanos y la maquinaria necesarios. En caso de las galerías de agua canarias, la situación de las mismas, en paisajes o terrenos protegidos o de muy difícil acceso hacen imposible el uso de muchas técnicas de investigación que se consideran normales o usuales. Baste decir que la inmensa mayoría no están electrificadas y que la maquinaria usada depende exclusivamente de motores diesel.



Figura 2. Entorno de bocamina en barranco. Galería “El Pinalejo” – La Palma.



A modo de ejemplo, en la Figura 2 se muestra el entorno de difícil acceso en el que se ubica la bocamina de la galería “El Pinalejo”, en el municipio de Barlovento, en la isla de La Palma (se pueden apreciar las vagonetas y la locomotora en la parte inferior de la imagen).

Incluso si fuera posible el transporte y mantenimiento de maquinaria de cierta envergadura en estas obras, la geometría de las galerías existentes, de sección circular de 2 m en el más optimista de los casos, haría muy difícil, si no imposible, el acceso de las mismas al interior.

## 4. Otros problemas en cuanto a estabilidad en galerías

### 4.1. Relleno de grietas

En la Figura 3 puede observarse un proceso de **relleno de una grieta** en un macizo rocoso erosionado, en un barranco de la zona de Guía de Isora que, en caso de ser atravesado por la traza de una galería, provocaría la invasión en su interior de una gran cantidad de material poco consolidado.



.Figura 3. Relleno de una grieta en macizo rocoso.

Se han dado casos llamativos en los que se ha tenido que desviar la traza de una galería unas pocas decenas de metros para evitar este tipo de “lentejones” de material poco competente, rodear la singularidad y recuperar más adelante la traza original. Todo ello sin ningún tipo de investigación geotécnica previa, sino simplemente a base de ensayo y error y experiencia del personal técnico y de los trabajadores y capataces de la obra

#### 4.2. Depósitos poco consolidados

Otro de los tipos terreno que generan más problemas desde el punto de vista geotécnico lo constituyen los **depósitos aluviales procedentes de acarreo de barranco**. Este tipo de terreno está constituido por rocas, de tamaño medio-grande encajadas en una matriz de granulometría menor o incluso con características arcillosas. En la Figura 4 se puede observar un afloramiento de este tipo de terreno.



Figura 4. Talud vertical en acarreo de Barranco en La Gomera.

Otro de los condicionantes principales a tener en cuenta al trabajar en esta clase de terreno es la naturaleza de los materiales encajantes del mismo, la aparición de una colada basáltica en bloques o fracturada situada encima de la capa de aluvión puede provocar que una galería que haya estado avanzando en acarreo de barranco compactado sin necesidad sostenimiento durante decenas de metros, colapse al llegar a la zona de cobertera basáltica.

La tipología de este tipo de terrenos es muy variada dependiendo de las dimensiones y naturaleza del material de origen que lo conforma. Si bien es posible encontrar excavaciones estables sin sostenimiento en este tipo de terreno, lo habitual es que sea necesario proceder a su entibado y enmallado para evitar la caída de bloques. En algunos casos la inestabilidad del terreno es tal que es necesario instalar perfiles metálicos a intervalos inferiores a los 50 cm, firmemente anclados entre sí por tresillones. El avance en estas condiciones es extremadamente lento y penoso, optándose en muchas ocasiones por abandonar la obra y ejecutar un desvío desde un punto anterior de la galería. En la Figura 5 puede observarse un tramo de sostenimiento en una galería.



Figura 5. Fortificación mediante perfiles mecánicos arriostrados.

### 4.3. Microderrumbes

Aunque representan un problema relativamente menor, los frecuentes microderrumbes que se producen en la mayoría de las galerías pueden representar un gran riesgo para los trabajadores que desarrollan su labor en el interior ya que pueden originar descarrilamientos en los convoyes de transporte.

Estos microderrumbes pueden producirse de diferentes formas y no siempre están asociados a la liberación de la presión del terreno al producirse la excavación. Los más típicos son los producidos por la alteración de la roca al entrar en contacto con la atmósfera. Un terreno aparentemente competente durante la fase de excavación puede meteorizarse rápidamente en cuestión de semanas en contacto con la atmósfera de la galería.

Otro de los casos típicos de micro derrumbes se da al atravesar diques basálticos con alta esquistosidad. En las fotografías de la Figura 6, tomadas durante una inspección del Servicio de Minas del Gobierno de Canarias a una galería en la isla de La Palma, se puede observar uno de estos diques, de apenas 60 cm de potencia, aflorando en el exterior y en el interior de la galería. Apenas unos pequeños golpes con la mano sobre el mismo bastan para producir un microderrumbe sobre las vías de la locomotora.



Figura 6. Microderrumbe de un dique basáltico – Galería Tenagua (La Palma)

## 5. Problemas en cuanto a la perforación en galerías

Como ya se ha comentado anteriormente, la heterogeneidad geotécnica de los terrenos volcánicos no incide únicamente sobre la estabilidad de las obras subterráneas sino que es un factor determinante durante la excavación de las mismas. Excavar una galería en terreno volcánico exige una adaptación constante al terreno en cuanto a los medios técnicos a utilizar; estableciendo un símil doméstico, equivaldría a tener que cambiar la broca de un taladro cada pocos milímetros para perforar un agujero en una pared construida a base de capas de acero, madera, hormigón y ladrillo.

El principal problema a la hora de perforar en una galería lo constituyen las propiedades mecánicas de algunas coladas basálticas. En la descripción de la galería que se cita en el apartado 2 se hace mención a un tipo muy característico de coladas basálticas, conformadas por un material denominado en el argot local “risco grano millo” (basalto grano de maíz) por razones que se pueden apreciar en la Figura 7.



Figura 7. Basalto “grano millo” – Galería “Montaña Enmedio” (Tenerife)

Estas coladas basálticas presentan unas características geomecánicas muy particulares ya que combinan una gran dureza con una alta elasticidad. Este hecho incide negativamente sobre los ratios de avance por dos motivos:



1. La dureza del material hace que las operaciones de perforación conlleven un considerable esfuerzo y gasto de materiales y energía, con un gran desgaste de los útiles de perforación.
2. Su relativa elasticidad disminuye el efecto rompedor de los explosivos disminuyendo la eficacia de la onda reflejada en el cuele.

Un problema añadido a la hora de perforar este tipo de materiales lo constituye el hecho de que una pueden corresponder al “muro de contención” de un acuífero por lo que el avance con explosivos no puede realizarse con barrenos de gran longitud. Raramente se superan los 2 metros de profundidad para evitar el riesgo de “romper el dique” con resultados catastróficos en cuanto al aprovechamiento del acuífero y en cuanto a la seguridad de los trabajadores si la rotura del mismo se produce durante la misma perforación. Se han dado algunos casos, incluso, en los que se han producido este tipo de roturas durante la noche posterior a la operación de voladura.

En la Figura 8 se puede observar la perforación incompleta de un esquema de voladura en el frente de una galería. Falta la perforación del cuele central (de mayor diámetro) ya que, según se puede apreciar hay un afloramiento de agua en los tres barrenos de la parte inferior izquierda. Llegados a este punto se opta por no continuar con las labores de avance.



8. Perforación para voladura – Galería “Montaña Enmedio” (Tenerife)

## 6. Pozos y sondeos

Se ha hecho mayor hincapié en el caso de las galerías no sólo que ilustran mejor los diferentes problemas geotécnicos que se dan en las obras de captación de aguas subterráneas sino porque suponen la mayor longitud y volumen de terreno perforado en el archipiélago canario.

Los problemas descritos son fácilmente extrapolables al caso de los Pozos Tradicionales Canarios, obras verticales de gran diámetro (hasta 5 m) y gran profundidad (hasta 650 m), la mayoría de ellos con galerías en su interior.

Los sondeos verticales perforados desde superficie tienen que enfrentarse también al problema de la heterogeneidad del terreno volcánico siendo los únicos métodos efectivos hasta la fecha los de percusión y rotopercusión, con ritmos de avance relativamente bajos al atravesar coladas basálticas.

En los últimos años se están llevando a cabo campañas de perforación de sondeos horizontales en el frente de las galerías ya que implican un menor coste de ejecución en comparación con el avance a sección completa, que obliga a realizar un mayor número de ciclos de carga y transporte; sin embargo, una vez más, la heterogeneidad del terreno limita la longitud de los mismos a un máximo de 150 m ya que los desvíos producidos al atravesar el útil de perforación los diferentes estratos puede provocar que se invadan los derechos de aprovechamiento del agua de otra concesión.

## 7. Bibliografía

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*, pp 1-251. John Wiley.
- Consejería de Obras Públicas, Transportes y Política Territorial del Gobierno de Canarias (2011). *Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias*.
- Hernández, L. E., Rodríguez-Losada, J. A., Olalla, C. Garrido-Manrique, J., 2010. Geotechnical investigation guide for building in volcanic environments. En Olalla et al. (Edts): "Volcanic Rock Mechanics" . Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-0-415-58478-4. Pág. 249–254.

- Rodríguez-Losada, JA, Hernández-Gutiérrez, LE, Olalla, C, Perucho, A, Eff-Darwich, A. (2009). Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: Implications on their flank stability. *Journal of Volcanology and Geothermal Research* 182 (2009) 67–75. doi:10.1016/j.jvolgeores.2009.01.032.
- Santamarta Cerezal, JC. (2009) Singularidades sobre la construcción, planificación y gestión de las obras y recursos hídricos subterráneos en medios volcánicos. Estudio del caso en las Islas Canarias occidentales. Tesis (Doctoral), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM) . Universidad Politécnica de Madrid.
- Santamarta Cerezal, J.C., Crespo Arribas, N. (2012). Singularidades de las obras subterráneas en terrenos volcánicos. *Ingeopress*, 220. Pp. 28-33.
- Santamarta Cerezal, J. C. et al. (2013). Hidrología y recursos hídricos en islas y terrenos volcánicos. Colegio de Ingenieros de Montes. Madrid.
- Santamarta J. C., Lario-Bascones R. J., Rodríguez-Martín J., Hernández-Gutiérrez L. E., (2014). «Introduction to Hydrology of Volcanic Islands». *IERI Procedia*. Elsevier, 9, 135-140.





## CAPÍTULO 8

---

# Infraestructuras marítimas en islas volcánicas

Juan Antonio Afonso Mosegue

### Introducción

Cuando se habla de infraestructuras marítimas y de ingeniería marítima, se tiende a pensar casi exclusivamente en los puertos. Y es lógico que esto ocurra, ya que, dejando aparte las infraestructuras fluviales y los canales de navegación, que han tenido su propio desarrollo a lo largo de la historia, hay que admitir, que el objeto por excelencia, de la ingeniería marítima mundial hasta la primera mitad del siglo XX, han sido los puertos.

Ramón Iribarren, el Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos español más reconocido universalmente por sus notables aportaciones e investigaciones en el campo de la ingeniería marítima, definió en 1950 el concepto de puerto como: *“Una zona de costa abrigada de los temporales, natural o artificialmente, que sirve de enlace a las comunicaciones marítimas con las terrestres”*.

Según este concepto, los puertos han existido desde el inicio de la navegación marítima en alta mar. Posiblemente desde el año 4000 a.d.C. en Mesopotamia o quizá desde el 3000 a.d.C. en Egipto. Sabemos de puertos egipcios, fenicios, griegos, romanos, vikingos, etc. y en general, en todas las épocas de la historia de la humanidad. “NAVIGARE NECESSE” reza el lema de la PIANC (Página web del PIANC), que es una organización apolítica y sin ánimo de lucro, constituida en 1885 para promover, a nivel internacional, el desarrollo en el diseño, construcción, mejora, conservación y explotación de las vías navegables interiores y marítimas, los puertos, y más modernamente, las actuaciones en áreas costeras. La PIANC, es hoy día, el foro de encuentro de los profesionales de la Ingeniería Marítima de todo el mundo. Su Secretaría Internacional reside en Bruselas y existen secciones nacionales en 23 países, entre ellos España.

Sin embargo, y aunque hoy nos parezca extraño, desde el inicio de la navegación marítima en alta mar hasta mediados del siglo XIX. Es decir, durante al menos 4.000 años, los barcos no han podido atracar en los puertos del mundo. Solo fondear con más o menos abrigo. El atraque solo ha sido posible en los últimos 160 años de la historia de la humanidad. Y todavía hoy, hay islas habitadas, como Ascensión, Sta. Helena o Tristán da Cunha en el Atlántico, y muchas otras en resto del mundo, que no disponen de atraque para los barcos que las abastecen, solo fondeo en sus bahías naturales mas protegidas de los temporales reinantes.

En las islas Canarias, el primer puerto que ofreció atraque además de abrigo a los barcos, fue el de La Luz en Gran Canaria en 1902 y el último en hacerlo fue el de la Estaca en El Hierro en 1960.



Figura 1. Bahía de Santa Cruz de Tenerife en una imagen de 1902 (arriba) y dibujo de 1599 de la bahía de Las Isletas de Las Palmas (abajo).

Hasta mediados del siglo XIX, los puertos eran básicamente fondeaderos, ubicados en lugares de la costa elegidos por su abrigo natural. Y había 2 razones fundamentales para ello.

1ª.- Hasta esa época, no se disponía ni de ingeniería ni de maquinaria con capacidad para construir muelles que permitieran el atraque de los barcos de cierto calado. Y mucho menos para construir diques de abrigo artificiales para puertos exteriores. Es decir: No había ni maquinaria para colocar la escollera de banqueta, ni equipos de vertido y buceo para los enrasos, ni grúas para construir muelles a suficiente profundidad para que los barcos atracaran, a pesar de su poco calado. El único tipo de dique-muelle capaz de resistir los temporales, hasta aquellas fechas, era el que se construía de mampostería con argamasa, (más tarde con hormigón), sobre una rasa rocosa costera. Pero la propia rasa, solía impedir el atraque a barcos de cierto porte; y en la mayoría de los casos solo disponían de calado para barcas de remo.

2ª.- Hasta mediados del XIX (consolidación del vapor), los barcos se movían, primero a remo y después a vela, y su maniobrabilidad para el atraque era muy limitada. En Canarias la navegación a vela continuó hasta la década de los 70 del siglo XX, aunque las goletas fueron dotadas de motores auxiliares para las maniobras en puertos y poder navegar en las calmas.



Figura 2. Imágenes de puertos antiguos.

El 12 de septiembre de 1807, el "*Clermont*", inició el viaje de ida y vuelta entre Nueva York y Albany en el río Hudson; cubriendo los 460 kilómetros de río entre ambas ciudades, a más de cinco millas por hora, sin ningún incidente mecánico. Ese día nació oficialmente la navegación a vapor; y el mérito correspondió al inventor norteamericano Robert Fulton. El "*Clermont*" fue el primer barco de vapor que surcó las aguas de un río. El año siguiente, en 1808, el "Phoenix" realizó el 1er viaje a vapor en el mar de la costa atlántica norteamericana. Once años más tarde, en 1819, el "Savannah", buque de vapor y vela, cruzó por primera vez el Atlántico desde Nueva York hasta Liverpool. Aunque tardó lo mismo que un Clipper, su viaje, inició la carrera por el transporte intercontinental a vapor.

A partir de mediados del siglo XIX los barcos de vela fueron desapareciendo a favor de los de vapor, que ya tenían capacidad de maniobra para el atraque a muelle.

La expansión del comercio y la revolución Industrial propiciaron la construcción de barcos de vapor con mayor capacidad de carga, mayor poder de maniobra para el atraque, pero también con calados mayores de los que admitían los puertos interiores en abrigos naturales utilizados hasta entonces por los barcos a vela. La consolidación de estos barcos de vapor, planteó la necesidad de hacer puertos mayores, que permitieran el atraque y las operaciones portuarias en cualquier tiempo. Aparecen entonces los puertos exteriores con diques de abrigo artificiales. Además, ya había capacidad industrial para fabricar grúas (como las Titán), equipos de buceo, y otra maquinaria para la construcción de esas obras marítimas exteriores. Los Ingenieros del ramo, en España desde 1802, nos llamamos inicialmente Ingenieros de Caminos y Canales. Lo de Puertos no se añadió, a la formación y al título, hasta 1836, ante la necesidad de preparar ingenieros para construir los nuevos puertos exteriores que los tiempos demandaban.

## 1. Tipos de Infraestructuras Marítimas

Pero, el concepto de infraestructura marítima, tal y como lo entendemos hoy día, es muchísimo más amplio que el de mero puerto, ya sea natural o exterior. Tenemos que incluir en este apartado una amplia gama de obras tales como:

- Las infraestructuras convencionales para obras de abrigo de puertos exteriores, como son los diques y contradiques, ya sea en talud o verticales de bloques y/o cajones flotantes de hormigón armado

- Infraestructuras No convencionales para obras de abrigo de puertos exteriores, como son los diques Berma, los diques con cuenco amortiguador, los diques de cajones de hormigón armado circulares y singulares, etc..
- Todas las infraestructuras de atraque en sus múltiples tipologías: bloques, cajones, tablestacas, duques de alba, muelles pilotados, pantalanes, tacones Ro-Ro, etc..
- Los múltiples tipos de infraestructuras antirreflexión en dársenas portuarias y en su entorno
- Los canales de navegación para los accesos a puertos interiores.
- Las obras singulares o especiales en puertos como las esclusas, los fondeaderos, las zonas de varada de emergencia, los amarraderos, los campos de boyas,
- Las infraestructuras para grandes astilleros con diques secos, sincrolift o rampas.
- Los cajones para travelift y rampas de varada pesqueras y deportivas.
- Las infraestructuras marítimas para aeropuertos con casos tan singulares y variados como el de Madeira o el de La Palma.
- Los Dragados para mejorar los calados de los puertos y sus accesos, así como el tratamiento y eliminación de los materiales resultantes.
- Las formaciones sedimentarias costeras naturales o playas ubicadas en costas abiertas o semiabiertas sometidas a su propia dinámica litoral y transporte de sedimentos, cada una con sus fuentes y sumideros, y su equilibrio dinámico en planta y en perfil.
- Los sistemas dunares costeros. Infraestructuras naturales a conservar y regenerar.
- Las infraestructuras para playas artificiales abrigadas en costas cerradas o semicerradas, con sus correspondientes diques y espigones.
- La alimentación artificial de playas y los trasvases o by-pass de arenas
- Las defensas de costa consideradas duras o convencionales, tales como: muros de diversos materiales (hormigón, madera, piedra, etc.). Pantallas

para defensa de costas, ya sean de madera, tablestacas de acero, prefabricados de hormigón u otros materiales. Los revestimientos del talud costero, ya sean de escollera, bloques de hormigón, prefabricados, etc..

- Los espaldones de muy diversos tipos para las defensas de costa.
- Los emisarios submarinos y las descargas de refrigeración de centrales eléctricas.
- Las infraestructuras marítimas de tomas de agua para refrigeración de dichas centrales.
- La señalización marítima en todas su amplia gama: faros, boyas, espeques, balizas, etc..
- Las infraestructuras para energías renovables marinas: eólica off-shore, energía de oleaje, energía de corrientes, centrales mareomotrices, etc.
- Las infraestructuras en los puertos necesarias para la explotación portuaria.

Además hay que considerar, la ingeniería desarrollada para el diseño, construcción y conservación de todas las infraestructuras expuestas: métodos de cálculo de muelles y de diques tanto convencionales como dinámico, clima marítimo, modelos numéricos de oleaje, modelos físicos, monitorización de infraestructuras, monitorización de playas, inundaciones en la costa, geotecnia del fondo marino, batimetrías, corrosión marina y durabilidad, etc.

Y finalmente, todo lo relativo al desarrollo sostenible y la conservación de medio ambiente marino a considerar cuando se proyectan y construyen las infraestructuras expuestas.

## 2. Clasificación de las Infraestructuras Marítimas

Las infraestructuras marítimas, arriba enumeradas, han sido objeto de numerosas clasificaciones a lo largo del tiempo. Desde la aparición de los puertos exteriores, a mediados del siglo XIX, hasta los años 30 del siglo XX, casi todas las infraestructuras marítimas construidas en el mundo eran diques de abrigo para

puertos y casi todos de tipología vertical (reflejante), que era lo único que permitían las grúas y medios de la época. Hubo también intentos de construcción de diques flexibles mediante vertido directo, sin grúa, pero se deformaban en S y eran muy inestables. Además no permitían el atraque, solo abrigo. Pero tanto los unos como los otros, se diseñaban por "simpatía" o semejanza a otros cercanos que aún no habían sufrido averías. Los tratados de ingeniería marítima existentes hasta entonces eran meramente descriptivos. No había elementos para valorar las acciones de oleaje, ni métodos de cálculo para las estructuras marítimas.

Con este estado del arte, a finales de los años 20 del s XX, empezaron a sucederse las averías en estos diques diseñados por "simpatía". Y ante tal situación, los ingenieros de la época se vieron en la obligación de investigar para obtener métodos de cálculo y diseño más seguros.

Las primeras formulas para el cálculo de estabilidad, se desarrollaron para diques verticales, y aparecieron a partir de 1927 con los ingenieros Jorge Lira (Chile), Sainflou (Francia) e Iribarren (España). A partir de 1929 Iribarren inició el desarrollo de sus planos de oleaje, pero el método no se publicó hasta 1941 en la *Revista de Obras Publicas* (Iribarren, 1941) de España, más tarde en 1942 en Inglaterra (*Docks & Harbour Authotity*), en 1945 en Portugal (*Técnica*) y en 1946 en Francia (*Annales de Ponts et Chaussées*). El método supuso una revolución mundial para el diseño de obras portuarias.

Inopinadamente, en 1944, la 2ª Guerra Mundial vino a dar un impulso extraordinario a la ingeniería marítima, con el desembarco de Normandía y los Mulberries (Afonso, 2013). La inyección de dinero e ingenio que supuso el desarrollo de los dos puertos artificiales a los que se llamó, en clave, Mulberries, dio lugar al nacimiento de una nueva disciplina, el Clima Marítimo, que hoy es anejo de cálculo obligado en cualquier obra marítima. Pero sobre todo, supuso el desarrollo de la ingeniería e industria para la fabricación de cajones flotantes de hormigón armado, defensas flotantes y muchas otras estructuras marítimas y portuarias.

En 1938, Iribarren había publicado su método para el cálculo de los elementos del manto exterior de diques en talud (flexibles). Método que hemos usado los Ingenieros de Caminos españoles para nuestros cálculos de esos diques hasta los años 80 del siglo XX. Sin embargo, fue Hudson del US Army Corps of Engineers, quien tomando los estudios realizados por Iribarren, como dice, el propio Shore Protection Manual (US Army Corps of Engineers, 1984) y tras realizar ensayos con oleaje monocromático en el laboratorio de la Waterways Experiment Station (WES) divulgó la fórmula a nivel mundial a partir de 1953.



Pero no fue hasta 1987, cuando Van der Meer (Van der Meer, 1987) tras una numerosa serie de ensayos en modelo físico, esta vez con oleaje irregular, propuso un parámetro que intentaba recoger precisamente la irregularidad de los oleajes: El nº de estabilidad ( $H_o = N_s$ ) (Stability number). Al que se añadió otro para estructuras con estabilidad dinámica (diques Berma) el nº estabilidad del periodo ( $H_o T_o$ ).

$$H_o = H_s / \Delta D_{n50} \quad (1) \quad H_o T_o = (H_s / \Delta D_{n50}) * T_m * (g / D_{n50})^{1/2} \quad (2)$$

Siendo:

$H_s$ : Altura de ola significativa del oleaje irregular

$\Delta = (\gamma / \gamma_w) - 1$  siendo  $\gamma$ : densidad de las piezas del manto exterior  $\gamma_w$ : densidad del agua de mar

$D_{n50}$ : Diámetro medio de las piezas del manto exterior

$T_m$ : Periodo medio del oleaje

$g$ : Aceleración de la gravedad

En la Figura 3 se muestra una clasificación de infraestructuras marítimas en base al número de estabilidad ( $H_o=N_s$ ) de Van del Meer (Van del Meer, 1988, 1993) (Negro & Varela, 2002). Como puede verse, este parámetro clasifica tanto estructuras marítimas artificiales como naturales.

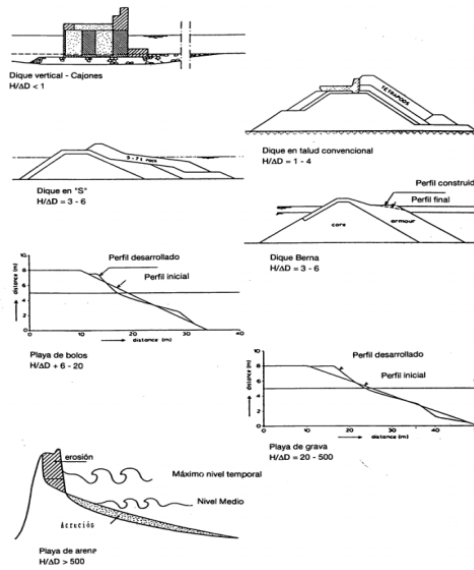


Figura 3. Clasificación de infraestructuras marítimas según el  $H_o$  de Van der Meer.

### 3. Las Infraestructuras Marítimas en islas volcánicas

Si comparamos las infraestructuras marítimas, ya sean naturales o artificiales, en islas volcánicas con otras similares en el continente o incluso en islas de naturaleza no volcánica, hay dos aspectos generales que las distinguen.

a.- La plataforma costera sobre la que se asientan.

b.- Los materiales utilizados para construir las artificiales o que conforman las naturales.

Comentaremos ambos aspectos en lo que sigue.

### 4. La plataforma costera en las islas volcánicas

Consideremos cualquier oleaje generado en profundidades indefinidas y propagándose en mar abierto. No entramos en detalles sobre su generación, que no es objeto de este capítulo (Afonso, 2007). El movimiento ondulatorio de este oleaje, no se propaga igual en aguas profundas, de transición o someras. Ya que la profundidad afecta de forma esencial a la propagación y por lo tanto, las ecuaciones del movimiento ondulatorio son distintas en cada uno de los tramos de profundidades indicados.

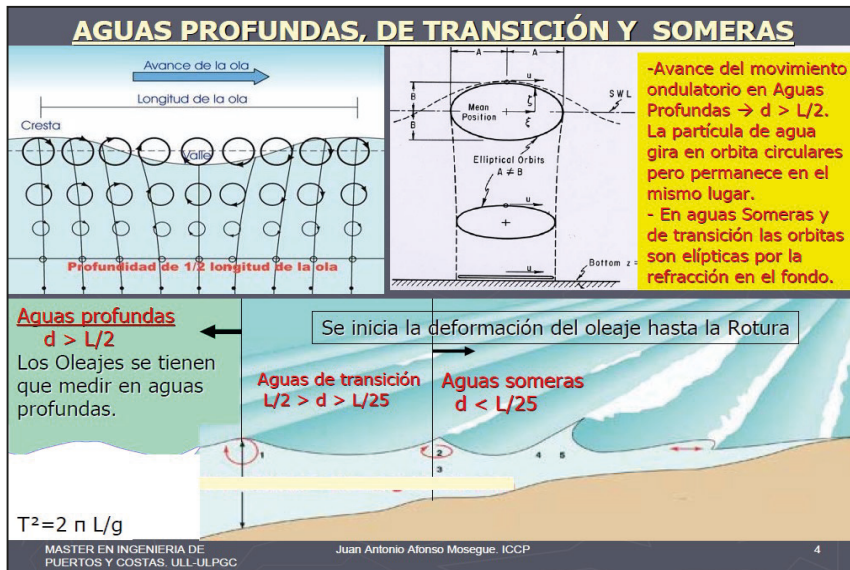


Figura 4. Conceptos y límites de aguas profundas ( $d > L/2$ ), aguas de transición ( $L/2 > d > L/25$ ) y aguas someras ( $d < L/25$ ).

En la Figura 4 se ha tratado de resumir los conceptos y fijar los límites de: aguas profundas ( $d > L/2$ ), aguas de transición ( $L/2 > d > L/25$ ) y aguas someras ( $d < L/25$ ). Y como puede apreciarse, estos límites no son absolutos, sino relativos a la longitud de onda ( $L$ ) del oleaje que se propaga y por tanto a su periodo ( $T$ ).

Recordemos ahora el concepto de Límite de Transporte Significativo (L.T.S.) o Profundidad de Cierre. Este concepto, se estableció, al analizar el transporte sólido litoral de sedimentos para formaciones sedimentarias costeras de perfil completo. Es decir, aquellas en las que la masa sedimentaria puede moverse libremente por la acción del oleaje en toda la profundidad de su perfil. Y se definió como la profundidad, a partir de la cual las fluctuaciones estacionales del perfil son despreciables. O sea, la profundidad, a la que ya no se produce transporte significativo, ya sea litoral u on/off-shore. Y por tanto, la masa sedimentaria no tiene movimientos apreciables debidos al oleaje en épocas históricas. Sus movimientos solo se producen por fenómenos y en tiempos geológicos o por eventos extremos en el mar (tsunamis, freakwaves, etc.). Pero en realidad, analizado correctamente, el L.T.S. establece la profundidad hasta la cual, el oleaje afecta al fondo, independientemente de la naturaleza sedimentaria o rocosa de este. Es decir, la profundidad a partir de la que el fondo marino, cualquiera que sea su naturaleza, no se ve afectado, ni siquiera por los mayores temporales que pueden llegar a la costa analizada. Y es, por tanto, donde termina la playa activa y comienza la base de la playa, en las de perfil completo.

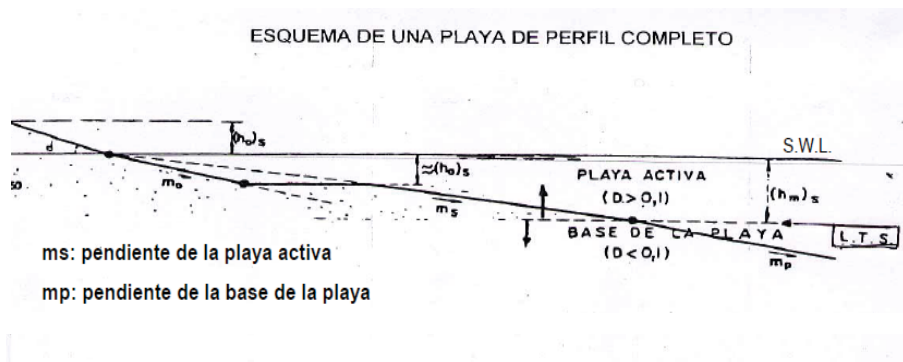


Figura 5. El L.T.S. en una playa de perfil completo según C. Garau. R.O.P. Dic.1984.

En la Figura 5 se ha representado el LTS en una masa sedimentaria de perfil completo según C. Garau, quien propuso en 1984 (Garau, 1984) la expresión (3) basada en las fórmulas de Swart, para determinar el valor de la  $(hm)_s$  (ver Figura 5) respecto al nivel de marea de cálculo (SWL).

$$(hm)_s = 0,01 * Ts^2 * e^{(3,4/Ts^{0,2})} \quad (3)$$

Si tomamos como nivel de marea de cálculo (SWL) la BMVE, (bajamar viva equinoccial),  $(hm)_s$  nos dará la profundidad del L.T.S. Y si aplicamos la fórmula (3) a las 3 costas que tiene cualquier isla canaria respecto al Clima Marítimo (costas N, W y E), calculamos el periodo significativo (Ts), tanto con los criterios de Garau, como con los de la ROM 0.3-91 (Puertos del Estado, 1991) obtendremos los valores siguientes para el L.T.S.

Costa N de Canarias:  $(hm)_s = L.T.S. \sim -26$

Costa W de Canarias:  $(hm)_s = L.T.S. \sim -24$

Costa E de Canarias:  $(hm)_s = L.T.S. \sim -15$

Otras costas con distinto Clima Marítimo tendrán distintos valores del L.T.S.

No entramos a demostrar aquí por qué Canarias tiene solo 3 costas respecto al Clima Marítimo, por no ser objeto de este capítulo (Afonso, 2007)

El concepto de L.T.S. o profundidad de cierre de la playa ha sido ampliamente estudiado por diversos especialistas de la ingeniería de costas, al analizar el transporte litoral de sedimentos debido al oleaje. Esto ha llevado a zonificar la costa en función de dicho transporte.

Además de la expresión (3) de Garau, ya comentada, las fórmulas más conocidas y aplicadas actualmente para determinar las profundidades de zonificación de la costa son las de Hallermaier (1981) y Birkemeier (1985), que se muestran en la Figura 6, incluyendo las simplificaciones propuestas por el CUR (Center for Civil Engineering and Codes Rijswaterstaat) en 1987.

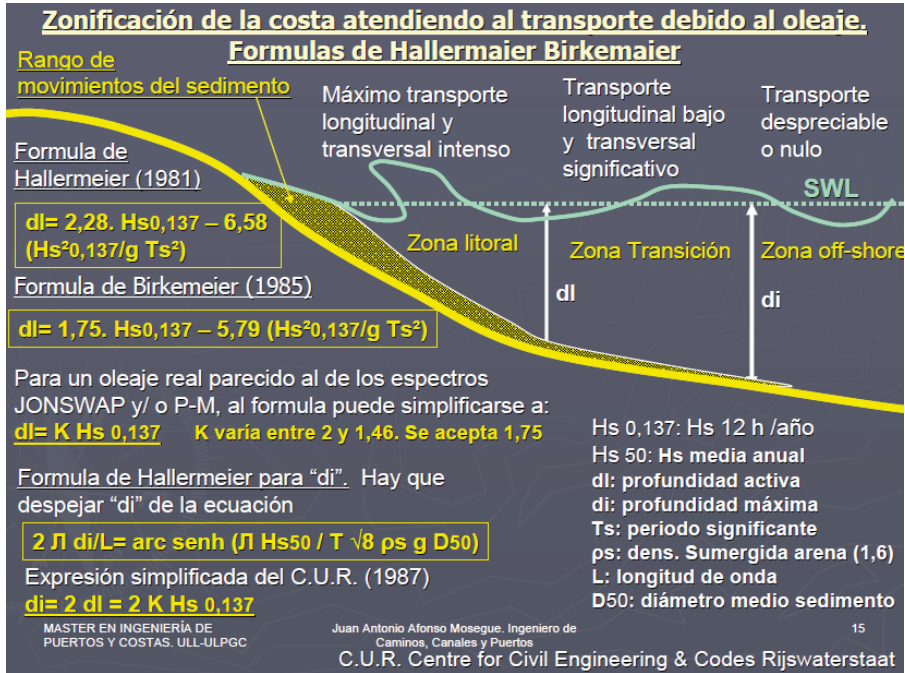


Figura 6. Zonificación de la costa atendiendo al transporte debido al oleaje. Fórmulas de Hallermeier Birkemaier.

Independientemente de las formulas comentadas, que difícilmente recogen todos los parámetros que intervienen en los fenómenos costeros, a veces, una simple observación de la batimetría o un análisis somero del perfil de una masa sedimentaria de perfil completo, nos permite estimar su profundidad de Cierre o LTS sin mayor cálculo. Por ejemplo, si observamos el perfil y la zonificación de la playa de Abama. Playa de perfil completo encajada en la desembocadura del barranco del mismo nombre en la costa Oeste de Tenerife, (Figura 7), podemos apreciar que entre las batimétricas -23 y -25 se produce un evidente cambio de pendiente. En un perfil en "Escalón", que luego definiremos, es indicativo de que a partir de esa cota el mar ya no acumula el sedimento hacia la costa, porque a esa profundidad, el oleaje apenas afecta al fondo marino.

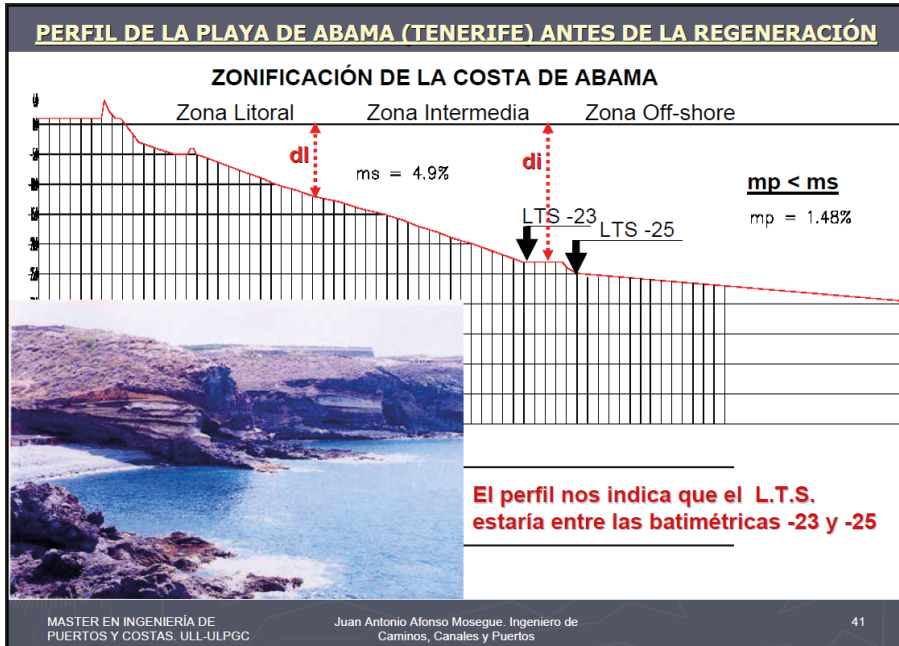


Figura 7. Zonificación de la costa atendiendo al transporte debido al oleaje. Fórmulas de Hallermaier Birkemaier.

Si aplicamos a esa playa las formulas para el cálculo de L.T.S. antes citadas, obtenemos los siguientes resultados. Según Garau (hm) $s = -24$  y según Hallermeier-Birkemeier, los que se detallan en la Figura 7. Para hacerlos, se ha tomado de la web de Puertos del Estado, los datos de oleaje del punto WANA más cercano a la playa de Abama, el 1012013, y se ha obtenido mediante la función de distribución de Weibull, el régimen ordinario escalar de oleajes de dicho WANA (Afonso, 2000). De ese régimen ordinario, se ha obtenido la altura de ola significativa que es superada 12 h/año, es decir la  $H_{s0,137}$  que utilizan Hallermeier y Birkemeier para sus cálculos de la profundidad de cierre. Esta altura de ola ha resultado ser:  $H_{s0,137} \sim 5$  m. Si a esta ola, le aplicamos la formula simplificada del CUR, con los valores de "K" recomendados por este organismo, obtendríamos una profundidad de cierre para esta masa sedimentaria comprendida entre la -15 y la -20, muy lejos del valor obtenido aplicando los criterios de Garau, que, como hemos visto, coincide con la profundidad del quiebro observado en el perfil de la masa sedimentaria.

Considerando que estudios de varios ingenieros españoles, Losada, 1995, Sanchez y Peña, 2002, Peña et al, 2004 (De la Peña, 2007) han demostrado que las formulas de Hallermaier-Birkemeier no se ajustan bien a las costas peninsulares españolas; y que no tenemos noticia de que se haya realizado estudio alguno para las costas canarias, los resultados obtenidos para la playa de Abama, con los valores de "K" recomendados por el CUR, debemos tomarlos con las debidas reservas.

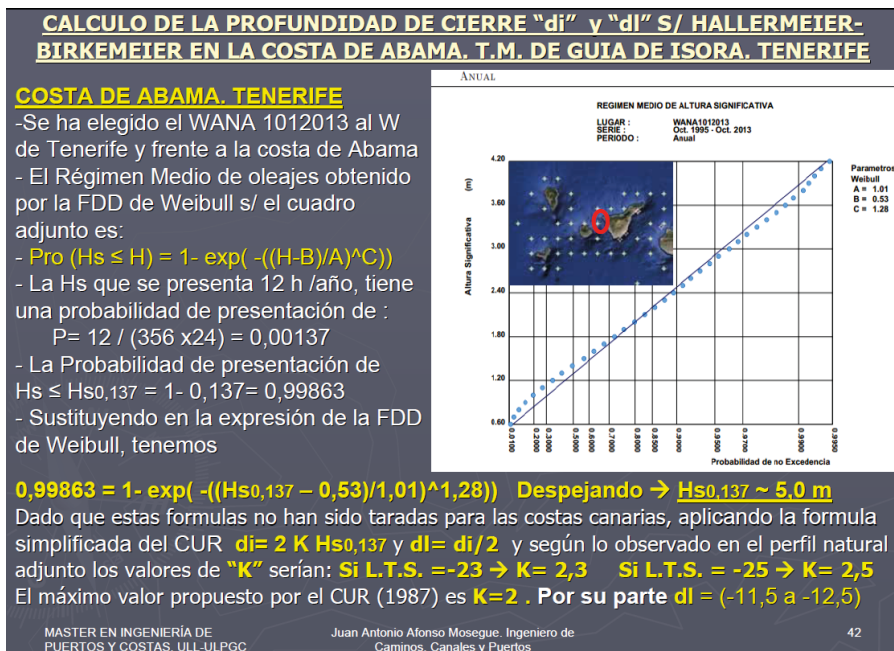


Figura 8. Cálculo de la profundidad de cierre "di" y "dl", según Hallermeier-Birkemeier en la costa de Abama en Tenerife.

Abundando en el asunto, si aceptamos el valor del L.T.S. de Garau (-24), que coincide sensiblemente con el quiebro en el perfil de la masa sedimentaria de Abama (entre la -23 y -25), podemos concluir, que el valor de "K" para la playa de Abama debería estar entre  $2,3 < K < 2,5$ , como se indica en la Figura 8.

Hemos realizado los mismos cálculos hechos para Abama, en varias masas sedimentarias de perfil completo encajadas en desembocaduras de barrancos

torrenciales de las costas N y W de Canarias, tales como: la playa de Tzacorte en la desembocadura del barranco de Las Angustias, desagüe natural de la Caldera de Taburiente (La Palma), la playa de Valle Gran Rey en la desembocadura del barranco del mismo nombre en la isla de La Gomera, Playa de Santiago en la desembocadura de los barrancos de la Junta y de Santiago, también en la Gomera, y otras similares en la costa norte de Tenerife. En todas ellas existen quiebros muy claros en el perfil de la masa sedimentaria en cotas similares a las que se obtendrían para el L.T.S. aplicando las fórmulas de Garau.

Es difícil imaginar una explicación lógica, para estos quiebros, que no esté relacionada con los regímenes de oleajes y temporales que afectan a cada una de las masas sedimentarias citadas.

Si admitimos que esos quiebros se corresponden con el L.T.S. de cada costa, podemos concluir, que los valores de "K" para playas de perfil completo encajadas en las desembocaduras de barrancos torrenciales de las costas W y N de Canarias se moverían entre  $2,25 < K < 2,5$ .

En lo que respecta a las costas Este de Canarias, hemos detectado quiebros claros en torno a las batimétricas -14 a -16, en masas sedimentarias de perfil completo encajadas en las desembocaduras de los mayores barrancos en estas costas.

Respecto a las grandes masas sedimentarias de las playas abiertas de Canarias (Jandía, Corralejo, etc.), podemos decir que en las zonas en las que su perfil es completo, también se detecta un quiebro en torno a esas batimétricas. Y como ya se ha dicho, el L.T.S. obtenido mediante las formulas de Garau, para las costas Este de Canarias es L.T.S.~ -15. Según esto, los valores de "K" para las costas Este de Canarias estarían en la parte alta del rango arriba citado para las otras 2 costas. O sea, entre  $2,35 < K < 2,5$ .

Todos estos valores de "K" se han obtenido a partir de los Regímenes de Oleajes de los WANA, cuyos datos de oleaje provienen de reanálisis, a partir de cartas meteorológicas reales, que generan campos de viento mediante el modelo Hirlan de la Aemet, y que alimentan el modelo oceánico de oleajes WAM de Puertos del Estado. Si obtenemos los Regímenes de Oleaje a partir de datos de Observaciones Visuales de Barcos en Ruta, los valores de "K" serían diferentes. Todo ello nos indica que hay que tomarlos con reserva, se trata solo de una primera aproximación, que precisan de mayores comprobaciones

No hemos hecho todavía este mismo análisis para otras islas volcánicas.



Vamos a tratar de establecer ahora la relación entre el L.T.S. o profundidad de cierre (di) y la profundidad límite entre aguas de transición y aguas someras (L/25).

Si admitimos que los periodos de pico ( $T_p$ ) asociados a los temporales extremales (vinculados a periodos de retorno) en las 3 Costas de Canarias respecto al Clima Marítimo son: 21 s para la costa N, 20 s para la W y 15 s para la E, mediante un simple cálculo llegamos a los valores de L/25 para cada costa, que serían aproximadamente: -27, -25 y -14, respectivamente. Considerando siempre que "L" es la longitud de onda asociada a los temporales extremales, que afectan a cada costa. Valores estos muy similares a los que habíamos establecido mas arriba para los L.T.S o profundidades de cierre de cada una de las 3 costas de Canarias, utilizando la formula de Garau.

Por tanto, podemos decir que L.T.S. se encuentra aproximadamente a la profundidad de L/25 para costas de igual Clima Marítimo (Afonso, 2000) (Afonso, 2007).

Establecido lo anterior, vamos a analizar ahora la interacción entre los oleajes y el fondo marino. Es decir la interacción a lo largo de toda la trayectoria del movimiento ondulatorio del oleaje que se propaga en el océano desde su área de generación bajo una borrasca en aguas profundas, hasta su rotura contra la costa.

Se ha tratado de representar en la Figura 9.

Cuando el oleaje se propaga en aguas profundas ( $d \geq L/2$ ) lo hace libremente sin afectar al fondo marino ni ser afectado por este.

Cuando la propagación del oleaje entra en aguas de transición, es decir en profundidades comprendidas entre  $L/2$  y  $L/25 \sim LTS$ , el oleaje no es capaz de afectar al fondo, es decir, no tiene capacidad para mover sedimentos y mucho menos para erosionar fondos rocosos, pero si se ve afectado por la refracción o rozamiento con el fondo marino. Este rozamiento será mayor o menor dependiendo de la naturaleza del fondo y de las características de cada oleaje. Las orbitas circulares del movimiento de las partículas de agua pasan a ser elípticas, tanto mas a medida que la profundidad va disminuyendo. En esta zona de transición el oleaje también se ve afectado, aunque en menor medida por el shoaling o sobre-elevación que experimenta una ola que incide en la plataforma costera, debida exclusivamente a la disminución de profundidad del fondo y sin considerar la expansión o concentración lateral. El shoaling puro no existe en la naturaleza, ya que en las batimetrías reales siempre hay expansión lateral (bahía natural) o concentración lateral (cabo o saliente rocoso). Por tanto siempre va

asociado a la refracción. Ambos fenómenos se presentan conjuntamente en la naturaleza, aunque los analicemos por separado desde el punto de vista teórico.

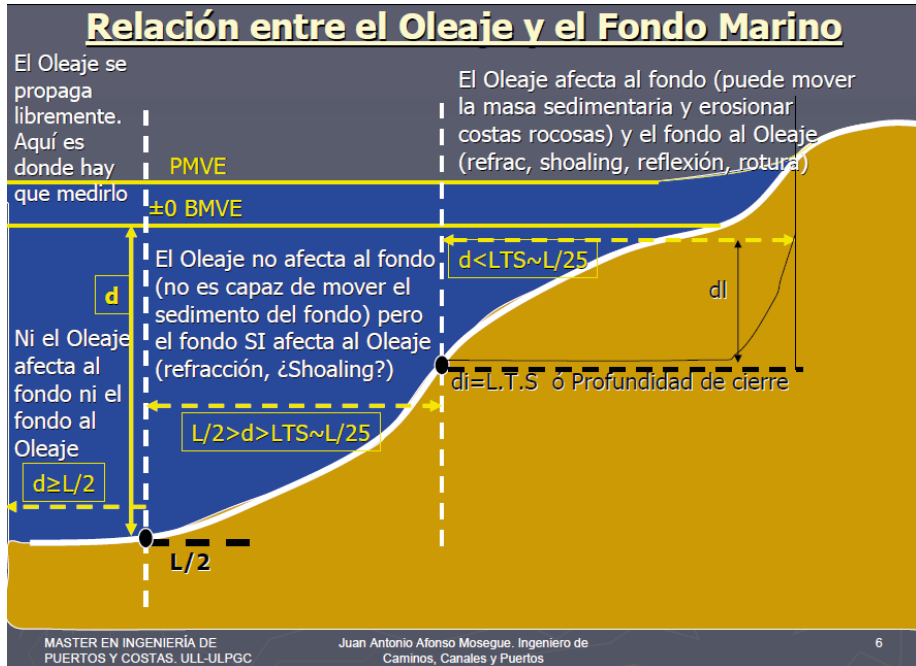


Figura 9. Relación entre el oleaje y el fondo marino.

Finalmente, cuando el oleaje entra en Aguas Someras. Es decir en profundidades inferiores al  $L.T.S. \sim L/25$ , comienza a afectar y a ser afectado por el fondo marino, tanto mas cuanto mas se acerca a la orilla. De una parte, el oleaje ya tiene capacidad de mover cualquier masa sedimentaria que se encuentre en su recorrido y transportarla tanto paralelamente a la costa (transporte litoral) como hacia o desde mar adentro (transporte on-shore / off-shore). Y recíprocamente el fondo marino tiene capacidad de afectar al oleaje incidente mediante los fenómenos de refracción, shoaling, reflexión, difracción (solo si se encuentra algún obstáculo que la genere) y finalmente la rotura.

Hasta aquí solo hemos puesto de manifiesto conceptos bien conocidos sobre la propagación del oleaje desde aguas profundas hasta la costa y su afección al variar la profundidad cuando se aproxima a la orilla. Lo expuesto es válido para cualquier tipo de costa, independientemente de que sea o no volcánica.

## 5. Las infraestructuras marítimas artificiales en las islas volcánicas

Comenzaremos haciendo una disquisición más sobre la relación entre las infraestructuras marítimas artificiales y la profundidad en la que se ubican. La mayoría de las infraestructuras marítimas comentadas en el apartado 2 de este capítulo, se construyen en aguas someras. Para comprobarlo, hemos analizado las infraestructuras marítimas existentes hasta la fecha en los archipiélagos atlánticos desde Azores hasta la Antártida (excluyendo el Caribe), es decir las existentes en los archipiélagos de Azores, Madeira, Canarias, Cabo Verde, Ascensión, St. Helena, Tristán de Cunha, Gough Island, Bouvet Is, Trinidad, Martín Vaz, San Pedro y San Pablo, Malvinas, Georgia del Sur y Sandwich del Sur (ver diapositiva 8) con la siguiente conclusión: Hay más de 200 infraestructuras marítimas en aguas someras y no más de 16 en aguas de transición, que no profundas.

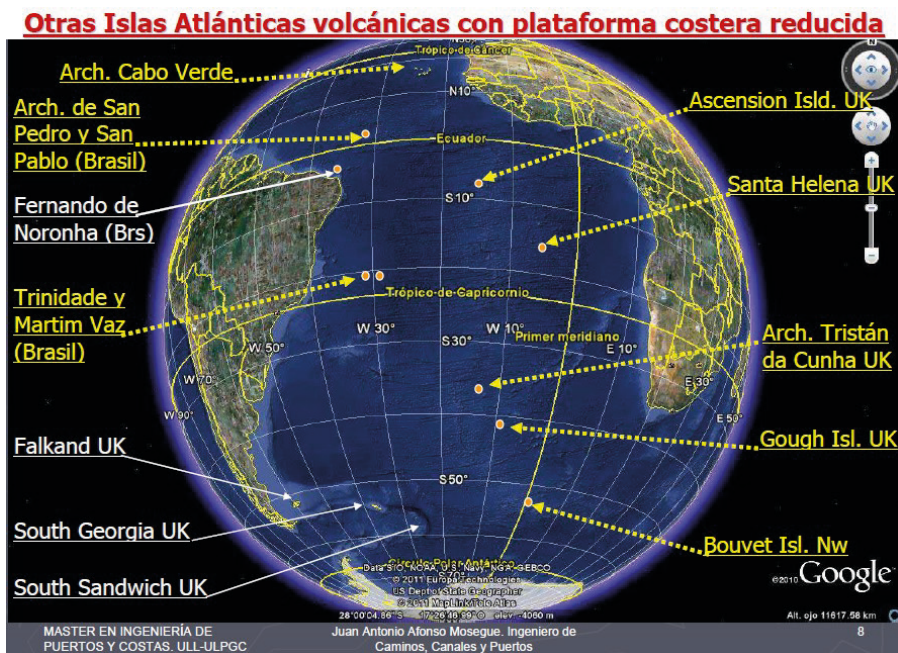


Figura 10. Otras islas atlánticas con plataforma costera reducida.

Precisamos lo de transición, ya que dada la exposición de los archipiélagos e islas mencionados a los grandes temporales del NW y N los ubicados en el Hemisferio Norte y del SW y S los del hemisferio Sur, sería muy costoso además de técnicamente complejo, construir infraestructuras marítimas a profundidades superiores a L/2, incluso en las costas situadas al abrigo de los grandes temporales citados

A modo de ejemplo, en el caso de Canarias, la obra construida a mayor profundidad es un tramo de uno de los diques del puerto de Santa Cruz de Tenerife (costa E), cuyo pie de talud apenas alcanza la batimétrica -65. Las aguas profundas en esta costa estaría en torno a la cota L/2 ~ -175. En las costas N y W las aguas profundas estarían en batimétricas inferiores a la -300.

Además, caben dudas de que algunas de las 16 infraestructuras arriba mencionadas como ubicadas en aguas de transición, estén en aguas someras. Si añadimos el Caribe, la proporción de obras ubicadas en aguas someras sería aún mayor, dada la natural plataforma costera caribeña.

Como complemento a lo expuesto sobre las numerosas infraestructuras marítimas artificiales ubicadas en aguas someras, se adjunta el cuadro de la Fig.3, con una de las muchas clasificaciones posibles sobre los tipos de estas infraestructuras, construidas en los archipiélagos atlánticos arriba relacionados, indicando para cada tipo, las diferentes tipologías de estructuras utilizadas y si es adecuada, admisible o inadecuada para su ubicación en aguas someras. Se citan también algunos ejemplos de cada tipo. Disponemos de información grafica para ilustrar todos los tipos de Obras Marítimas y tipologías estructurales relacionados en la Tabla 1 y ubicados en los archipiélagos atlánticos, arriba citados, pero no la reproducimos aquí por la falta de espacio.

Las diferencias entre las infraestructuras marítimas ubicadas en aguas de transición y en aguas someras se han tratado de resumir en la diapositiva 5 adjunta.

Cualquier infraestructura marítima, natural o artificial, queda en una de las 3 situaciones siguientes respecto a cualquier oleaje o temporal que incide sobre ella: Rotura, No Rotura u Ola Rota.

**Rotura:** La ola incidente rompe contra la estructura. Propio de estructuras situadas en zona de rompientes de cualquier oleaje o temporal. Se da en todas las obras situadas en aguas someras como las relacionadas en la Tabla 1.

**No Rotura:** La ola alcanza a la estructura sin romper. Típico de estructuras situadas en aguas de transición respecto al oleaje incidente. Es el caso de los diques de abrigo de grandes puertos.

**Ola Rota:** La ola rompe antes de alcanzar la estructura. Es el caso de estructuras situadas en aguas muy someras. Espigones de playas, defensas de costa, embarcaderos, pequeñas rampas costeras, etc.

Tabla 1. Tipos de Obras Marítimas en aguas someras en las islas volcánicas atlánticas

| Tipos de O.M. en Aguas Someras en las islas volcánicas atlánticas              |  |   |   |
|--|--|---|---|
| Tipo de O.M.   | Tipología de estructuras   | Ejemplos  | Adecuación                              |
| T-1.- Embarcaderos   | a.- Muelles y/o espigones de mampostería u hormigón "in situ" sobre rasa rocosa costera<br><b>b.- Pantalanes de pilotes</b>                            | Arrieta, Arinaga Corralejo, Pto Santiago, etc.....<br>Cámara de Lobos                 | Adecuada<br>MUY ESTABLE<br>Admisible    |
| T-2.- Puertos menores deportivos, pesqueros, de transbordadores, etc.....      | a.- Estructuras flexibles en talud<br>b.- Est. Verticales con defensa exterior en talud a la japonesa<br><b>c.- Diques Verticales en rompien</b>       | a.- Agaete, Mogan<br>b.- Pto. Espíndola<br><b>c.- Los Gigantes, Tazacorte, L.do B</b> | Adecuada<br>Adecuada<br>Inadecuada      |
| T-3.- Playas artificiales naturales regenerad. o estabiliz con espigones y diq | a.- Estructuras flexibles en talud<br><b>b.- Mampostería u hormigón in situ sobre rasa rocosa costera.</b><br><b>c.- Estructuras Verticales (Z.R.)</b> | a.- El Camisón, Cal Fuste, Guimar<br>b.- Playa El Porís<br>c.- Los Cancajos           | Adecuada<br>Admisible??<br>Inadecuada   |
| T-4.- Áreas náutico-recreativas  | a.- Piscinas semi-naturales<br>b.- Charcas intermareales.<br>c.- Pantalanes s/ rasa costera  | a.- Bajamar, Mala<br>b.- Agaete<br>c.- Arrieta  | Adecuada<br>Adecuada<br>Adecuada        |
| T-5.- Defensas de costa  | <b>a.- Muros o Sea-wall verticales</b><br>b.- Revestimientos flex. o obra:<br><b>c.- Pantallas, tablestac., madera</b>                                 | a.- Candelaria<br>b.- Garachico<br>c.- No hay   | Inadecuada<br>Adecuada<br>???? <b>9</b> |

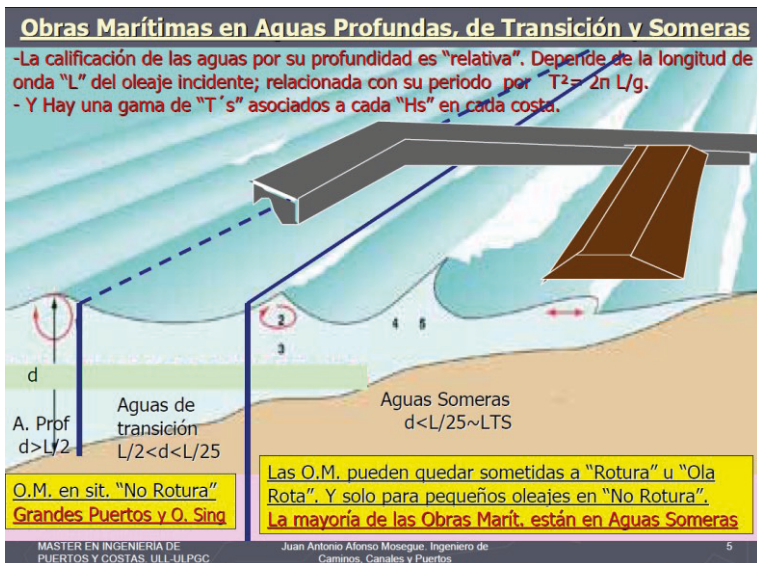


Figura 11. Esquema de obras marítimas en aguas profundas, de transición y someras.



A veces en una misma infraestructura e incluso en el mismo temporal se pueden dar las 3 situaciones, pero hay que calcular la infraestructura para la mas desfavorable tanto a estabilidad como a rebase, que siempre es la "Rotura". Ver Figura 12 de un temporal en el puerto de Tazacorte en enero de 1996.

Y la situación de Rotura es la mas desfavorable, porque la altura de ola de rotura "Hb", puede ser muy superior que la "Ho" en Aguas Profundas que la genera. A veces puede llegar a ser incluso el doble ( $H_b \sim 2H_o$ ), aunque esto depende del periodo del oleaje ( $T_p$ ) y de la pendiente del fondo de la plataforma costera, y muy especialmente de la pendiente del fondo entre el LTS  $\sim L/25$  y la orilla

Aquí es donde aparece la primera singularidad de las islas volcánicas. Su reducida plataforma costera (Figura 13). Y todas las obras marítimas hay que construirlas en ella.



Figura 12. Temporal en el puerto de Tazacorte en enero de 1996 (Fuente: Pagina web de Puertos del Estado).

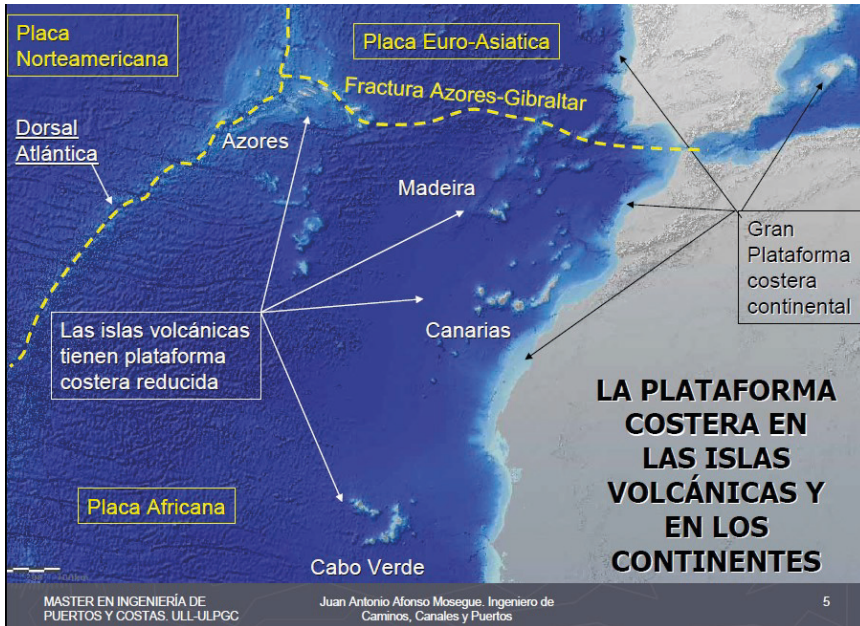


Figura 13. Plataforma costera en islas volcánicas y en los continentes.

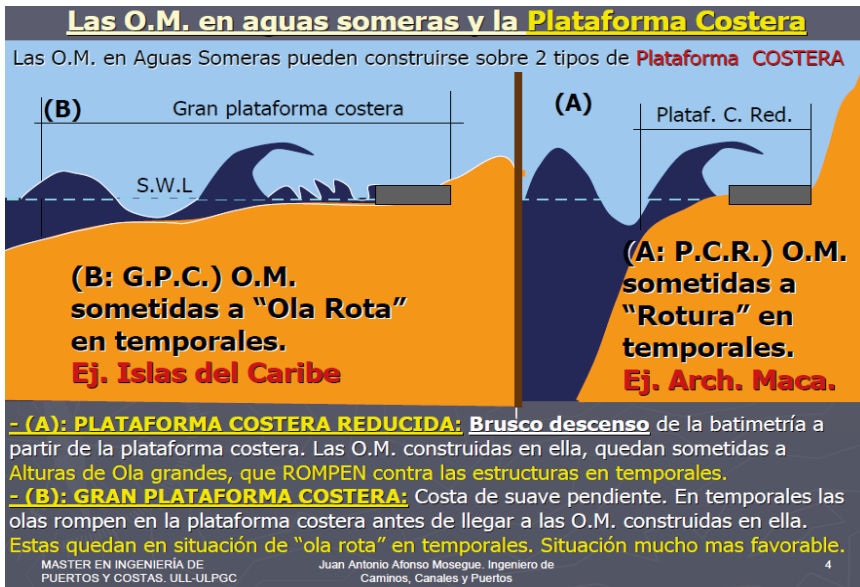


Figura 14. Esquema de plataforma costera reducida y de gran plataforma costera.

En la Figura 14, se ha tratado de resumir uno de los mayores problemas que plantea para las infraestructuras marítimas una plataforma costera reducida.

Las infraestructuras marítimas en aguas someras, con plataforma costera reducida, quedan sometidas a situaciones de Rotura en temporales, que como ya se ha dicho, es la situación mas desfavorable para su dimensionamiento a estabilidad y a rebase. Por el contrario, las infraestructuras marítimas también en aguas someras, pero en lugares en los que hay una gran plataforma costera, cosa que difícilmente ocurre en las islas volcánicas, quedan en situación de Ola Rota, respecto a los temporales, que es siempre la situación mas favorable para la estructura.

Difícilmente podríamos encontrar un ejemplo que ilustre mejor lo que acabamos de exponer que las infraestructuras marítimas construidas en La Calheta (Madeira), que se presentan en las Figuras 15 y 16.



Figura 15. Infraestructuras marítimas construidas en La Calheta (Madeira).





Figura 16. Dique de abrigo de un puerto deportivo en La Calheta (Madeira).

La plataforma costera sobre la que se apoyan esas infraestructuras es tan reducida, que ha habido que diseñar las 2 playas artificiales (E y W) con las líneas de orilla perpendiculares a la línea de costa, ya que de haberlas hecho paralelas a ella, como sería lo natural, el talud de la arena se habría salido de la plataforma costera y no habría sido estable.

También es especialmente destacable el caso del dique de abrigo del puerto deportivo. El dique se inicia y termina con tramos en talud, como se recomienda para estas obras cuando están situadas en aguas someras, pero en el tramo central, se ha tenido que construir vertical, ya que la plataforma costera es tan reducida que el talud de un dique flexible se habría salido de ella. A pesar de ser una tipología muy inadecuada para diques en zona de rompientes, por el peligro de descalce y vuelco hacia el lado mar de estas estructuras, además de por sus mayores rebases.

Para suavizar estos rebases, el dique vertical se ha diseñado con cuenco amortiguador, pero el cuenco no ha podido resolver, ni mucho menos, el problema, como se muestra en la Figura 17.



Figura 17. Cuenco del tramo vertical del dique del Puerto de La Calheta (Madeira).

Pero los problemas en las islas volcánicas pueden ser aún mayores, si además de tener la plataforma costera reducida, esta presenta una fuerte pendiente. Cosa muy habitual en estas islas. A mayor pendiente de la plataforma costera, mayor será la relación  $H_b/H_o$ . Es decir, para el mismo temporal en aguas profundas ( $H_o, T_p$ ), cuando mayor sea la pendiente de la plataforma costera, mayor será la altura de ola de cálculo en rotura ( $H_b$ ) que genere dicho temporal y que sea susceptible de romper contra una estructura construida en su zona de rompientes

De los muchos gráficos que pueden ilustrar la afirmación anterior, hemos elegido uno, elaborado por Goda en 1970, extraído del Shore Protection Manual (US Army Corps of Engineers, 1984) y utilizado habitualmente para el cálculo de la  $H_b$  de rotura conocido el temporal de cálculo en aguas profundas ( $H_o, T_p$ ) (Figura 18).

En el puede verse claramente, además de las Regiones correspondientes a cada tipo de rotura, Surging, Plunging y Spilling, que para cualquier tipo de rotura, a mayor pendiente de la costa (m) mayor es la relación  $H_b/H_o$  entra la altura de ola en rotura ( $H_b$ ) y la altura de ola en aguas profundas que la genera ( $H_o$ ).

Por tanto, las infraestructuras marítimas construidas sobre una plataforma costera reducida, para el mismo temporal en aguas profundas ( $H_0$ ), a mayor pendiente de esta plataforma, mayor será la altura de ola de cálculo en rotura ( $H_b$ ) de la estructura. Por lo tanto, mayores serán los pesos de los bloques del manto principal y mas altos los espaldones de los diques de abrigo, o alternativamente con sistemas anti-rebase mas sofisticados (cuencos, bermas, etc.) y por tanto las infraestructuras serán más caras.

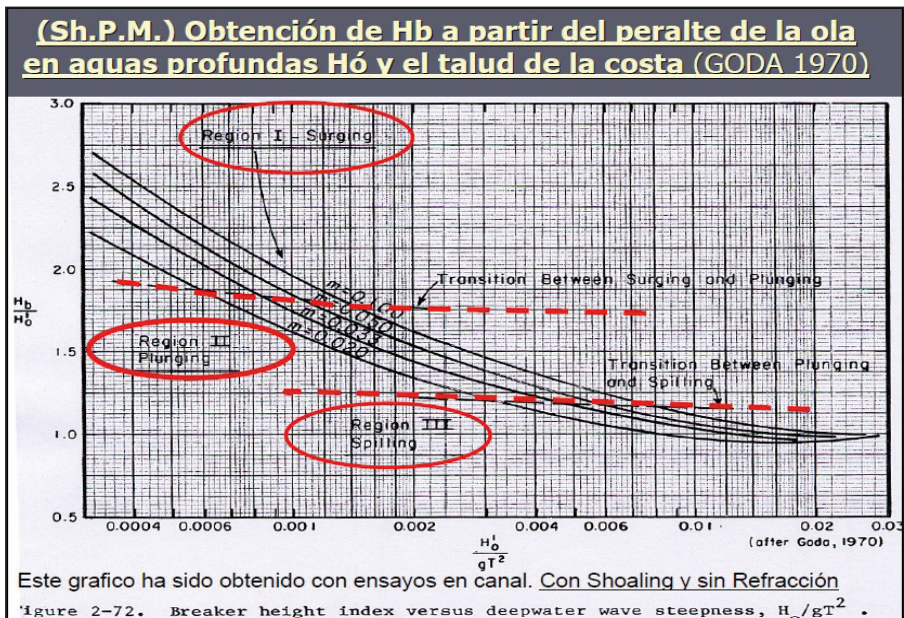


Figura 18. Obtención de  $H_b$  a partir del peralte de la ola en aguas profundas y  $H_0$  y el talud de la costa (Goda, 1970)

Nota: Como se indica en la Figura 18, esta ha sido obtenida mediante ensayos en canal, considerando el shoaling pero no la refracción, ya que esta es específica para cada batimetría y no se puede generalizar. Conocida la batimetría real de cada zona podemos aplicar métodos para obtener la  $H_b$  a pie de obra que contemple ambos fenómenos, refracción y shoaling. Esta circunstancia no altera el hecho de que a mayor pendiente de la costa mayor  $H_b$  de rotura.

## 6. Las infraestructuras marítimas naturales en las islas volcánicas

Una simple observación visual, sin mayores consideraciones técnicas, de las playas de las islas volcánicas atlánticas arriba detalladas, nos permite distinguir dos tipos de playas claramente diferenciados:

Tipo1: Playas abiertas de grandes masas de arena, generalmente de color claro, y que se suelen encontrar en las islas de vulcanismo mas antiguo. Casos de Jandía y Corralejo en Fuerteventura, Santa María en Sal o Chaves en Boa Vista, estas dos últimas en Cabo Verde.

Tipo 2: Playas cerradas encajadas en desembocaduras de barrancos y restingas o apoyadas en salientes rocosos costeros, generalmente de gravas, bolos o arenas de color oscuro, y que se encuentran mayoritariamente en las islas de vulcanismo mas reciente, aunque se presentan en todas las islas.

Por su parte, la ingeniería de costas, clasifica las masas sedimentarias, atendiendo a la extensión en profundidad de su perfil en tres tipos (De la Peña, 2007):

1.- **Playa de Perfil Completo:** Cuando la masa sedimentaria puede moverse libremente en toda la profundidad de su perfil.

2.- **Playa de Perfil Incompleto o Sustentada:** Cuando la masa sedimentaria tiene su movimiento coartado inferiormente, generalmente por que se apoya en unos Fondos Frontales Indeformables.

3.- **Playa Sumergida:** Cuando la masa sedimentaria tiene su movimiento coartado superiormente, bien por acantilados costeros, bien por paseos marítimos que invaden la zona marítimo-terrestre, impidiendo que la arena apenas aflore a la superficie en bajamar o incluso que esta permanezca siempre sumergida.

Recordemos además, que existen dos respuestas básicas de una masa sedimentaria a los oleajes y temporales: Escalón y Barra. Y esta respuesta es básicamente la misma para playas de perfil Completo e Incompleto.

La respuesta de una masa sedimentaria de Perfil Completo al clima marítimo se ha representado en la Figura 19, que es auto-explicativa al respecto. No obstante aclaramos que la masa sedimentaria de perfil completo responde en Escalón, cuando la pendiente de la base de la playa ( $m_p$ ) es MENOR que la de la playa activa ( $m_s$ ). Es decir cuando  $m_p < m_s$ . En este tipo de respuesta el sedimento tiende a acumularse en la orilla.



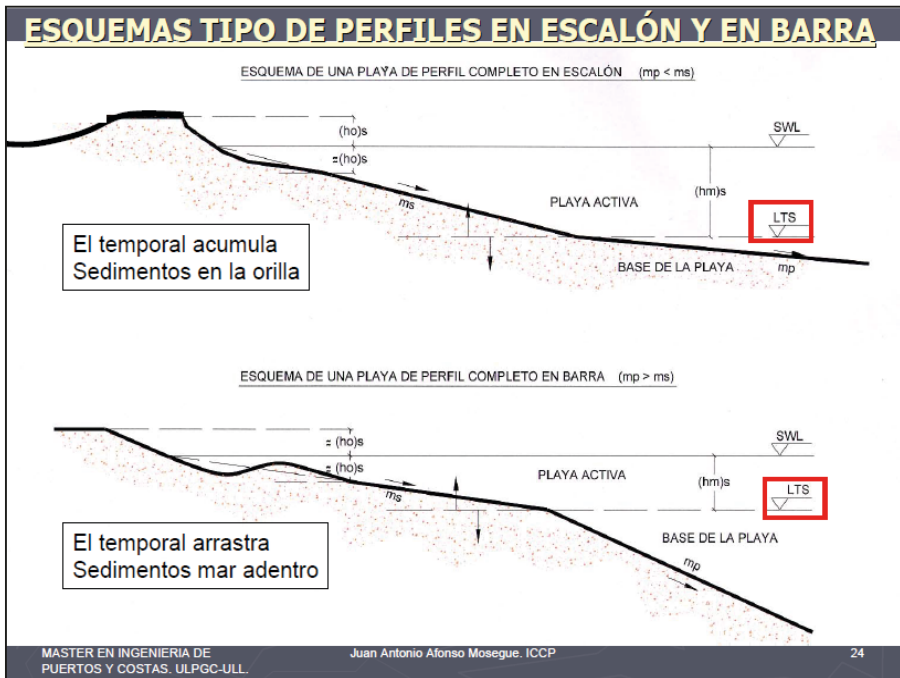


Figura 19. Esquema tipo de perfiles en escalón y en barra.

Por el contrario, una masa sedimentaria de perfil completo responde en Barra cuando  $m_p > m_s$ . Es decir, cuando la pendiente de la base de la playa es MAYOR que la de la playa activa. En este tipo de respuesta el sedimento tiende a desplazarse mar adentro formando una barra sumergida.

Estas formaciones (Escalón o Barra) se producen independientemente de la granulometría de la masa sedimentaria. Ya sea esta de arenas de diversos diámetros, gravas o bolos de diversos tamaños.

En la Figura 20, se presenta un ejemplo real de una playa natural de perfil completo (Tazacorte en La Palma) encajada en la desembocadura de un barranco muy torrencial, cuya masa sedimentaria responde a los "grandes temporales" que le afectan en BARRA.

La respuesta de una masa sedimentaria de Perfil Incompleto al clima marítimo se ha representado en la diapositiva 23 adjunta. También es auto-explicativa. Pero quizá convenga destacar, que los fondos frontales indeformables, tan frecuentes en las islas volcánicas, tanto por los numerosos arrecifes y restingas generados

por el encuentro con el mar de las sucesivas coladas de lava, como por la abundancia de bolos muy encajados en las desembocaduras de los torrenciales barrancos de estas islas, a veces se forman a cotas superiores a la teórica del L.T.S. y pasan a constituir la base de la playa. Su pendiente ( $mp$ ) suele ser casi siempre MENOR que la de la masa sedimentaria ( $ms$ ) que se apoya en ellos, especialmente si esta masa es de gravas y bolos que por su granulometría adoptan fuertes pendientes.

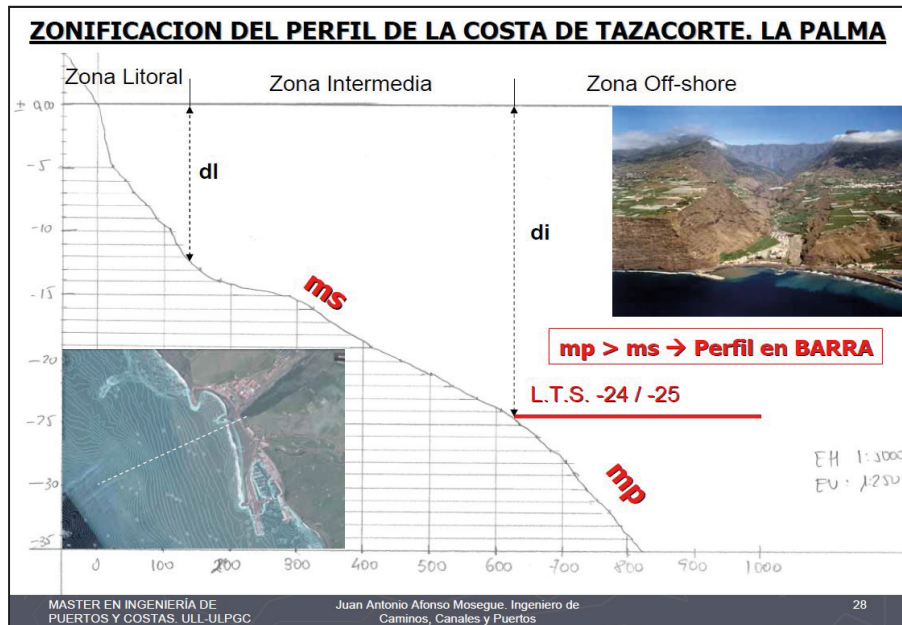


Figura 20. Zonificación del perfil de la costa de Tazacorte (La Palma).

Por lo tanto, las masas sedimentarias que conforman playas de Perfil Incompleto en las islas volcánicas, bien estén apoyadas en una rasa rocosa costera, bien lo estén en bolos encajados en desembocaduras de barrancos, adoptan mayoritariamente el Perfil en Escalón. Esta formación les confiere una gran estabilidad, independientemente de los regímenes de oleajes y temporales a los que puedan estar sometidas, que en las costas mas expuestas pueden llegar a ser muy severos.

Para ilustrar con un ejemplo real el caso de una playa natural de Perfil Incompleto cuya masa sedimentaria se apoya sobre unos fondos frontales

indeformables, hemos elegido la playa del Castillo de Caleta Fuste, en el municipio de Antigua en Fuerteventura. En la Figura 22, puede verse una imagen de dicha playa en bajamar, en la que la masa sedimentaria se apoya sobre unos fondos frontales indeformables constituidos por una rasa rocosa costera de pendiente  $mp < ms$

Hay que aclarar que los fondos frontales indeformables no son exclusivos de las islas volcánicas. Son muy frecuentes también en islas no volcánicas, por ejemplo en islas y atolones de coral.

En este punto, es conveniente destacar que, tanto en playas de Perfil Completo como Incompleto, la pendiente de la playa activa ( $ms$ ) depende del diámetro medio del sedimento ( $Dn50$ ), y aunque la relación entre ( $ms$ ) y ( $Dn50$ ) dista mucho de ser lineal y además es distinta para gravas, que para bolos, que para arenas y dentro de las arenas también es distinta para diferentes granulometrías, siempre se cumple que a mayor  $Dn50$  mayor pendiente de la playa activa ( $ms$ ).

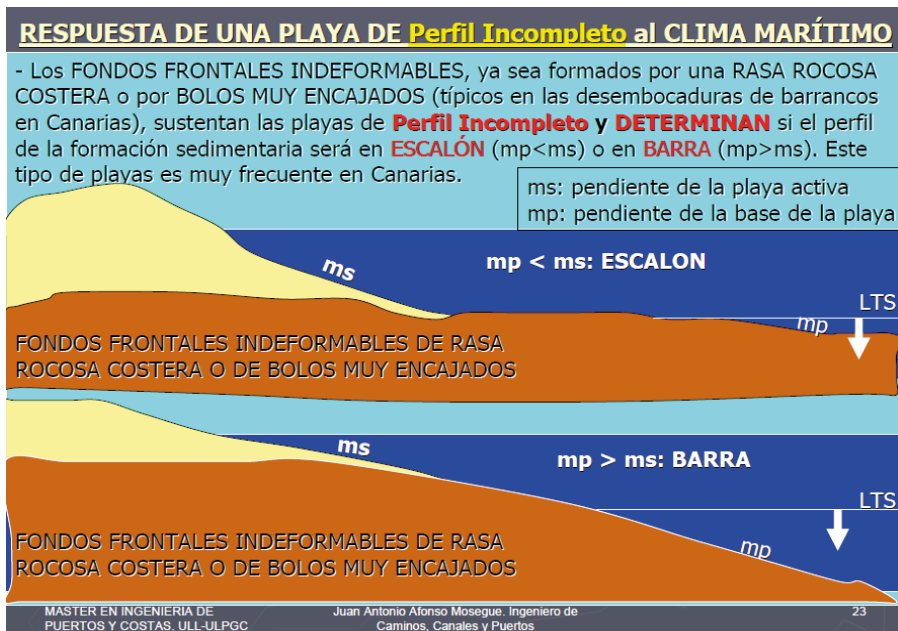


Figura 21. Respuesta de una masa sedimentaria de Perfil Incompleto al clima marítimo.



Figura 22. Playa del Castillo, Caleta de Fuste (Fuerteventura).

Por su parte, las playas naturales de Perfil Completo en las islas volcánicas, son fundamentalmente de dos tipos:

Las que hemos llamado mas arriba del Tipo1. Es decir, playas abiertas de grandes masas de arena, que se encuentran en las islas de vulcanismo más antiguo. Casos de Jandía y Corralejo en Fuerteventura, Santa María en Sal o Chaves en Boa Vista, estas dos últimas en Cabo Verde.

Las playas cerradas encajadas, cuando se generan en la desembocadura de barrancos torrenciales, que han aportado y aportan al mar grandes cantidades de acarreo, lo que permite que el perfil completo se forme. Casos de Valle Gran Rey y Playa Santiago en La Gomera, Tazacorte en La Palma, Abama en Tenerife, etc..



Las playas de perfil completo, debido a los diferentes oleajes y temporales que les afectan a lo largo del año natural medio, sufren variaciones en planta y en perfil.

En las masas sedimentarias continentales y en las playas del Tipo 1 en islas volcánicas, estas variaciones en perfil no van más allá de lo que se conoce como perfil de verano o de bonanza (Escalón) y perfil de invierno o de temporal (Barra) (De la Peña, 2007).

Sn embargo, en las playas cerradas encajadas de perfil completo, que se forman en la desembocadura de los grandes barrancos, los cambios en la playa entre el verano y el invierno pueden ser de tal magnitud, que parece que se tratara de dos playas diferentes. Debido a estas peculiaridades les hemos dado un nombre específico: Playas Estacionales.

Estas Playas Estacionales suelen ser encajadas o al menos bien flanqueadas por dos polos muy definidos. Esto estabiliza mucho su equilibrio en planta; ya que las distintas direcciones de oleaje en aguas profundas correspondientes a los diferentes regímenes de oleajes y temporales, procedentes del abanico de direcciones que afectan a la playa en distintas épocas del año, lleguen a la orilla bastante paralelas a la batimetría o al menos con una diferencia reducida de los ángulos incidentes del oleaje.

Hay además otra circunstancia que las caracteriza: las variaciones de la pendiente del perfil de la playa a distintas profundidades de este. Este hecho es definitivo para la estacionalidad.

Normalmente hay 2 estaciones con la formación sedimentaria estable: verano e invierno, y otras dos estaciones de transición de un perfil al otro: primavera y otoño, en las que la playa va modificando su perfil de Escalón a Barra o de Barra a Escalón.

En Canarias hay muchos ejemplos de este tipo de playas, especialmente en la provincia de Tenerife. Citaremos: Timijiraque en el Hierro, Playa Santiago en La Gomera, El Socorro en Güimar, Tenerife, y un largo etc., pero probablemente, el caso mas típico de playa estacional en Canarias sea Valle Gran Rey en La Gomera. En la Figura 23, se aprecia claramente los cambios experimentados por la playa entre el verano y el invierno.



Figura 23. Estacionalidad de la playa de Valle Gran rey (La Gomera).

## 7. Capacidad de transporte, transporte real y la plataforma costera.

La mayoría los archipiélagos e islas volcánicas atlánticas relacionados más arriba están sometidos, por su situación geográfica en cada hemisferio, a regímenes de oleajes y temporales de direcciones claramente dominantes, con una capacidad de transporte en todas sus costas, tanto mayor cuanto mas alejados del Ecuador estén. Sin embargo, en islas volcánicas, es frecuente que esa capacidad de transporte no se materializa en un transporte real.

Básicamente hay dos razones por las que esto ocurre. Una, la escasez de aportes de sedimentos, ya sea por la construcción de presas en los barrancos fuentes (caso Vallehermoso, La Gomera, playa regresiva) u otras causas que coarten ese aporte. Otra, que los aportes existan pero se vayan por los sumideros de la costa antes de poder ser transportados, debido generalmente a la reducida plataforma costera.

Cuando la plataforma costera es suficientemente amplia o bien cuando los barrancos fuentes de sedimentos, aportan suficiente cantidad de estos a la plataforma, caso del barranco de las Angustias en la costa de Tazacorte (La Palma) y si además se tiene un obstáculo muy cercano a la fuente, por ejemplo el dique de un puerto, se forma una playa apoyada hiperestable muy rápidamente, aunque la plataforma costera sea reducida, como se aprecia en la Figura 24. La playa apoyada se inició en el primer invierno, el de 1981. Es decir pocos meses después de finalizar la construcción del dique.

Pero, si la plataforma costera es reducida, o las aportaciones son escasas y además no hay ningún obstáculo próximo a la fuente, los oleajes dominantes pueden desplazar rápidamente los sedimentos aportados a la plataforma, hacia los profundos sumideros cercanos a ella. En este caso solo queda en la desembocadura la playa encajada, bien de perfil completo, como Abama en Tenerife, bien de perfil incompleto, apoyada y estabilizada sobre fondos frontales indeformables, caso de Güimar (Tenerife) y otras muchas en las demás islas de la provincia.



Figura 24. Costa de Tazacorte (La Palma).

Por tanto, en las islas volcánicas situadas en medio de los océanos, con reducida plataforma costera, a pesar de tener una gran capacidad de transporte, muy frecuentemente este no se materializa. Un ejemplo de ello es el dique de arranque del nuevo puerto de Granadilla en Tenerife (Figura 25). La capacidad de transporte Norte-Sur del oleaje reinante del NE en esa costa es muy notable y además es el dominante. Pero las fuentes están lejos del dique, la plataforma de esa costa es reducida y los sumideros muy profundos. Por eso todavía no se ha formado una playa apoyada en el dique, a pesar del tiempo transcurrido desde su construcción y de que este dique constituye una barrera TOTAL al transporte.

La observación de las playas de gravas y bolos encajadas en el entorno del puerto de Granadilla, tanto al norte del dique de la central de Unelco, como al sur del nuevo puerto, refuerzan la teoría de la ausencia de transporte real en ese tramo de costa.



Figura 25. Playa al norte del dique de abrigo del Puerto de Granadilla (Tenerife).

En estas circunstancias cabe preguntarse, ¿Está justificada la construcción de un by-pass de arena en este puerto, con el sobre-coste y la servidumbre que implica?

Incluso en el caso de que se llegara a formar playa apoyada en el dique, ¿Estaría justificado ese gasto?.

Que mejor depósito de sedimentos que el natural, entre el dique y la costa. Y si se llegara a apreciar una interrupción de transporte notable, bastaría con trasvasar el sedimento con camiones con la periodicidad que el volumen depositado requiera.

## **8. Aspectos relativos a materiales volcánicos utilizados para construir infraestructuras marítimas artificiales o que conforman las naturales.**

Dado que hay varios capítulos en este mismo libro dedicados a los materiales volcánicos, nos limitaremos aquí a comentar exclusivamente aquellos aspectos de estos materiales que tienen alguna relevancia para la construcción de infraestructuras marítimas artificiales, o que forman parte de las naturales.

### **8.1. Materiales volcánicos usados para la construcción de infraestructuras marítimas artificiales**

Las islas volcánicas producen materiales muy adecuados para la construcción de infraestructuras marítimas artificiales. Los que presentan mayores ventajas respecto a los usados habitualmente para el mismo cometido en territorios no volcánicos, son: Las escolleras, las puzolanas y los áridos basálticos.

#### **8.1.1. Las escolleras**

Sus mejores prestaciones las dan cuando se utilizan en los mantos principales de los diques de abrigo y contradiques de puertos, así como en diques exentos y espigones de playa o en defensas de costa flexibles. También son materiales excelentes para capas de filtro en los diques en talud, banquetas para muelles y para diques-muelles tanto de bloques como de cajones flotantes. Aunque en estos últimos usos no se aprovechen tanto sus características



Los materiales que ofrecen mejor calidad como escolleras para la construcción de infraestructuras marítimas son los basaltos, debido a:

- Su gran densidad ( $d > 2,8 \text{ tn/m}^3$ , pudiendo superar a veces las  $3,5 \text{ tn/m}^3$ ), que permite conseguir pesos mayores con escolleras de menor volumen.
- Su gran dureza y resistencia a compresión. Entre  $2.000$  y  $4.000 \text{ Kg/cm}^2$
- Sus aristas vivas, que le confieren una gran rugosidad. Característica esta muy interesante para una escollera, ya que favorece el rozamiento entre piezas y aumenta la estabilidad de los diques.
- Pero, como contrapartida, los basaltos presentan cierta fragilidad a los impactos, y a veces tamaños de escollera limitados. Por ejemplo, en Canarias es difícil conseguir escolleras de basalto de peso superior a  $4 \text{ t}$  en cantidades suficientes para la construcción de cualquier puerto mediano, ya que sus características diaclasas verticales y los reducidos espesores de las coladas de las erupciones de Canarias, limitan verticalmente las primeras y horizontalmente los segundos, el tamaño de las posibles escolleras.

Eventualmente pueden usarse también fonolitas o traquitas para la construcción de infraestructuras marítimas. Si bien, difícilmente encontraremos un dique, espigón o talud de defensa construido íntegramente de fonolitas o de traquitas, dada su menor angulosidad, aunque si podemos encontrarlas mezcladas con los basaltos en el mismo talud. Tal es el caso del talud de defensa de costa que se muestra en la Figura 26, en la que se puede distinguir claramente las diferencias entre los 3 tipos de escolleras volcánicas citadas.

Probablemente, la característica más destacada del basalto, para su uso como escollera para mantos exteriores de defensa de infraestructuras marítimas es la gran rugosidad y la angulosidad en sus áreas de fractura. Esto hace que presente una resistencia al oleaje incidente sobre el dique muy superior a otros materiales más redondeados y/o más blandos, usados también para escolleras como las calizas o incluso como los granitos.



Figura 26. Escollera con basaltos, traquitas y fonolitas.

Los mantos exteriores de diques, espigones o defensas de costa, ejecutados con escolleras de basalto, presentan mayor estabilidad con menor peso de las piezas, que sus correspondientes ejecutados con materiales no volcánicos. Podríamos analizar casos concretos de diques de escollera de basalto soportando exitosamente un Clima Marítimo mucho más severo del que teóricamente serían capaces de aguantar. Pero por evidentes limitaciones de espacio, solo citaremos, a modo de ejemplo, los diques de la playa de El Camisón, costa W de Tenerife, resueltos con escollera natural de 4 t, y sometidos durante más de 20 años a los grandes temporales del NW y además ubicados en zona de rompientes (Hb de rotura), si bien es verdad que se trata de diques rebasables.

Haremos sin embargo, un análisis más general del tema. Para ello nos referiremos al parámetro que más simplemente identificaría la estabilidad de las distintas piezas del manto exterior de un dique en talud, como es el KD de Hudson. Partiendo de los ensayos y formulas desarrolladas por Irbarren, para determinar el peso medio ( $W$ ) de las piezas del manto exterior de un dique flexible. Hudson obtuvo los valores del parámetro (KD) para diferentes tipos de

piezas, mediante ensayos de oleaje monocromático en canal. La fórmula propuesta por Hudson en su día, fue:

$$W = \frac{\gamma \cdot H_s^3}{K_D \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3 \cdot \cot g \alpha}$$

Siendo: **W**: peso de cada bloque de escollera.

**H<sub>s</sub>**: altura de ola de cálculo del dique.

**cotag α** : cotangente del ángulo del talud del dique

**γ<sub>w</sub>** : densidad del agua de mar

**γ** : densidad del material usado para la escollera.

En la parte superior izquierda de la Figura 27 puede apreciarse, que los valores del parámetro **KD** de Hudson para escolleras varían notablemente cuando las escolleras son redondeadas y suaves como las calizas o granitos, respecto a las escolleras rugosas y angulosas como los basaltos.

| VALORES DE K <sub>D</sub> PARA EL CALCULO DE LOS PESOS A DISPONER EN UNA DEFENSA. |                  |                          |   |                       |                     |           |                          |
|---|------------------|--------------------------|---|-----------------------|---------------------|-----------|--------------------------|
| TIPO DE BLOQUES DEFENSA   | n <sup>(1)</sup> | Colocación               | CRITERIO DE AUSENCIA DE DAÑO Y MENOR REBASE |                       |                     |           |                          |
|   |                  |                          | TRONCO PRINCIPAL                            |                       | MORRO               |           |                          |
|   |                  |                          | K <sub>D</sub> <sup>(2)</sup>               |                       | K <sub>D</sub>      |           |                          |
|   |                  |                          | Rotura de ola                               | No rotura             | Rotura de ola       | No rotura | Talud cotag              |
| ESCOLLERA Redondeo suave  | 3                | Aleatoria                | 2,20  | 2,40                  | 1,10                | 1,90      |                          |
|   |                  | Aleatoria <sup>(3)</sup> | 1,80 <sup>(4)</sup>                         | 2,10                  | 1,40 <sup>(5)</sup> | 2,50      | 1,5 a 3,0 <sup>(6)</sup> |
|   |                  | Aleatoria                |   | 2,90                  |                     | 2,50      |                          |
| Rugoso angular  | 1                | Aleatoria                |   |                       |                     |           |                          |
| Rugoso angular  | 2                | Aleatoria                | 2,00  | 4,00                  | 1,90                | 2,20      | 1,50                     |
|   |                  | Aleatoria                |   |                       | 1,90                | 2,80      | 2,00                     |
| Rugoso angular  | 3                | Aleatoria                | 2,20  | 4,50                  | 2,10                | 4,20      | 0 <sup>(7)</sup>         |
|   |                  | Especial <sup>(8)</sup>  | 5,80  | 7,00                  | 5,30                | 6,40      | 0 <sup>(7)</sup>         |
| Paralelepípedo <sup>(9)</sup>   | 2                | Especial <sup>(10)</sup> | 7,00 a 20,00                                | 8,50 a 24,00          | ---                 | ---       | ---                      |
|   |                  | Aleatoria                |   |                       | 5,90                | 6,00      | 1,50                     |
| Tetrapodo y Cuadrípodo  | 2                | Aleatoria                | 7,00  | 8,00                  | 4,50                | 5,50      | 2,00                     |
|   |                  | Aleatoria                |   |                       | 3,50                | 4,00      | 3,00                     |
| Acrópodo  | 1                | Especial                 | 12,00                                       | 15,00                 |                     |           | 4,3                      |
| Tríbar  | 2                | Aleatoria                | 9,00  | 10,00                 | 8,30                | 9,00      | 1,50                     |
|   |                  | Aleatoria                |   |                       | 7,80                | 8,50      | 2,00                     |
| Anzifer (perforado o no)  | 2                | Aleatoria                | 7,00  | 8,00                  |                     |           | 6,15 a 3,08              |
|   |                  | Aleatoria                |   |                       | 5,90                | 16,00     | 2,00 <sup>(11)</sup>     |
| Bloques   | 2                | Aleatoria                | 15,80 <sup>(12)</sup>                       | 31,80 <sup>(13)</sup> | 7,00                | 14,00     | 5,00                     |
|   |                  | Aleatoria                | 4 a 6                                       | 6,08 a 6,50           | ---                 | 4,00      | ---                      |
| Cubo modificado   | 2                | Aleatoria                | 6,50  | 7,50                  | ---                 | 5,00      | 0 <sup>(14)</sup>        |
|   |                  | Aleatoria                | 8,00  | 9,50                  | 5,00                | 7,00      | 0 <sup>(15)</sup>        |
| Tetrapodo   | 2                | Aleatoria                | 11,00                                       | 22,00                 | ---                 | ---       | 0 <sup>(16)</sup>        |
|   |                  | Aleatoria                | 11,00                                       | 22,00                 | ---                 | ---       | 0 <sup>(16)</sup>        |
| Tríbar  | 1                | Uniforme                 | 12,00                                       | 15,00                 | 7,50                | 8,50      | 0 <sup>(17)</sup>        |
|   |                  | Aleatoria                | 2,20  | 2,50                  | ---                 | ---       | ---                      |

### Las Escolleras Volcánicas y el "Kd" de Hudson

$$W = \frac{\gamma \cdot H_s^3}{K_D \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3 \cdot \cot g \alpha}$$

(1) ATENCIÓN: Los valores de K<sub>D</sub> en cursiva no han sido comprobados con ensayos, se presentan únicamente como datos preliminares de diseño.

(2) Valido para taludes comprendidos entre 1:1 y 1:5

(3) n es el número de copias de bloques de la defensa.

(4) La utilización de escolleras de un único tipo no está recomendado para estructuras suaves y a "rotura" de ola. En el caso de estructuras bajo "no rotura", es posible su utilización únicamente bajo circunstancias especiales. En este tipo de escolleras se deberá cuidar la colocación de los elementos.

(5) Los valores de K<sub>D</sub> se deben limitar, a la época de resultados de mas ensayos, a valores comprendidos entre 1:1 y 1:5. Algunos ensayos realizados sobre muros de defensa demostraron la dependencia K<sub>D</sub>-talud.

(6) Colocación especial con largos ejes de escolleras situados perpendiculares a la línea de defensa.

(7) Escolleras paralelepípedas. Paredes con forma cercana a una bola, con la dimensión mayor tres veces mayor que la dimensión menor.

(8) Según el número de muros de defensa (5% de desplazamiento, balanceo...). Se asume que en su posición balanceo (5%), se deberá reducir el valor de K<sub>D</sub> en un 50% (Zimbarano y Van Vleet, 1982).

(9) La estabilidad de los datos con taludes mas verticales que 1:2, deberá ser comprobada con ensayos que validen el empalmado correctamente.

Curso de Geología Aplicada en proyectos de Ingeniería Civil en Medios Volcánicos. ULL-UPM Juan Antonio Alfonso Mosegué. ICCP 6

Figura 27. Valores del parámetro KD de Hudson para escolleras.



Por ejemplo, supongamos que tuviéramos que ejecutar el tronco de un dique flexible de talud 2/1 sometido a una altura de ola  $H_s = 3\text{ m}$  en situación de "No rotura", y comparamos el peso medio ( $W$ ) de las piezas de escollera, colocadas en 2 capas y de forma aleatoria, ejecutadas con calizas ( $\gamma_c = 2,7\text{ t/m}^3$ ) y con basaltos ( $\gamma_b = 2,85\text{ t/m}^3$ ). Pues bien, con escollera de calizas el peso medio de las piezas tendría que ser de  $W = 3,5\text{ t}$  y con escollera de basalto bastaría con un peso medio de  $W = 1,7\text{ t}$ . Es decir, con el basalto el peso medio de las piezas sería menos de la mitad que con calizas. Pero si además, esa escollera basáltica la colocáramos, también en 2 capas, pero de forma especial para obtener el máximo rendimiento a su rugosidad y angulosidad, lo que dificultaría aún más, que la ola las pudiera sacar las piezas del manto, bastaría con piezas de basalto de un peso medio de  $W = 1\text{ t}$ , es decir 3,5 veces menores que con escolleras de calizas.

La comparación entre basalto y granito de densidades del orden de  $2,7\text{ t/m}^3$ , sería similar.

### 8.1.2. Las Puzolanas

La puzolana natural han sido utilizada como conglomerante hidráulico, desde la época romana (inicialmente en Puzzuoli cerca del Vesubio) hasta la aparición del cemento Portland en el siglo XIX. Es un material natural silíceo o aluminio-silíceo, que se genera en los medios volcánicos por enfriamiento brusco de la lava, aunque no es exclusivo de ellos. Cuando se amasa con agua en su estado natural no endurece. Pero una vez seca y pulverizada, si se le añade agua, reaccionan a temperatura ambiente con el hidróxido de calcio, formando silicatos y aluminatos de calcio que endurecen de forma similar a los conglomerantes hidráulicos actuales.

Es un material muy abundante en muchas islas volcánicas, aunque no se presenta en todas ellas, como es el caso de Madeira, que no tiene puzolana, al menos explotable. En la Figura 28, correspondiente a una cantera de áridos basaltitos del sur de Tenerife, puede verse una capa de puzolana de gran potencia ( $\sim 20\text{ m}$ ) bajo la colada de basalto en explotación. Ambas capas, basalto y puzolana, están separadas por una Toba volcánica rojiza de calcinación.



Figura 28. Cantera de áridos basálticos Archipenque, Arico (Tenerife).

La puzolana tiene aplicaciones en edificación: como piedra ornamental, como aislante acústico en revestimientos interiores de locales, como cerramiento de edificaciones rústicas (el llamado canto blanco), utilizado también en forma de bloques para muros de cercas, balaustradas, albardillas, etc... pero su aplicación más importante es, sin duda, la fabricación de cementos puzolanicos o con alto contenido de puzolana. En Canarias hay canteras que la explotan con este fin, al menos en las dos islas más pobladas, Gran Canaria y Tenerife. Y aunque es un material muy abundante en la zona sur de ambas islas, no toda ella es apta para la producción de cementos. Se establece que para que sirva como adición al clinker debe tener al menos un 25% de sílice reactiva ( $\text{SiO}_2$  reactiva), aunque los valores óptimos de referencia están entre el 36% y el 43%. Los de referencia para el  $\text{Al}_2\text{O}_3$  varían entre el 11% y el 13%. Además no debe tener excesivas impurezas ni fragmentos de rocas volcánicas que encarezcan los tratamientos y dificulten la molienda.

A modo de ejemplo podemos citar, que en el momento de redactar este documento (abril 2014) se fabrican en Tenerife, con puzolana procedente de canteras de la propia isla, tres tipos diferentes de cementos, con las siguientes características suministradas por el fabricante:

Tipo II A-P 42,5 R. Cemento Portland con adición de ~ 15% puzolana y de endurecimiento rápido

Tipo II A-P 42,5 R MR. Cemento Portland con adición de ~ 17% puzolana y de endurecimiento rápido y resistente al agua de mar.

Tipo IV B-P 32,5 Cemento PUZOLANICO, con contenido de hasta un 40% de puzolana y de endurecimiento lento.

Hay que destacar, que en ninguno de estos tipos de cemento y en especial en el MR, aparece componente caliza alguna, según declaración del fabricante y certificación de AENOR.

### 8.1.3. Los Áridos Basálticos

De entre todos los materiales volcánicos susceptibles de ser explotados para la producción de áridos para hormigones y asfaltos, los basálticos son los que mejor cumplen las prescripciones que la Instrucción de Hormigón Estructural Española (EHE08), impone a los áridos para hormigones estructurales.

En la Figura 28 ya citada, puede verse una explotación de áridos basálticos, claramente identificados por su color gris oscuro característico, en una cantera del sur de la isla de Tenerife, lo que hace que los hormigones fabricados con ellos sean también bastante oscuros, en contraste con los fabricados con áridos calizos.

La alta densidad de estos áridos ( $d > 2,8 \text{ t/m}^3$  y con valores máximos de hasta  $3,5 \text{ t/m}^3$ ) los hacen especialmente indicados para hormigones en masa para estructuras marítimas flexibles, ya que producen hormigones también de alta densidad, por lo que se necesita menos volumen de hormigón para obtener el mismo peso de las piezas del manto principal de defensa de los diques en talud. Debido a la alta resistencia a compresión del basalto, los hormigones fabricados con estos áridos consiguen mas económicamente resistencias a compresión mas altas, en especial si se trata de áridos basálticos de machaqueo.

Otro aspecto destacables de los áridos basálticos de coladas masivas, es que suelen tener un escaso contenido de finos arcillosos. Sus finos son fundamentalmente basaltitos, generados mayoritariamente en las operaciones de trituración. Cuando el molino secundario de la instalación de machaqueo es un molino de conos, el contenido en finos basaltitos suele ser algo menor que cuando se utilizan molinos de impacto. Tanto con un tipo de molino como con el otro, no es difícil que en una explotación de áridos basálticos se alcancen valores medios del Equivalente de Arena alrededor de 80, ya que la mayoría de sus finos son arenosos y no floculan ni quedan suspendidos en la solución. En lo que respecta al ensayo de Azul de Metileno, dada la naturalza basáltica de los finos de estos áridos, ya comentada, y la escasa presencia de arcillas y materiales orgánicos, difícilmente superan el valor 0,6 gr de Azul/100 gr de finos.

Expuesto lo anterior, nos parece interesante comentar aquí, un tema que consideramos relevante y de interés general para las islas volcánicas con explotaciones de áridos basaltitos de machaqueo, y que ha resultado especialmente polémico en una importante infraestructura marítima que se construye actualmente (abril 2014) en Tenerife. La polémica ha surgido debido a una errónea interpretación de la prescripción de la EHE08, respecto al máximo contenido de finos (% que pasa por el tamiz 0,063 mm) en los áridos usados para fabricar hormigones para estructuras marítimas.

Los porcentajes de finos de los áridos basálticos gruesos (gravillas y gravas) procedentes de una colada masiva, no suele superar el 1,5%, sin aplicarle ningún tratamiento específico para su eliminación. Este es el valor máximo que prescribe la EHE08 para los tamaños gruesos de áridos NO calizos cuando se utilizan para la fabricación de hormigones estructurales. Sin embargo, las arenas de machaqueo procedentes de estas mismas coladas basálticas, suelen tener porcentajes de finos en torno al 10%, si no se le aplica ningún tratamiento específico para su eliminación. Y no se suele aplicar, por no ser necesario y además por los problemas medioambientales que ello conllevaría.

Según esto, pudiera parecer que estas arenas basálticas, no cumplen la EHE08 cuando se utilizan en la fabricación de hormigones para infraestructuras marítimas. Ya sea por el ataque químico (Qb) a hormigones en masa en contacto con agua de mar, como es el caso de los elementos prefabricados del manto exterior de defensa de diques flexibles, espaldones, muelles de gravedad, etc... ya sea por la corrosión de armaduras por cloruros, en hormigones armados sometidas a la clase de exposición marina: tipo IIIa (estructuras marítimas

armadas por encima del nivel de pleamar o en zonas costeras), tipo IIIb (estructuras marítimas armadas sumergidas) o tipo IIIc (estructuras marítimas armadas situadas en la carrera de marea o en zona de salpicaduras).

Haciendo una lectura parcial de la EHE08, parece que esta, limita al 6% el porcentaje máximo de finos para el árido fino de machaqueo NO calizo, si se utilizan en la fabricación de hormigones para infraestructuras marítimas sometidas a las clases de exposición antes citadas. Es decir, Qb para hormigones en masa y IIIa, IIIb o IIIc para hormigones armados. Este 6% se calcula sobre la proporción del árido fino utilizado para fabricar 1 m<sup>3</sup> de hormigón.

En marzo de 2012 el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), redactó un informe, firmado por el Ingeniero de Caminos D. Joaquín Romero Postiguillo (8), en el que analiza expresamente el contenido máximo de finos de unos áridos basálticos a utilizar en la fabricación de hormigones para obras marítimas. En dicho informe se dice expresamente que la razón por la que la EHE08, limita el contenido de finos en los áridos de cualquier naturaleza, se debe a que esas partículas demandan mucha agua, debido a su gran superficie específica respecto a su volumen. Esta demanda de agua aumentaría la relación agua/cemento y disminuiría la durabilidad del hormigón por el aumento de su porosidad y permeabilidad.

Pero, como también dice el citado informe de la IECA, lo que la EHE08 trata de controlar, no es el contenido específico de finos de los áridos, sino el contenido TOTAL de finos del m<sup>3</sup> de hormigón, fabricado con ellos. Ya que es el hormigón, el material estructural que aumentaría su porosidad y disminuiría su durabilidad si tuviera un exceso de estos finos.

Por eso, en el artículo 31.1 de la EHE08 se establece que: *“La cantidad TOTAL de finos en el hormigón, resultante de sumar el contenido de partículas del árido grueso y del árido fino que pasan por el tamiz UNE 0,063 mas la componente caliza del cemento, si la hubiera, deberá ser inferior a 175 Kg/m<sup>3</sup>”*. Además se establece, que caso de utilizar agua reciclada, dicho límite puede incrementarse hasta 185 Kg/m<sup>3</sup>.

Se da la circunstancia, de que en los cementos puzolánicos fabricados en Canarias, y el particular en el Tipo II A-P 42,5 R MR (resistente al agua de mar) utilizado para la fabricación de hormigones para infraestructuras marítimas, no aparece componente caliza alguna, según declaración del fabricante y certificación de AENOR. Por lo tanto la totalidad de los finos que hay en un m<sup>3</sup> de

hormigón utilizando los áridos basálticos con los porcentajes de finos arriba comentados, apenas alcanza los 107 Kg/m<sup>3</sup>. Muy lejos de los 175 Kg/m<sup>3</sup> que admite la norma, o de los 185 Kg/m<sup>3</sup> admisibles si se utiliza agua reciclada. Límite a partir del cual, la EHE08, considera que el hormigón aumentaría su porosidad y disminuiría su durabilidad por un exceso de finos.

Con estos cementos puzolánicos, se podría llegar hasta un 17% de finos en la arena basáltica y cumplir estrictamente el porcentaje total de finos que la EHE08 establece para los hormigones en masa o armados a utilizar en infraestructuras marítimas.

Nos ha parecido interesante aprovechar esta oportunidad para exponer, esta lamentable y estéril polémica surgida en una isla volcánica, por si fuera de aplicación en otras islas volcánicas, y que denota lo ridículo y costoso que puede llegar a ser la aplicación estricta de una norma, leída solo parcialmente, sin analizar la razón última y verdadera de la prescripción.

## 8.2. Materiales volcánicos que conforman las infraestructuras marítimas naturales

Las costas de las islas volcánicas, tienen características propias. Sus edificios volcánicos se han generado por erupciones a grandes profundidades, a veces superiores a los 4.000 m. Las estructuras de esos edificios tardan en consolidarse y frecuentemente han sido objeto de grandes deslizamientos gravitacionales, previos a su situación de equilibrio actual. Canarias y Hawai son ejemplos vivos de ello (Perez Torrado, 2006).

Afortunadamente, para los que vivimos en estas islas, todos estos grandes deslizamientos se han producido en épocas geológicas, y no históricas. Y han ido estabilizando los edificios volcánicos a lo largo del tiempo y conformando la variedad de perfiles típicos de estas islas, tanto terrestres como submarinos.

Por otra parte, las lenguas de lava fluyendo hacia el mar, han hecho que en las costas de las islas volcánicas abunden los arrecifes y restingas, las charcas intermareales, los acantilados costeros, además de las playas tanto apoyadas como encajadas, y tanto de perfil completo como incompleto, de las que ya hemos hablado (ver Figura 29).





Figura 29. Lengua de lava del volcán de San Juan (1949). Costa oeste de La Palma.

En lo que respecta a los materiales que forman parte de las playas naturales en islas volcánicas, hay que decir, que, se distinguen de las de medios no volcánicos, fundamentalmente por sus características mineralógicas, más que por las granulométricas o por las de forma. Las playas de estas islas o son de gravas y bolos, o son de arena.

En lo que respecta a las playas de gravas y bolos, hay que decir que en las islas más modernas, abundan las playas encajadas de fuerte pendiente y muy reflexivas con estos materiales. La composición mineralógica de estas gravas y bolos procede casi íntegramente de fragmentos de rocas volcánicas y minerales pesados que han sido arrastrados por los barrancos hasta su desembocadura en el mar.

En lo que respecta a las arenas, cabe decir que en las islas más antiguas, aparecen las grandes formaciones sedimentarias de playas abiertas ya comentadas, como las de Corralejo y Jandía en Fuerteventura o las playas de Sal o Boa Vista en Cabo Verde. Por el contrario, en las islas más modernas, predominan las playas de arena encajadas o apoyadas con mayor heterogeneidad en su composición mineralógica.

La Dirección General de Puertos y Costas del antiguo MOPU realizó a finales de los años 80 varios estudios geofísicos marinos en todas las islas Canarias, buscando zonas de posibles préstamos submarinos de arenas para la regeneración de playas. En estos estudios, se tomaron y analizaron, cientos de muestras de arena a lo largo de todo el litoral de las islas, especialmente submarinas y hasta la cota -50 aproximadamente. Así mismo se midieron espesores de arena de esas zonas de posibles préstamos y se estimaron los volúmenes disponibles en cada una de ellas.

Centrándonos en el análisis mineralógico realizado en los citados estudios, podemos clasificar las arenas en 3 tipos básicos:

**a.- Arenas con predominio de la componente terrígena.** Tienen un porcentaje mayoritario de fragmentos de roca, minerales opacos y olivinos procedentes de la erosión de productos volcánicos. Se caracterizan por su color oscuro cuando no claramente negro. Un ejemplo representativo de este tipo de arena negra puede ser la de los fondos marinos de la playa de Erques, en el sur de Tenerife. Su análisis mineralógico arroja: un 87% de fragmentos de roca volcánica, un 3% de minerales opacos, un 8% de vidrio volcánico, olivino y anfíbol y solo un 3% de bioclastos. Otros caso similares pueden ser las arenas negras de las Playas de Tzacorte, Puerto Naos, Charco Verde, etc. La Palma o la playa de la Arena o la de Puerto Santiago en Tenerife, y muchas otras en las islas occidentales Canarias.

**b.- Arenas con predominio de la componente bioclástica.** Tienen un porcentaje mayoritario de bioclastos, de naturaleza calcárea orgánica, generalmente restos de gasterópodos, corales, foraminíferos, bivalvos, etc...Se caracterizan por su color claro. Un ejemplo representativo de este tipo de arena blanca puede ser la de las playas Corralejo y Jandía en Fuerteventura y las de Isla de Sal (Figura 30) y Boa Vista en Cabo Verde. Otros casos típicos serían las playas encajadas y de perfil incompleto sobre fondos frontales indeformables de arrecifes costeros en el entorno de Gerogetown, Isla Ascensión (Figura 31).

**c.- Arenas MIXTAS.** Entre las arenas negras de claro predominio de la componente terrígena volcánica y las blancas de claro predominio de la componente calcárea bioclástica, hay una amplia gama de variedades mixtas, cuya coloración es tanto mas oscura cuanto mayor sea el porcentaje de minerales opacos y fragmentos de rocas volcánicas y tanto mas clara cuanto mayor sea el porcentaje de bioclastos. Un ejemplo representativo de esta arena mixta puede ser la de la playa de La Tejita en el T.M. de Granadilla, Tenerife, que



contiene un 64% de componente terrígena (19% de cuarzo brillante, 4% de feldspatos, 2% de mica, 37% de fragmentos de roca volcánica y % de minerales opacos) y un 36% de bioclastos.



Figura 30. Playa de Santa María. Isla de Sal. Cabo Verde.

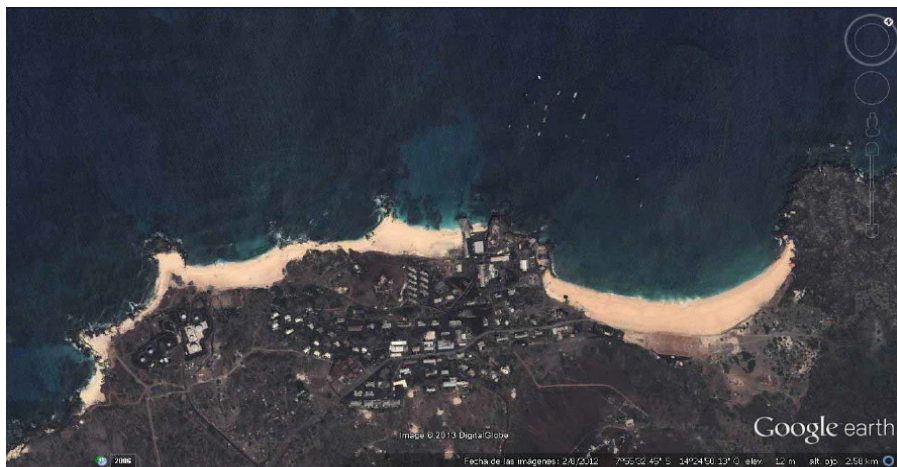


Figura 31. Playas de perfil incompleto sobre fondos frontales indeformables de arrecifes y restingas, con arena tipo b) en el entorno de Georgetown. Isla Ascención.

## 9. Bibliografía

- Pagina web del PIANC. The World Association for Waterborne Transport Infrastructure ([www.pianc.org](http://www.pianc.org))
- Iribarren, Ramón (1941). "Obras de abrigo de los Puertos". Revista de Obras Públicas. N° 2709.
- Afonso J.A. (2013). "La ingeniería de cajones flotantes, el desembarco de Normandía y los Mulberries". Cursos de Expertos en Ingeniería de Puertos y Costas ULPGC 2008 a 2013. Master en Ingeniería de Puertos y Costas ULL-ULPGC.
- US Army Corps of Engineers, eds.(1987). Shore Protection Manual. Washington DC.
- Van der Meer, J.W. "Stability of breakwater armour layers. Design Formulae". Coastal Engineering, 11. Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam
- Garau, C. (1984). "La pendiente de la playa y el tamaño de la arena". Revista de Obras Públicas. Diciembre 1984, pag. 943 a 960
- Birkemeier, W. A. (1985). "Field Data on Seaward Limit of Profile Change". Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering. Volume 111, Issue 3 (May 1985)
- Romero Postiguillo, J. (2012). "Informe sobre el contenido máximo de finos de los áridos para hormigones". IECA. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. Marzo 2012
- De la Peña, J.M. (2007). "Guía Técnica de Estudios Litorales". CICCIP. eds. Madrid.
- Pagina web de Puertos del Estado. Oceanografía y Meteorología. ([www.puertos.es](http://www.puertos.es))
- Puertos del Estado. Programa ROM. "Recomendaciones para Obras Marítimas". Madrid.
- Van der Meer, J.W. (1988) "Roock Slope and gravel beaches under wave attack". Thesis, Delf University of Technology.
- Van der Meer, J.W. (1993). "Conceptual design of rubble mound breakwater". Delft Hydraulics Publication. Number 483. Dec. 1993.
- Del Moral, R y Berenguer, J.M.. eds (1980). Ingeniería de Puertos y Costas. Madrid
- Negro, V y Varela, O. (2002). "Diseño de diques rompeolas". Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Madrid.

- Afonso J.A. (2000). Programa de Clima Marítimo de Canarias (CLIMACAN) Proyectos de Obras Marítimas de Satocan.
- Proceedings .1er Encuentro Técnico en Diseño y Construcción de Obras Portuarias. Toma de datos. Modelos Matemáticos y Físicos. Las Palmas de G.C. Marzo 2007.
- Y. Goda (1970). Random Seas and Desing of Maritime Structures. Yokohama National University – World Scientific
- Afonso J.A. (2007). El Clima Marítimo de Canarias. Apuntes del Curso de Experto en Ingeniería de Puertos y Costas ULPGC. Agosto 2007
- Afonso J.A. (2007). El Clima Marítimo de Canarias. Oleajes, Temporales y su predicción. Boletín de la Real Sociedad Económica de Amigos del País de Tenerife.
- Perez Torrado et all (2009). Tsunami deposits related to flank collapse in oceanic volcanoes: The Agaete Valley evidence, Gran canaria, Cnary Islands. Marine Geology. Volume 227. Issues 1-2, 15 march 2006, pag 135-149.
- MOPU. Estudios geofísicos marinos de las islas Canarias. Intecsa, Esgemar y otros.(Inédito).

## CAPÍTULO 9

---

# Estudios geológicos aplicados a las obras públicas en terrenos volcánicos

Roberto Poncela Poncela

### Introducción

La Geología como disciplina aplicada a las obras públicas cobra auge a partir de la segunda mitad del siglo XX, como consecuencia de la individualización como licenciatura específica en Ciencias Geológicas (1954) y la creación del Ilustre Colegio Oficial de Geólogos (1978), además de los avances tecnológicos y de ingeniería, a lo que se ha unido una importante inversión pública en las últimas décadas motivada no solo por carencias en infraestructuras, sino también como una demanda social ampliamente respaldada por la "*moderna sociedad del bienestar*", que entiende que dichas infraestructuras son esenciales para la vertebración social y desarrollo económico de un territorio, todo ello, además, encajado en un escrupuloso respeto por el medioambiente.

En este sentido, dado que la GEA -en sentido amplio- es el medio soporte en donde se desarrollan las actividades humanas y se asientan las infraestructuras, es importante el conocimiento geológico así como la correcta caracterización del terreno. Ello es especialmente relevante en territorios volcánicos, donde los litotipos existentes muestran una serie de singularidades intrínsecas a su propia génesis y a los procesos que les afectan, y que hasta hace poco tiempo se tenía un cierto desconocimiento sobre su comportamiento mecánico, y se recurría a correlaciones con otro tipo de materiales, incluso aplicándose Normas e Instrucciones por "*asimilación de características y siempre del lado de la seguridad*".

En este capítulo se pretende desarrollar los aspectos más relevantes del estudio geológico en relación a la obra pública en terrenos volcánicos.

## 1. Geología y obras públicas

Se puede definir la "Geología" de acuerdo con el glosario del ICOG (Ilustre Colegio Oficial de Geólogos) como la "*Ciencia que trata de la forma exterior e interior del globo terrestre; de la naturaleza de las materias que lo componen y de su formación; de los cambios o alteraciones que estas han experimentado desde su origen, y de la colocación que tienen en su actual estado*".

Esta definición, aunque generalista, muestra los ejes fundamentales de la profesión: no sólo se describen formas (aspecto más naturalista), sino también procesos y evolución (aspecto dinámico y técnico).

Por ello, el geólogo/a como profesional en la materia se convierte en uno de los especialistas competentes y más capacitados para desempeñar su función.

Hasta hace unas décadas la población no tenía una idea suficientemente clara de lo que hacían los geólogos/as, en parte por no haber sido capaces de transmitir esa labor y, por otro lado, debido a la competencia con otros profesionales de reconocido prestigio, ligados también a las obras públicas, a los que tradicionalmente se les ha asociado.

Si bien la Geología como rama de las Ciencias Naturales tiene una dilatada tradición secular, como disciplina aplicada a las obras públicas en España cobra auge a partir de la segunda mitad del siglo XX, como consecuencia de la individualización como licenciatura específica en Ciencias Geológicas (1954) y la creación del Colegio Oficial de Geólogos (1978).

El conocimiento geológico del terreno adquiere más importancia por cuanto las intervenciones sobre el mismo son cada vez más complejas, requieren importantes inversiones y suelen entrañar mayores riesgos (ICOG, 2009). Es imprescindible conocer adecuadamente la geología de superficie y la del subsuelo para poder interpretar correctamente la historia geológica y los procesos que han tenido lugar, así como los que se pueden producir en un futuro.

Las infraestructuras civiles -obras lineales, hidráulicas, puertos, edificación, etc.- son cada vez más importantes y frecuentemente singulares -por su ubicación, por su uso, por su carácter de diseño, ..., lo que plantea nuevos retos y desafíos que requieren un profundo conocimiento del lugar donde se van a asentar.

Unido con lo anterior hay que destacar el factor *escala temporal*: muchos de los procesos geológicos se desarrollan en millones de años y, sólo algunos, casi instantáneamente, a escala humana, motivo por el que se pueden elaborar conclusiones erróneas y tener sensación de falsa seguridad, a lo que hay que añadir la interacción antrópica, no siempre controlada o adecuadamente ejecutada.

Por último, destacar que la realización de estudios geológicos aplicados a las obras públicas debe estar orientada a su fin principal, que es el conocimiento geológico del terreno (superficial y subsuelo), e interrelacionado con el reconocimiento geotécnico del mismo, siendo frecuente que se desarrollen ambos simultáneamente (eficacia y eficiencia geológicas). En este sentido, sin pretender usurpar el campo de la Geotecnia ni de la Ingeniería Geológica, parece muy recomendable que las conclusiones se estructuren de origen con una visión "geotécnica" que, sin perder el rigor que se exige a la descripción geológica, permita una clara identificación de las unidades geotécnicas o geológico-geotécnicas (Estudios Geológico-Geotécnicos).

## 2. Medio geológico y escalas temporal y espacial

El medio geológico, que engloba al macizo rocoso y al suelo, está en constante evolución puesto que todos los procesos que actúan sobre la Tierra son dinámicos y evolutivos. Ello incluye también las interacciones que el hombre ejerce sobre el medio ambiente, alterando las situaciones naturales.

Desde la propia formación de la Tierra (hace unos 4.500 Ma) hasta la actualidad, tanto los procesos físico-químicos como geológicos necesitan de tiempo para su manifestación. Desde el punto de vista geológico, muchos de estos procesos suelen durar millones de años -como la orogénesis-, fuera de la escala humana apreciable por una o varias generaciones, por lo que muchas veces se tiende a ignorar esta situación apoyada en una "falsa sensación de seguridad". En cambio, no ocurre lo mismo con otros procesos como terremotos, erupciones, tsunamis, etc., cuya manifestación es casi instantánea y perceptible por la población (lamentablemente con pérdidas humanas en muchos casos), lo que hace que se tome consciencia de estas situaciones.

La comparación entre las escalas de tiempo geológico y humano y el conocimiento de los procesos geológicos es fundamental para apreciar y valorar las consecuencias de los factores y riesgos geológicos: la mayoría de obras públicas se proyectan para una vida útil entre 50 a 100 años, sin embargo suelen exigirse garantías de seguridad geológica y ambiental entre 500 a 1.000 años, hasta más de 10.000 años como sucede en el caso de los emplazamientos para almacenamiento de residuos radiactivos (González de Vallejo et al., 2002).

Otro factor importante a tener en cuenta es el de la escala espacial, es decir, la cartografía geológica. Así como en geología general las escalas vienen condicionadas por las unidades geológicas, estructuras y otros elementos a representar, generalmente comprendidas entre 1:50.000 (1:25.000 en terrenos insulares) a 1:1.000.000, en el caso de las obras públicas las escalas suelen variar entre 1:10.000 a 1:500. Si bien es imprescindible realizar esta cartografía geológica de detalle, objeto del proyecto, no hay que olvidar el contexto regional, dado que pueden aparecer factores geológicos o riesgos cuyo alcance podría afectar a la zona de proyecto aún cuando no se manifiesten en ésta.

Esta situación, general para cualquier contexto geológico, se agrava más en terrenos volcánicos, pues tradicionalmente las zonas ocupadas sobre terrenos volcánicos han sido muy reducidas en cuanto a otro tipo de materiales (paradójicamente las rocas ígneas son las más abundantes en el planeta), lo que ha llevado a una práctica de ingeniería y desarrollo normativo importante, en detrimento de estos materiales de naturaleza volcánica.

No obstante, la aparición de la Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias (GETCAN-11, 2011) ha supuesto un punto de inflexión en la caracterización de terrenos volcánicos por cuanto, en este tipo de litologías, la caracterización geológica suele ir acompañada por una diferenciación geotécnica singular, por lo que no puede entenderse la segunda sin una correcta cartografía litovolcánica.

### 3. Investigación geológica en terrenos volcánicos

La investigación geológica debe abordarse de acuerdo con el alcance de la fase de proyecto en la que nos encontremos; no obstante, al igual que sucede con la campaña de reconocimiento geotécnico, de cuanto más información se disponga (a coste razonable y asumible) mejor y más precisa será la ejecución de la siguiente fase de proyecto que, a la postre y en general, se traducirá en menores desviaciones presupuestarias en la fase de construcción.

Las técnicas de investigación geológica aplicadas a los terrenos volcánicos son en general las clásicas para otros terrenos pero pueden resumirse en la Tabla 1.

Tabla 1. Propuesta de investigaciones geológico-geotécnicas por fases de proyecto en terrenos volcánicos (simplificada y adaptada de González de Vallejo et al., 2002).

| Fase de Proyecto                       | Actividad y trabajos de investigación   |
|--|---|
| Estudio Previo / Estudio de Viabilidad | Recopilación y revisión de información preexistente: documentación y cartografía temática.  |
|  | Fotointerpretación: fotografía aérea y teledetección. Cartografías geológicas de síntesis.  |
|  | Visita y reconocimiento previo de campo: reconocimiento de elementos geológicos, procesos, problemas geoambientales, etc.         |
| Anteproyecto                           | Cartografía geológico-geotécnica (escalas 1:5.000-1:10.000): litoestratigrafía y estructura, geomorfología e hidrogeología.       |
|  | Datos hidrológicos-hidrogeológicos.   |
|  | Investigaciones geológico-geotécnicas básicas: sondeos y calicatas, prospección geofísica, ensayos de laboratorio.                |
| Proyecto                               | Investigaciones geológico-geotécnicas de detalle: sondeos y calicatas, prospección geofísica, ensayos "in situ" y de laboratorio. |
|  | Cartografía geológico-geotécnica de detalle (escalas 1:500-1:2.000): mapas geológico-geotécnicos de detalle.                      |
| Construcción                           | Seguimiento geológico-geotécnico: geoplanos de obra.  |
|  | Instrumentación: instalación y lectura instrumental. Ensayos "in situ".   |
| Explotación                            | Auscultación: Seguimiento obra-terreno.   |

En cualquier caracterización geológica del territorio se debe comenzar por una recopilación de información que, a día de hoy, suele tener cobertura de muchas partes del globo. La influencia de las TIC en los últimos años ha sido decisiva para el intercambio y búsqueda rápida de información. De la revisión documental y fotogeológica, que permite cubrir extensas áreas en poco tiempo hay que pasar al reconocimiento y exploración de campo, imprescindible para cualquier labor geológica, en especial de índole aplicada. Cada proyecto es singular por lo que resulta imprescindible una correcta planificación de las investigaciones de campo a realizar.



Esta tarea requiere de experiencia por su complejidad y deben considerarse los siguientes factores (extraído y adaptado de González de Vallejo et al., 2002):

- Objetivos del proyecto.
- Fisiografía de la zona: condiciones de accesibilidad.
- Condicionantes geológicos (regionales y locales).
- Tipo y métodos de investigación.
- Redacción de informes en lenguaje técnico pero adecuado a la problemática y a los diversos profesionales que deben leerlos.
- Cronograma y costes previstos.

### 3.1. Métodos de exploración del terreno

En obra pública, como la resultante final es la construcción de una infraestructura, la parte geológica debe ir coordinada con la geotécnica, pues esta va a depender de aquélla. Ello significa que las descripciones, reconstrucciones geométricas e interpretaciones geológicas deben expresarse en un lenguaje técnico que permita la comprensión de lo que se dice por parte de los diversos profesionales que intervendrán en el proceso de redacción de proyectos, así como ejecución de obra, cuyo contacto debe de ser siempre permanente.

Por cuestiones de operatividad, esta exploración suele realizarse por parte de geólogos o ingenieros geólogos con conocimientos en geotecnia, por supuesto sin excluir a otros profesionales en ciencias de la tierra, con cualificación adecuada.

Los principales métodos de exploración e investigación para cualquier tipo de litologías son también aplicables en terrenos volcánicos, y se muestran la Tabla 2 (adaptado de Cerdá y Ferrer, 1999):

Tabla 2. Principales métodos de exploración e investigación geológica en terrenos volcánicos (simplificada y adaptada de Cerdá y Ferrer, 1999).

| Método de investigación                   | Actividad y trabajos de investigación   |
|---|---|
| Cartografía geológica (memorias y planos) | <i>Regional:</i> mapas geológicos, sismoestructurales, tectónicos, litológicos, geotécnicos, rocas industriales, riesgos geológicos, etc.   |
|   | <i>Local:</i> cartografía geológica de detalle para el proyecto, si bien también puede estar disponible de otros informes, tesis, etc.  |
| Fotogeología y teledetección              | Análisis de las fotogramas a escalas regionales y de detalle (generalmente vuelos contratados a escala 1:5.000).  |
|   | Ocasionalmente puede ser interesante el análisis de fotos de satélite.  |
| Investigaciones directas                  | <i>En superficie:</i> basadas en topografía de detalle (escala $\leq$ 1:5.000). La densidad de observaciones debe realizarse en función de la escala de trabajo, pues es poco práctico tomar datos que no pueden representarse a la escala requerida. Suelen ser medidas directas en afloramientos (geometrías, buzamientos, ejes, lineaciones, etc.), datos hidrológicos, hidrogeológicos, etc. Está relacionada con las estaciones geomecánicas.  |
|   | <i>En profundidad:</i> en general se destruye y se altera una parte o la totalidad del terreno atravesado. Dado que suelen conllevar costos importantes y cuya realización requiere de personal especializado, deberá obtenerse siempre la mejor y más completa testificación geológica. En todos los casos pueden realizarse ensayos "in situ" y tomar muestras para análisis en laboratorio (petrológico, geoquímico, etc.). Se clasifican en: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Calicatas y zanjas.</li> <li>• Pozos y sondeos.</li> <li>• Galerías.</li> </ul>   |
| Investigaciones indirectas                | Permiten el reconocimiento del terreno sin necesidad de alterarlo aunque no se tenga acceso directo a él. Por lo general se basan en la medición en superficie de alguna propiedad física de las litologías que constituyen el terreno y/o de su disposición espacial ( <i>prospección geofísica</i> ). Hay que incidir que estos métodos indirectos por sí solos tienen un valor muy limitado y siempre deben ser contrastados con los estudios geológicos realizados en la zona. Los principales métodos pueden agruparse en: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Eléctricos.</li> <li>• Sísmicos.</li> <li>• Magnéticos.</li> <li>• Gravimétricos.</li> </ul> |

### 3.2. Volcanismo efusivo y litotipos.

En terrenos volcánicos, es fundamental una correcta y precisa caracterización de las litologías presentes, tanto en sus variaciones laterales como en su distribución y geometrías en la vertical, dado que la heterogeneidad espacial es muy acusada, lo que condiciona de manera especial cualquier actuación sobre el terreno.

Si bien los materiales volcánicos son sobradamente conocidos por los especialistas, no existía una sistemática clara orientada a la obra civil, lo que motivó que por parte del Gobierno de Canarias se iniciase una caracterización de los litotipos volcánicos, así como su relación con las unidades geotécnicas de aplicación directa de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación (CTE-DBSE-C, 2008), y que se tradujeron en la publicación de la "*Guía para la Planificación y realización de Estudios Geotécnicos para la edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias (GETCAN-011, 2011)*", a día de hoy catalogada como documento reconocido CTE-DR/045/13.

El archipiélago canario, como referente volcánico por excelencia, tiene una gran variedad de materiales volcánicos, independientemente de su volcano-estratigrafía, y que abarcan un amplio espectro litológico (Figs. 1-a y b). Según esto se pueden dividir en dos grupos fundamentales (GETCAN-011, 2011):

- Coladas de lavas ("pahoehe", "aa" y en bloques).
- Piroclastos (depósitos plinianos, ignimbritas y "conos de cinder").

Estas manifestaciones suelen ir acompañadas de formas singulares en el relieve, bien por la propia estructura genético-deposicional, bien como consecuencia de la erosión diferencial (Fig. 2-a y b). En este sentido, la presencia de diques intrusivos -de composición basáltica o fonolítica predominante-, que pueden atravesar la mayoría de litologías, especialmente en los ejes estructurales, son también elementos relevantes dado que condicionan la geomorfología, además de la circulación del flujo subterráneo.

Para la caracterización de litotipos cohesivos en función de las manifestaciones subaéreas, se tuvieron en cuenta, además de los criterios litológicos, criterios texturales (texturas afaníticas, porfídicas y traquíticas) y de vesicularidad.

En el caso de los litotipos sueltos o con cierta cohesión como consecuencia de procesos de soldadura débil, los criterios tenidos en cuenta fueron los litológicos, granulométricos y de cementación.

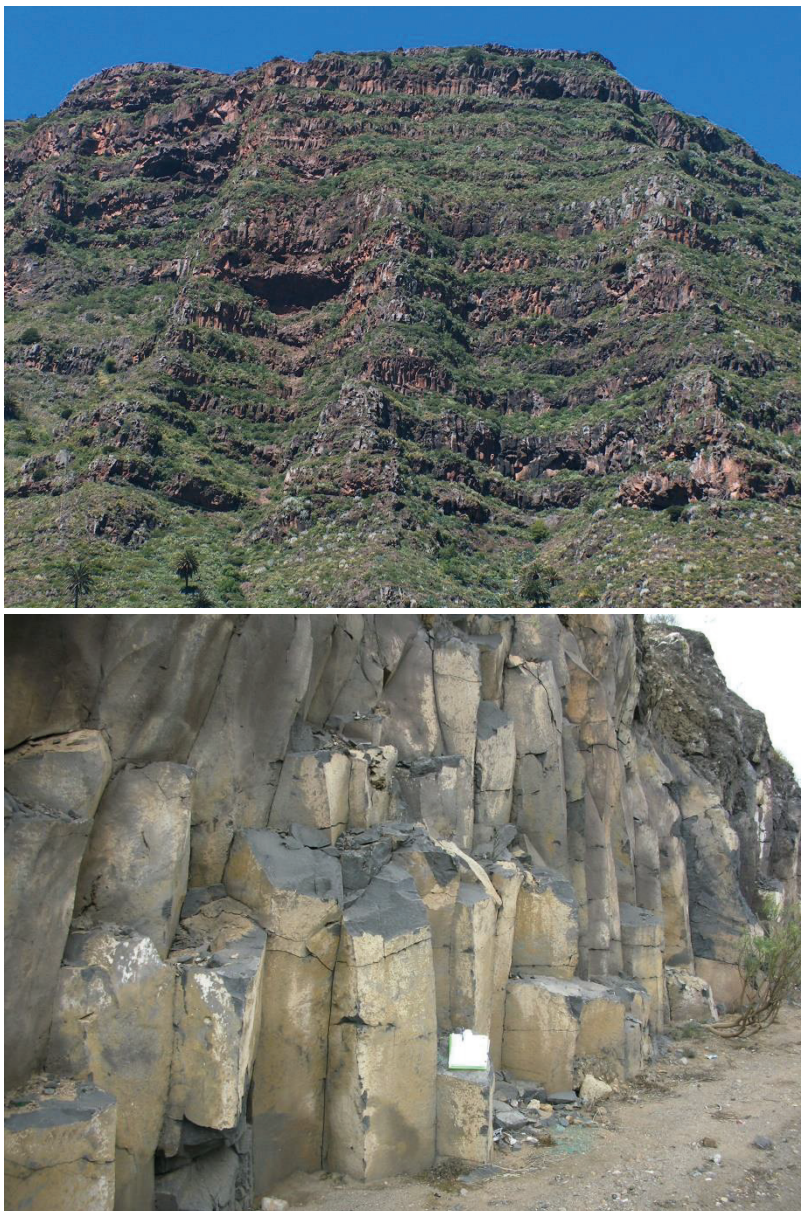


Figura 1-a. Litotipos volcánicos más representativos de Canarias. Apilamiento de coladas de lavas basálticas (B) y escorias alternantes (ES) de techo y muro. Abajo: basaltos (B) con disyunción columnar. Fotos: EurGeol Roberto Poncela.





Figura 1-b. Litotipos volcánicos más representativos de Canarias. Arriba: ignimbrita no soldada (IG-NS) o "tosca". Abajo: piroclasto basáltico suelto (LPS) o "picón". Fotos: EurGeol Roberto Poncela.



Figura 2-a. Disposición y geometría de elementos singulares volcánicos. Arriba: cono y cráter volcánico (volcán Teneguía, La Palma). Abajo: cono de "cínider" (Montaña de El Mojón) y caldera (Caldera del Rey -al fondo), Tenerife. Fotos: EurGeol Roberto Poncela.



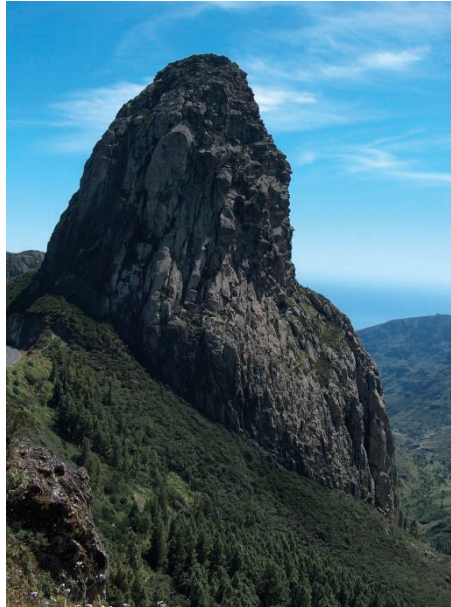


Figura 2-b. Disposición y geometría de elementos singulares volcánicos. Arriba: pitón fonolítico (Roque de Agando, La Gomera). Abajo: superposición de elementos Traquibasálticos, fonolíticos y piroclásticos de la Serie II (Barranco de Chabugo, Tenerife). Fotos: EurGeol Roberto Poncela.

Con todos estos criterios, los geólogos J.A. Rodríguez Losada y L.E. Hernández Gutiérrez (GETCAN-011, 2011) definieron los siguientes litotipos de rocas volcánicas de Canarias (Tabla 3) que, por su naturaleza, son susceptibles de utilización en cualquier dominio volcánico del planeta.

Tabla 3. Principales litotipos volcánicos de Canarias (GETCAN-011, 2011).

|                      |                         |                            |                |        |
|----------------------|-------------------------|----------------------------|----------------|--------|
| ROCAS                | BASALTOS (B)            | OLIVÍNICO-PIROXÉNICOS (OP) | Vacuolares (V) | B-OP-V |
|                      |                         |                            | Masivos (M)    | B-OP-M |
|                      |                         | PLAGIOCLÁSICOS (PL)        | Vacuolares (V) | B-PL-V |
|                      |                         |                            | Masivos (M)    | B PL M |
|                      |                         | AFANÍTICOS (AF)            | Vacuolares (V) | B-AF-V |
|                      |                         |                            | Masivos (M)    | B-AF-M |
|                      | ESCORIÁCEOS (ES)        |                            | B-ES           |        |
|                      | TRAQUIBASALTOS (TRQB)   |                            |                | TRQB   |
|                      | TRAQUITAS (TRQ)         |                            |                | TRQ    |
|                      | FONOLITAS (FON)         |                            |                | FON    |
|                      | IGNIMBRITAS (IG)        | SOLDADAS (S)               |                | IG-S   |
| NO SOLDADAS (NS)     |                         | IG-NS                      |                |        |
| PIROCLASTOS          | PIROCLASTOS BASÁLTICOS  | LAPILLI (LP)               | Suelto (S)     | LPS    |
|                      |                         |                            | Soldado (T)    | LPT    |
|                      |                         | ESCORIAS (ES)              | Suelto (S)     | ESS    |
|                      |                         |                            | Soldado (T)    | EST    |
|                      | CENIZAS BASÁLTICAS (CB) | Suelto (S)                 | CBS            |        |
|                      |                         | Soldado (T)                | CBT            |        |
|                      | PIROCLASTOS SÁLICOS     | PÓMEZ (PZ)                 | Suelto (S)     | PZS    |
|                      |                         |                            | Soldado (T)    | PZT    |
| CENIZAS SÁLICAS (CS) |                         | Suelto (S)                 | CSS            |        |
|                      |                         | Soldado (T)                | CST            |        |



### 3.3. Levantamiento geológico

Es el procedimiento por el que se realiza un plano geológico, en el que se representan una serie de unidades litoestratigráficas (agrupaciones de roca con litologías y edades comunes, bien sean estratificadas o no), definidas por su contenido paleontológico (raro en rocas volcánicas), técnicas geocronológicas, por criterios tectosedimentarios o, simplemente, por discontinuidades o inconformidades.

El levantamiento geológico debe reflejar los siguientes aspectos, de acuerdo con una leyenda estandarizada (adaptado y extraído de López, 2000):

- Afloramientos de rocas, suelos y zonas cubiertas.
- Zonas rocosas alteradas.
- Dirección y buzamiento de cuerpos "estratificados" o lenticulares.
- Dirección y buzamiento de las familias de fracturas presentes (aconsejable la metodología de la ISRM).
- Fallas principales y características.
- Otras discontinuidades y puntos singulares.
- Puntos de agua y/o rezumes (pozos, sondeos, manantiales, etc.).
- Realización de columnas estratigráficas (litoestratigráficas o volcanoestratigráficas).
- Situación de las mediciones realizadas y muestras tomadas.
- Zonas de obtención de materiales para préstamos. Canteras.
- Delineación e informatización. SIG.

Esta información se completa con uno o varios cortes geológicos (perfiles geológicos), en los que se visualiza la disposición geométrica en profundidad de las unidades que aparecen en el mapa geológico, apoyados en datos de sondeos y geofísica. Siempre lleva asociada una interpretación particular por parte del autor o autores, tanto más fiable cuanto más conocimiento se tiene del medio y más experiencia los autores.

Los mapas derivados de la base geológica que representan determinadas características geológicas, se denominan *mapas geotemáticos* (geomorfológicos, hidrogeológicos, geotécnicos, etc.).

Su realización es típica en las fases previas y de anteproyecto y proyecto, pero también la fase de construcción puede aportar datos de interés susceptibles de incorporación al mapa geológico final.

Sobre dicha base, la incorporación de todos los datos de la campaña de reconocimiento del terreno (calicatas, sondeos, ensayos, geofísica, etc.), definirá el mapa geotécnico, que será tanto más fiable cuanto mejor sea la base geológica.

### 3.4. Informe geológico

Constituye el documento más importante que sintetiza los trabajos realizados y concluye con los resultados de las investigaciones, no solo desde el punto de vista geológico en sentido estricto, sino que debe orientarse hacia un enfoque de obra civil, es decir, debe servir de enlace entre la ingeniería geológica y la geotecnia realizada para el proyecto.

Como documento técnico, debe contener los requerimientos que el pliego de prescripciones técnicas o las cláusulas de contrato establezcan pero, en todos los casos, debería tener la siguiente estructura general:

- Memoria:
  - *Introducción*: constará al menos del objeto de los trabajos, la información utilizada (puede ser interesante referirla como una bibliografía citada en el propio texto) y los trabajos efectuados.
  - *Marco geográfico*: situación georreferenciada de la zona de estudio tanto a nivel regional como local, ya sea mediante apoyo cartográfico y/u ortofoto.
  - *Marco geológico general*: constará de una descripción general que irá acompañada de un plano geológico a gran escala para facilitar la lectura del texto; en el caso de terrenos volcánicos escalas entre 1:25.000 y 1:50.000 suelen ser habituales.
  - *Estudio geológico de la zona*: contendrá la descripción de la geología de la zona ocupada por la traza en el caso de obras lineales, o del

emplazamiento y zonas aledañas en el caso de otro tipo de actuaciones. cubriendo al menos los siguientes aspectos: litología, estratigrafía, tectónica y vulcanismo, geomorfología e hidrogeología.

- *Descripción geológica del trazado/emplazamiento de la infraestructura.* se efectuará una zonificación del proyecto en un número reducido de partes (identificadas por los "pK inicial y final", especialmente en el caso de obras lineales), indicando en cada tramo las formaciones geológicas afectadas en relación a los elementos proyectados, así como condiciones litológicas, hidrogeológicas, etc., deducidas de los reconocimientos del terreno (téngase en cuenta que la descripción detallada de esta última parte deberá incluirse en el Anejo de Geotecnia).
- Conclusiones.
- Anejos a la Memoria (reportaje fotográfico específico o temático, columnas litológicas, perfiles geológicos a partir de sondeos, fichas geológicas, etc.). La parte de fichas de taludes, estaciones geomecánicas, etc., deberán incorporarse al Anejo de Geotecnia.
- Planos y perfiles geológicos (generales y modulados a la escala de trabajo).

Durante los últimos años han sido numerosos los proyectos y estudios orientados a las obras públicas en Canarias como consecuencia de una importante inversión pública en el ámbito de las infraestructuras, especialmente las lineales como carreteras y ferrocarriles. Al depender estos contratos de servicio de un pliego de prescripciones técnicas, más o menos detallado en función de la profundidad del estudio, los epígrafes planteados no siempre son homogéneos pero, en definitiva, cumplen con los requisitos planteados anteriormente.

### 3.5. Patrimonio geológico

Dentro del reconocimiento geológico reviste un especial interés todo lo relacionado con el patrimonio geológico, incluidos los puntos de interés geológicos y parques temáticos. En este sentido, cualquier afección de la obra pública a un elemento geológico suele resultar destructiva e irreparable por lo general. Por ello resulta lógico que, en un territorio volcánico donde la geodiversidad es importante, especialmente en aquellas estructuras visibles como los conos y cráteres volcánicos, domos y pitones, etc., que suelen tener una relevancia en el relieve, incluso asociada a la cultura popular, su preservación debe constituir un parámetro de diseño, asumiendo el dicho popular de que "*más vale prevenir que ...*".

En el ámbito de la planificación de espacios naturales protegidos se ha avanzado notablemente, categorizando los usos y tipos de suelo susceptibles de albergar infraestructuras, y las condiciones bajo las que se puede actuar. En este escenario resulta lógico que en la fase de planificación y anteproyecto puedan definirse las directrices principales de actuación, permitiendo compatibilizar la zona o elemento protegido con la infraestructura proyectada, para lo cual siempre se pueden prever alternativas favorables: cambio de trazado, desvíos parciales, obra subterránea, puntos "geoturísticos", etc.

En un pasado reciente, muchos de los conos de "cúnder" ha sido transformados como consecuencia de la necesidad de obtener recurso geológico; ello ha motivado que estas formas, fácilmente distinguibles en el paisaje por su morfología -generalmente cráteres en forma de herradura-, algunas en excelente estado de conservación, hayan sido destruidas o presenten fuertes "mordeduras" como consecuencia de su explotación minera a cielo abierto, no recuperadas en su totalidad por los planes de rehabilitación debido al factor topográfico.

En España, tanto el Instituto Geológico y Minero de España como el Organismo Autónomo de Parques Nacionales u otros, además de algunas Comunidades Autónomas, tienen publicaciones y guías geológicas donde quedan marcados los puntos y zonas de interés. Esto es especialmente relevante en las figuras de protección geoambiental. Como ejemplo se destacan las áreas de influencia de los Parques Nacionales de las Islas Canarias, cuyo fundamento de protección principal es el geológico (Fig. 3) -Teide, Caldera de Taburiente y Timanfaya- (Teide, 2006; Taburiente, 2011), al igual que ocurre con otras islas volcánicas, como las Islas Hawái.



Figura 3. Patrimonio geológico. Arriba: volcán Teide (Parque Nacional del Teide, Tenerife). Abajo: domo traquifonolítico (Monumento Natural de Montaña de Guaza, Tenerife). Fotos: EurGeol Roberto Poncela.

## 4. Aspectos hidrogeológicos asociados a las obras públicas en terrenos volcánicos

Unido con la investigación geológica debe abordarse el tema del agua subterránea, pues puede constituir una fuente importante de problemas si no se reconoce a tiempo o se desconoce su influencia. Los acuíferos volcánicos, debido a su importante anisotropía y heterogeneidad (Custodio, 1978; Custodio y Llamas, 1983; Santamarta, J.C., 2009; Santamarta y Rodríguez-Martín, 2012; Santamarta et al., 2013, 2014), condicionada a su vez por la presencia de ejes estructurales, con abundante presencia de diques y niveles de depósitos de acumulación de derrubios por deslizamiento gravitacional, hacen que sea imprescindible una correcta caracterización hidrogeológica, en especial para el caso de obras subterráneas, especialmente de naturaleza lineal (galerías y túneles) dado que pueden interceptarse vías de flujo preferencial y/o acuíferos, ya sean regionales o colgados, en ocasiones aportando aguas de baja calidad.

Son frecuentes sobreelevaciones del nivel piezométrico como consecuencia del efecto de represamiento de los diques, unidos a una compartimentación del sistema acuífero (Poncela, en DGA, 2005; Izquierdo et al., 2011; Skupien y Poncela, en CIAP, 2006), generalmente con baja conectividad entre celdas.

Los acuíferos volcánicos pueden tratarse como una asociación de medios fisurados y granulares -litologías piroclásticas- (Fig. 4) que pueden ser interpretados como un modelo de doble flujo -combinación de un medio de alta permeabilidad y bajo almacenamiento con otro de baja permeabilidad y mayor almacenamiento, acoplados a través de una función de intercambio fisura-macizo- (FCIHS, 2009).

En general, dada la dificultad para la realización de ensayos, es absolutamente imprescindible interpretar correctamente los ensayos de bombeo y recuperación, así como los caudales de descarga en galerías y manantiales, pues proporcionan información hidrogeológica relevante en cuanto a la parametrización de los sistemas acuíferos. Esta es una tarea que, desafortunadamente, está poco desarrollada con la "excusa" (principalmente por parte de las AA.PP.) de que no son aplicables las técnicas convencionales. Ello no solo no es cierto, sino que deben aplicarse las técnicas y requerimientos específicos para este tipo de materiales, con el rigor y conocimiento técnico-científico suficiente; los resultados obtenidos, entre otros por el autor que suscribe, son bastante interesantes y aportan un conocimiento esencial para entender el funcionamiento de los sistemas hidrogeológicos volcánicos, que permiten prevenir y evaluar situaciones de riesgo (Poncela, 2007, 2010a,b, 2013).



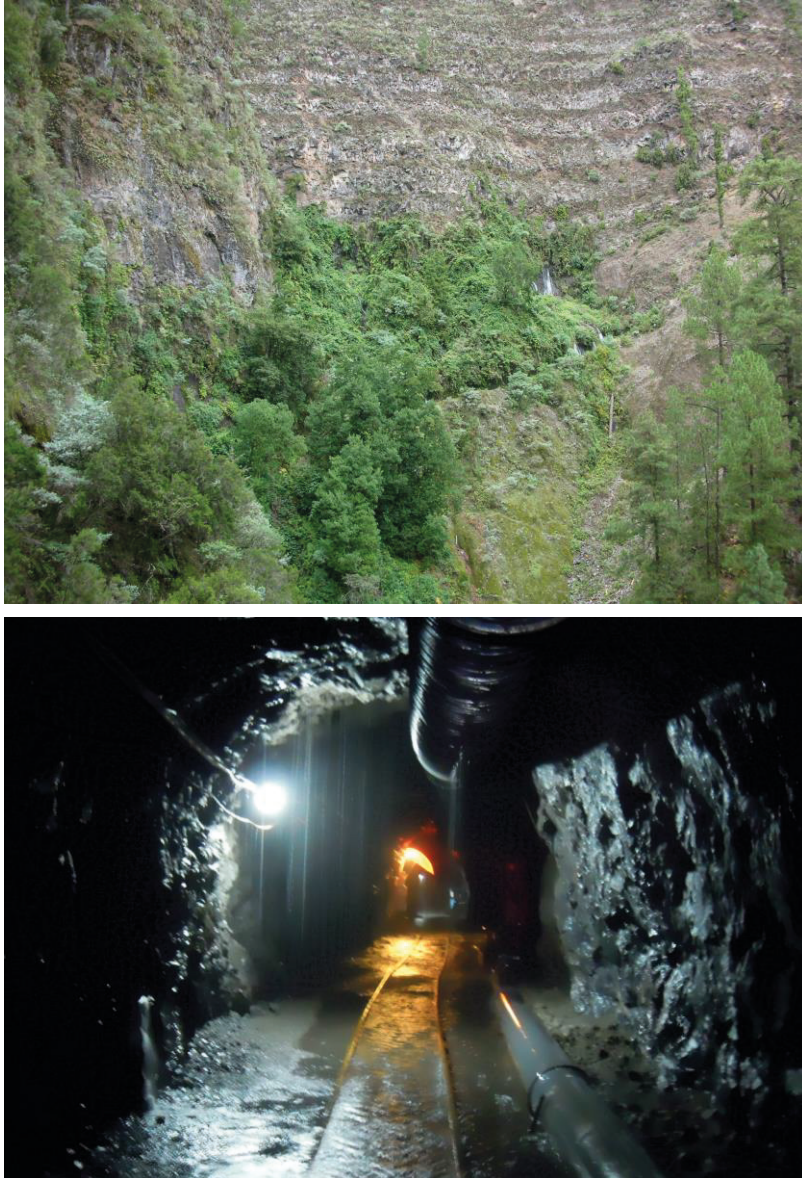


Figura 4. Arriba: Nacientes de Marcos (La Palma). Abajo: drenaje natural en obras subterránea (La Palma). Fotos: EurGeol Roberto Poncela.

Existen algunos intentos de modelización del flujo subterráneo de estos sistemas hidrogeológicos, como en el caso de Tenerife (CIATF, 2002) pero, dada la gran dificultad que conlleva la reconstrucción geométrica, unido al desconocimiento de muchos de los parámetros necesarios por celdas -lo que hace que haya que recurrir a la "autocalibración" como recurso generalizado-, se condiciona que los resultados obtenidos no sean concluyentes: la mayor precisión en la reconstrucción geométrica no se traduce necesariamente en un mejor ajuste entre niveles medidos y calculados, lo que permite cuestionar que tal vez haya que proceder a nuevas revisiones más completas o aplicar/modificar adecuadamente otros modelos existentes.

## 5. Conclusiones

Los estudios geológicos en zonas volcánicas aplicados a las obras públicas, plasmados en una correcta cartografía litovolcánica y reconstrucción geométrica del subsuelo, constituyen la mejor herramienta para una correcta caracterización geotécnica del terreno como medio soporte donde se cimentarán y asentarán las obras civiles. La aplicación de guías o manuales específicos como la GETCAN-011 suponen una apuesta decidida para la parametrización geotécnica de los terrenos volcánicos.

## 6. Agradecimientos

El autor agradece al Ilustre Colegio Oficial de Geólogos su defensa de la profesión en las obras públicas. Igualmente se reconoce la labor y sugerencias del Profesor Juan Carlos Santamarta Cerezal, cuyo interés científico y gestión divulgativa permiten que el desarrollo tecnológico y científico no tenga fronteras. Asimismo, agradece las aportaciones de los geólogos Luis E. Hernández Gutiérrez y José A. Rodríguez Losada, con quienes he compartido inquietudes y geología.



## 7. Bibliografía

- Cerdá Antón, M. y Ferrer Domingo, I. (1999). *Geología aplicada a las obras civiles*. Escuela Politécnica Superior de Alicante - Ingeniería Técnica de Obras Públicas. Editorial Club Universitario. 275 pp. Alicante.
- CIATF (2002). "Revisión y actualización del modelo de simulación del flujo subterráneo en la isla de Tenerife" Consultor: SURGE Estudios Hidráulicos e Hidrológicos, S.L. Consejo Insular de Aguas de Tenerife. 193 pp + Anejos.
- CTE-DBSE-C (2008). "Documento Básico: Seguridad estructural y cimientos". Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. 160 pp. Madrid. Edición descargable: <http://www.codigotecnico.org/web/recursos/documentos/>.
- Custodio, E. (1978). *Geohidrología de terrenos e islas volcánicas*. Instituto de Hidrología. Centro de Estudios Hidrográficos. 303 pp. Madrid.
- Custodio, E. y Llamas, M.R. (1983). *Hidrología Subterránea*. 2ª ed. Ediciones Omega, S.A. 2 Vol. 2347 pp. Barcelona.
- FCIHS (2009). *Hidrogeología: conceptos básicos de hidrología subterránea*. Fundación Centro Internacional de Hidrología Subterránea. Barcelona. 768 pp.
- González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall. 715 pp. Madrid.
- ICOG (2009). *La profesión de Geólogo*. Ilustre Colegio Oficial de Geólogos. CYAN, Proyectos y Producciones Editoriales, S.A. 363 pp. Madrid.
- Izquierdo, T., Herrera, R. y Márquez, A. (2011). "Modelo conceptual del sistema acuífero de Enchereda (La Gomera, Islas Canarias): contribuciones a otras islas volcánicas". *Estudios Geológicos*, 67(1):41-58.
- López Marinas, J.M. (2000). *Geología aplicada a la Ingeniería Civil*. Cie Inversiones Editoriales Dossat 2000. 556 pp. Madrid.
- Poncela, R. (en DGA, 2005). "Control, seguimiento y actualización de la evolución del acuífero asociado al túnel de trasvase de La Palma". Dirección General de Aguas-Consejería de Infraestructuras, Transportes y Vivienda. Gobierno de Canarias. Obras Públicas. Informe Técnico. Santa Cruz de Tenerife. 102 pp + anejos.
- Poncela, R. (2010a). "Estudio geológico para el proyecto básico de la plataforma del tren del sur de Tenerife. Tramo 5: San Isidro (Granadilla de Abona)-Inicio falso

- túnel Oroteanda (San Miguel)". UTE Tysa-Ccima, S.L.-Proyma, S.L.P. Metropolitano de Tenerife, S.A. Informe Técnico. Santa Cruz de Tenerife. 49 pp + anejos+planos.
- Poncela, R. (2010b). "Estudio geológico para el proyecto básico de la plataforma del tren del sur de Tenerife. Tramo 7: Inicio falso túnel Montaña de Guaza (Arona) - Inicio túnel Los Cristianos (Las Américas)". UTE Eptisa-Globalplan Ingenieros, S.L.U. Metropolitano de Tenerife, S.A. Informe Técnico. Santa Cruz de Tenerife. 126 pp + anejos+planos.
- Poncela, R. (2013). "Estudio geológico para el proyecto constructivo de la plataforma del tren del sur de Tenerife. Tramo 5: San Isidro (Granadilla de Abona)-Inicio falso túnel Oroteanda (San Miguel). Anejo nº 4: Geología e Hidrogeología". UTE Tysa-Ccima, S.L.-Proyma, S.L.P. Metropolitano de Tenerife, S.A. Informe Técnico. Santa Cruz de Tenerife. 3 pp + anejos+planos.
- Santamarta, J.C. (Ed.), (2001). "Hidrología y recursos hídricos en islas y terrenos volcánicos: métodos y técnicas experimentales en las Islas Canarias". Colegio de Ingenieros de Montes. Madrid. 552 pp.
- Santamarta, J.C. (2009). *Singularidades sobre la construcción, planificación y gestión de las obras y recursos hídricos subterráneos en medios volcánicos. Estudio del caso en las Islas Canarias occidentales*. Tesis (Doctoral), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM). Universidad Politécnica de Madrid. 395 pp. Madrid.
- Santamarta, J.C., Lario-Báscones, R.J., Rodríguez-Martín, J. y Poncela, R. (2014). "Introduction to hydrology of volcanic islands". *IERIE Procedia: 2014 International Conference on Environmental Systems Science and Engineering*, Elsevier. Aceptada y en prensa.
- Santamarta, J.C. y Rodríguez-Martín, J. (2012). "Obras hidráulicas en islas y terrenos volcánicos". *Ingeopress*, 211:14-19.
- Skupien, E. y Poncela, R. (en CIAP, 2006). "Informe sobre la caracterización hidroquímica e isotópica ambiental preliminar del acuífero asociado al túnel de trasvase. Funcionamiento hidrogeológico del sistema (Isla de La Palma)". Consejo Insular de Aguas de La Palma. Informe Técnico. Santa Cruz de Tenerife. 116 pp + Addenda.
- Teide (2006). "Parque Nacional del Teide: guía geológica". Roberto Rodríguez (Dir. y coord.). Instituto Geológico y Minero de España y Organismo Autónomo de

Parques Nacionales. Colección de Guías Geológicas de Parques Nacionales. Editorial Everest, S.A. 192 pp. Madrid.

Taburiente (2011). "Parque Nacional de la Caldera de Taburiente: guía geológica". Roberto Rodríguez (Dir. y coord.). Instituto Geológico y Minero de España y Organismo Autónomo de Parques Nacionales. Colección de Guías Geológicas de Parques Nacionales. Editorial Everest, S.A. 223 pp. Madrid.

## CAPÍTULO 10

---

# Rehabilitación de la bóveda natural del Auditorio de los Jameos del Agua en Lanzarote

Claudio Olalla Marañón

### Introducción

Como consecuencia de las inestabilidades producidas en los materiales de origen volcánico que constituyen la bóveda del auditorio natural que forma parte del complejo los Jameos del Agua, el Cabildo Insular de Lanzarote decidió acometer las labores necesarias para la restauración del mismo.

Se trataba de permitir de nuevo la apertura al público de un recinto, que llevaba varios años cerrado, en unas condiciones de seguridad que fuesen mínimamente aceptables. El elevado valor patrimonial del auditorio y las características estéticas naturales exigían un marco de actuación que se garantizase la conservación del entorno y que diese cumplimiento a las exigencias artísticas del legado del autor, César Manrique, representadas en este caso por la Fundación que lleva su mismo nombre.

Así por ejemplo, uno de los requisitos exigidos de manera indefectible era evitar que resulten visibles cualquiera de las actuaciones que se fueran a llevar a cabo una vez finalizada actuación. En consecuencia, todas las soluciones planteadas tienen como denominador común el mantenimiento de la apariencia del Jameo a los ojos de los visitantes, variando lo mínimo posible el estado en que se encuentra.



Figuras 1 y 2. Aspecto que presenta el Jameo del Agua en la zona visitable.

En definitiva, si bien los conceptos de restauración, rehabilitación, y conservación, que fueron ampliamente debatidos y discutidos con los técnicos de la Fundación César Manrique, pueden considerarse como diferentes, cualquiera de las soluciones planteadas debía tener como denominador común el mantenimiento de la estética natural de los materiales volcánicos presentes, y por lo tanto variando lo mínimo posible el estado real, actuando de tal forma que la intervención humana no se apreciara.



Figura 3. Vista general del Jameo del Agua y sus alrededores.

## 1. Características del entorno

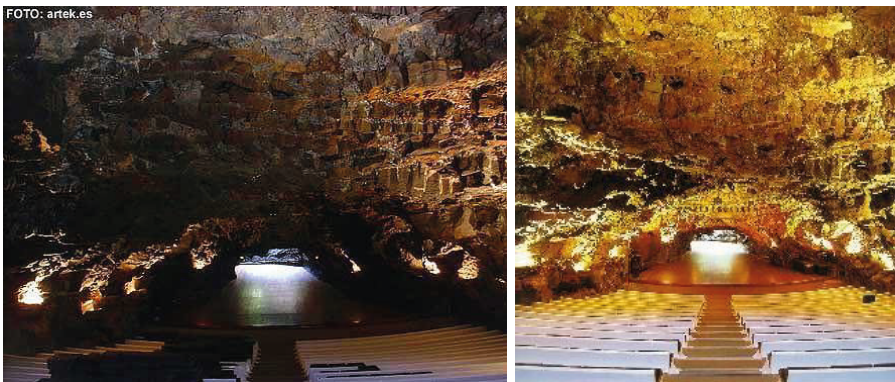
### 1.1. Entorno natural y geográfico

Los Jameos del Agua se sitúan en la zona norte de la isla de Lanzarote, a unos 25 Km. de la ciudad de Arrecife, en las proximidades a la localidad de Puntas Mujeres. Se trata de un recinto turístico ampliamente concurrido, con más de 800000 visitas al año, que representa uno de los reclamos más llamativos e impactantes.

La fotografía adjunta muestra un aspecto en planta de todas las instalaciones construidas, en donde el colorido de un azul intenso sobre blanco es una de las piscinas de agua que constituyen la zona visitable y que se encuentra rodeada de diferentes edificios de una sola planta. Se observan los caminos de acceso y en la margen derecha se puede apreciar la costa.

La zona accesible se encuentra en el tramo final del tubo volcánico, próxima al mar y está constituida por varios paseos, jardines, piscinas, cafeterías, etcétera. También dispone de un auditorio de una belleza espectacular y con la fortuna de disponer de unas condiciones acústicas inmejorables. La zona de gradas del auditorio se encuentra escalonada con una pendiente del orden del 15 al 20% y con una longitud de unos 50 metros en su proyección horizontal.

Las fotografías adjuntas muestran el aspecto general del Jameo del Agua, con anterioridad a las obras de rehabilitación. Se observa que tanto la clave como los hastiales de la caverna son totalmente naturales sin apreciarse intervención antrópica alguna.



Figuras 4 y 5. Vistas generales del Auditorium el Jameo del Agua.

## 1.2. Entorno geológico

Para la elaboración del Proyecto Constructivo, se disponía de un minucioso trabajo de reconocimiento de campo efectuado previamente y que, entre otros argumentos, definía con detalle las características geológicas y morfológicas de los distintos materiales implicados. Los materiales volcánicos presentes pertenecen, en síntesis, a dos grandes grupos:

Por un lado, a la unidad geológica del malpaís, dentro de la cual, a su vez, se podían subdividir, por sus posiciones relativas pero también por sus rasgos estructurales y sus peculiaridades identificativas, en tres unidades basálticas diferentes (inferior, media y superior).

Y por otro lado, a una unidad genética de tubos basálticos. La unidad del malpaís estaría formada por la acreción progresiva de coladas de lava generadas durante diferentes episodios eruptivos. Estas capas con una disposición estructural prácticamente horizontal presentan a su vez varias familias de fracturas conjugadas, con buzamientos predominantes próximos al vertical.

La unidad de tubos basálticos se formó por enfriamiento de flujos de lava que permanecen estables con el paso del tiempo.

Esta disposición geológica da lugar a la presencia de una geomorfología típica constituida por distintos perfiles escalonados de coladas basálticas, de escala decimétrica a métrica, producto precisamente del sistema de fracturas conjugadas. Como consecuencia de todo ello, se generan diferentes tipos de inestabilidades, en particular voladizos, limitados verticalmente por fracturas y horizontalmente por los planos de deposición lávica. Por cuestiones metodológicas de tipo práctico fueron diferenciados en:

- Grandes frentes de voladizos
- Grandes voladizos
- De techo plano
- De techo irregular
- Escalonados continuos pero no cartografiables
- Generadores de bloques inestables

- Burbujas (morfologías lenticulares en coladas, de techo convexo y base plana).

La presencia del agua se vincula fundamentalmente a las filtraciones naturales del agua de lluvia, pero también aunque en menor medida a las condensaciones de humedad consecuencia de la actividad humana.

## 2. Sistemática del análisis de riesgo

Los problemas detectados presentaban unas variaciones enormes. Existían de manera conjugada patologías de muy distinto orden de magnitud; desde la posible inestabilidad estructural general de paquetes completos de roca, hasta los problemas superficiales vinculados con posibles fenómenos de meteorización, arenización o alteración del material natural. Estos últimos dan lugar al desprendimiento de partículas pequeñas, tipo arena, limo o similar.

En este caso, donde el uso del recinto como auditorio lleva implícita la presencia permanente por ocupación de público, en situación estática y durante periodos prolongados de tiempo, se hace imprescindible acotar el riesgo de ocurrencia de cualquier tipo de incidencia a valores similares y del mismo orden de magnitud que los normalmente aceptados en otros tipos de construcciones dedicadas al uso humano.

Para enmarcar el campo de actuación, en las dos figuras adjuntas, 6 y 7, se muestran respectivamente los perfiles, longitudinal y trasversal, típicos del Jameo, con ilustración relativamente fiel de la disposición existente de las diferentes coladas y unidades lávicas; en el caso del perfil trasversal, en zonas con mayor potencia de los estratos en la clave.

No obstante, para poder acometer las labores de refuerzo de la bóveda natural y así poder definir una sistemática de los tratamientos de manera coherente, se decidió clasificar las amenazas en función de su magnitud en tres grandes grupos.



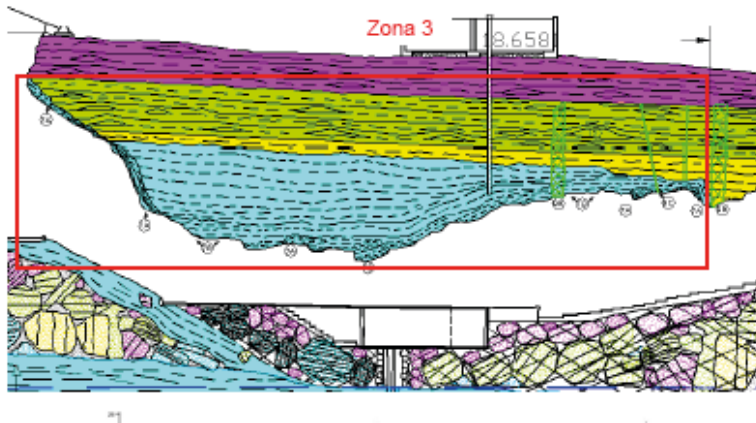


Figura 6. Perfil longitudinal efectuado a lo largo del auditorio (zona baja y de camerinos).

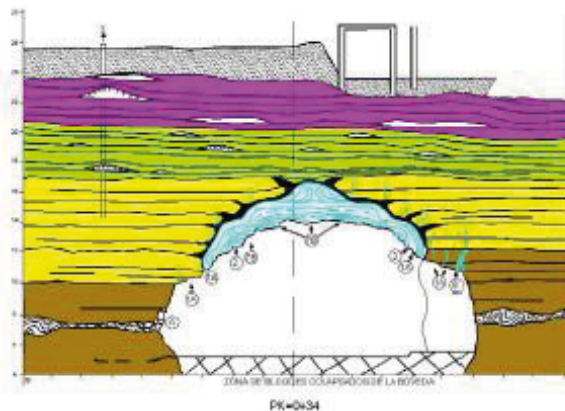


Figura 7. Perfil transversal tipo, con presencia de las diferentes coladas.

## 2.1. Problemas de primer orden: inestabilidad estructural

Estarían vinculados con el posible colapso de toda o parte de la bóveda. La estructura general de la bóveda es de tipo laminar, con capas de roca dispuestas horizontalmente, superpuestas unas con otras, normalmente muy fracturadas y poco soldadas, cuya capacidad resistente depende en gran medida del espesor y de la calidad de la roca, pero también es función de la amplitud de la luz o del vano de la cavidad.

Esta situación, que en principio se presupone general para todo el recinto, es especialmente crítica en la zona del Jameo próxima al vestíbulo de entrada, en el cual se dan diferentes características desfavorables, que actúan de manera concomitante:

- Una mayor dimensión de las secciones transversales de la caverna.
- Un menor espesor del macizo rocoso en la clave. Macizo rocoso que a su vez se encuentra particularmente fisurado y agrietado.
- Una disposición casi plana del techo de la sección.
- Una mayor facilidad para la alteración por la proximidad a la superficie libre exterior.

Los croquis adjuntos muestran las ideas aquí reflejadas, y representan un perfil longitudinal y dos perfiles trasversales al tubo volcánico diferentes. Todos ellos en la zona de acceso, (Zona 1), precisamente en donde, en su momento geológico, se produjeron los desplomes.

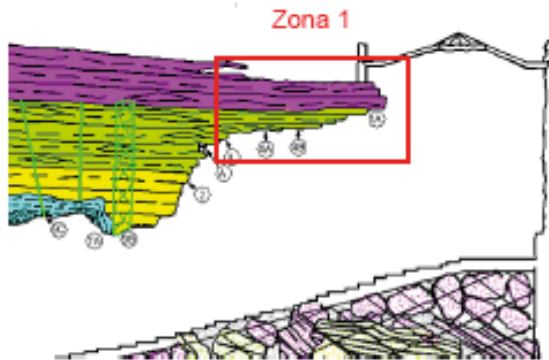
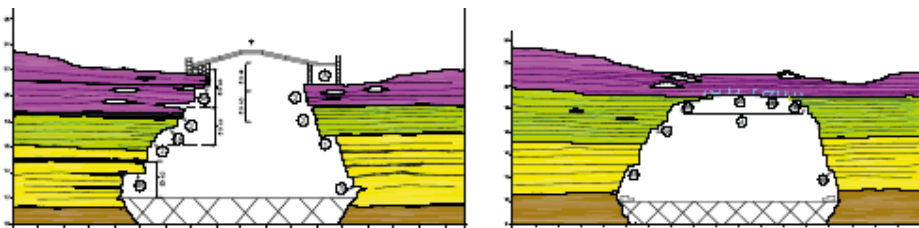


Figura 8. Perfil longitudinal del auditorium en la zona de la bocana.



Figuras 9 y 10. Perfiles trasversales del auditorium en las zonas próximas a la bocana, con nulo o escaso recubrimiento.

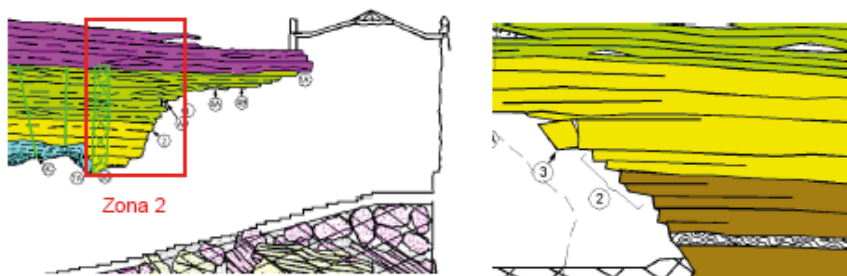
## 2.2. Problemas de segundo y tercer orden: inestabilidades puntuales por bloques de tamaño medio y pequeño

Se corresponden a situaciones de fallo posible vinculados con bloques potencialmente inestables o con una estabilidad en precario. En esta situación podría tener lugar a los efectos prácticos en cualquier parte del Jameo, dada la disposición estructural de las diferentes coladas afectadas.

Se encontrarían más o menos sueltos y los bloques de tamaño medio serían así calificados cuando sus dimensiones fuesen del orden de 50 a 60 cm de lado, es decir en el entorno de 0.5 a 1 m<sup>3</sup>. Su desprendimiento tendría adicional y obviamente un efecto negativo vinculado con el agravamiento de la pérdida estructural general del medio rocoso.

Su presencia es identificable con relativa facilidad, dadas las dimensiones implicadas, pero el análisis de su estabilidad de manera individualizada es muy problemático por desconocer el alcance y estado de las fracturas que lo configuran.

Ello obligó a efectuar consideraciones que llevaron a contemplar la posibilidad de su presencia de manera cuasi-generalizada en toda la caverna, e incorporar medidas de refuerzo en todo el auditorio.



Figuras 11 y 12. Perfiles longitudinal del auditorio en la zona próxima y media a la bocana. Perfil transversal al auditorio en la zona media (hastial).

Los llamados bloques de tamaño pequeño, también potencialmente inestables, tendrían unas dimensiones mas reducidas, del orden de  $20 \cdot 20 \cdot 20 \text{ cm}^3$ . Es decir tendrían un peso del orden de 50 kg, si se calculan empleando un coeficiente de mayoración próximo 1,5. Su presencia es casi generalizada y afecta a un número muy elevado de unidades. Las soluciones de microcosido son muy problemáticas dado que el volumen de material implicado es demasiado reducido como para poder efectuar un taladro sin que se indujesen daños que pudieran afectar a su estabilidad o integridad y que pudiesen provocar el desprendimiento del bloque.



Figura 13. Aspecto de las coladas lávicas en hastiales de la caverna.

Con estas hipótesis el sistema de refuerzo se encaminó, de manera complementaria a las actuaciones ya incorporadas y que mejoran su situación, a incrementar los puntos de unión entre los distintos bloques, mejorando de forma individual el trabajo unitario de cada uno de ellos, al solidarizarse entre sí con los de su entorno, y consiguiendo en definitiva una mejora de su comportamiento.

Dado el estado general de fracturación, se trataría de conseguir una respuesta conjunta, de los diferentes elementos naturales que estando próximos entre sí estuviesen parcialmente sueltos.

### 2.3. Problemas de cuarto orden: inestabilidades superficiales

Estas situaciones engloban una variedad de casos muy amplia y son consecuencia de fenómenos muy diferentes. Ello lleva implícito, a su vez, que los desprendimientos pueden ser también de manera errática y en teoría vinculados con elementos aislados, singulares, de partículas pequeñas pero de tamaños variables, comprendidas entre los tipos arena gruesa, gravilla, o grava, hasta partículas de mayor tamaño tipo morro, bloques de tamaño reducido o similar.

Esta situación se puede producir también en cualquier punto de la superficie de la caverna como consecuencia de la pérdida de cohesión, de la minoración de la resistencia alguna de las discontinuidades o incluso también como consecuencia de un proceso de alteración y degradación.

En ese sentido los tratamientos deben ser obviamente de tipo superficial y enfocados a consolidar los primeros centímetros de material, aumentando su cohesión e imbricación y reduciendo consecuentemente la susceptibilidad de la roca matriz a erosionarse.

## 3. Soluciones planteadas y ejecutadas

En primer lugar se planteó la necesidad de efectuar una limpieza intensa y de manera generalizada a toda la bóveda. Se trataba no solo de eliminar las numerosas eflorescencias presentes y los materiales de origen antrópico presentes en diferentes zonas del Jameo, si no también de provocar inestabilidades en aquellos elementos unitarios más o menos aislados y de inestabilidad precaria.

Para ello se utilizó agua a muy elevada presión, alcanzándose incluso los 2000 bares, en donde el éxito de la operación radica no solo en el tipo de boquilla de la pistola de agua que se utilice, si no también en la profesionalidad y experiencia del operario que la maneje, así como de la destreza con la que en cada ocasión, puntualmente, se trabaje.

Se conseguía también un segundo efecto muy beneficioso y no menos importante, como es el de incrementar las condiciones de seguridad de todo el personal durante la ejecución de los trabajos. Con ello se consiguió disponer de una superficie exterior de los materiales (en el interior de la caverna) estable que a su vez aumentaba las condiciones de seguridad de todos los empleados.

Para cada tipo de problema se previó una solución específica individualizada. Complementariamente, de la conjunción de todas ellas y de su trabajo interdependiente, se pretendía lograr el grado de seguridad exigible en una instalación de estas características.



Figuras 14 y 15. Hidrodemolición y lavado con agua a muy altas presiones

### 3.1. Soluciones de tipo estructural (soluciones tipo 1)

Se corresponden fundamentalmente con los fenómenos relacionados con la disposición horizontal de las numerosas coladas volcánicas que dan lugar a paquetes inestables, de orden normalmente decimétrico, en los cuales aparecen tanto voladizos como zonas con espesores de roca en clave muy reducidos.

Esta disposición estructural provoca en las obras subterráneas un problema típico bien conocido y denominado como de "techos planos", por el fallo a flexión de los estratos de la clave para una determinada longitud de vano crítico que depende del espesor del mismo y de la calidad e integridad de la roca.

Estas situaciones son siempre difíciles evaluar en términos de seguridad, porque dependen en gran medida de la calidad la roca. También dependen muy especialmente de la situación y estado en que se encuentren sus discontinuidades, muchas de las cuales, casi siempre, no son visibles.

Son tres las medidas que se han acometido:

### 3.1.1. Bulones cortos e inyecciones de la resina desde el interior.

Se plantean con el objeto de crear una corona de 1 metro, alrededor de todo el perímetro exterior de la cueva. Esta corona de material tratado constituye también una capa de reparto de las cargas que puedan provenir los anclajes más profundos, evitando la posible afección de muchos de los bloques de tamaño medio, y mejorando en gran medida la posible alteración de las juntas existentes en el macizo.

Esta actuación ha consistido en el empleo de inyecciones de resinas, fabricadas específicamente con una viscosidad elevada y con una coloración similar a la de la piedra del entorno. Los bulones se colocaban de forma manual en el interior de los taladros, efectuados a rotación, y dispuestos en una malla cuadrada variable, pero con carácter general cifrable en el entorno de  $1 \cdot 1 \text{ m}^2$ .

Estos taladros fueron ejecutados con el diámetro más reducido posible que permite la colocación del obturador, limpiándose las zonas en las que se producía la salida de la resina inyectada. En el interior de cada perforación, una vez efectuada la inyección de resina, se ha colocado una barra de fibra de vidrio de 16 mm de diámetro. Posteriormente, se efectúa una limpieza manual en la zona de la boca del taladro en la que hayan aparecido posibles restos de resina. Como última actuación, finalmente, la boca de los taladros se disimula mediante un mortero realizado por la misma resina utilizada mezclada con piedra del propio Jameo previamente pulverizada. El bulón instalado ha sido de fibra de vidrio debido fundamentalmente a su mejor resistencia frente a la erosión y en consecuencia a su mayor durabilidad a lo largo del tiempo. Se encuentran comercializados y están constituido por fibra de vidrio tipo E-glass, con un contenido mínimo de fibra en peso del 82%.

Las características mecánicas de los bulones de fibra de vidrio son las siguientes:

- Módulo de elasticidad a tracción                      47 GPa
- Resistencia a la tracción                                      1 GPa
- Elongación en la rotura                                      2.3 %





Figura 16. Fabricación de la resina epoxi de coloración predeterminada.

Se efectuaron en laboratorio varias pruebas para determinar la tensión última que se alcanza en el contacto bulón resina; Se ha logrado un valor medio de las diferentes pruebas realizadas de la resistencia a la tracción en la rotura de:

$$\sigma_{ult} = 3 \text{ MPa}$$



Figura 17. Bulones de fibra de vidrio.



### 3.1.2. Bulones largos e inyecciones de resina desde el interior

De manera complementaria, para hacer frente a las inestabilidades de bloques de tamaño medio, se han instalado bulones de 4 metros de longitud, también de fibra de vidrio, de 46 mm de diámetro y unas 17 t de capacidad portante. Se han colocado de manera sistemática en toda la clave de la caverna, hasta la zona próxima a los hastiales, en donde, en esta última, aparece la unidad inferior de basaltos masivos, de mejores características mecánicas.

Con carácter general se han dispuesto en una malla de dos por 2 • 2 m<sup>2</sup> si bien en determinadas zonas, con carácter puntual y previa inspección de la disposición de las distintas coladas y de las dimensiones de sus voladizos, se han colocado con mayor intensidad y de manera individualizada.

La geometría del bulonado se ha dispuesto con una longitud máxima de 4 metros en las zonas en las que se disponía de suficiente espesor de roca.

Debido a los problemas encontrados vinculados con la enorme porosidad de las formaciones lávicas, se optó por inyectar previamente una espuma de poliuretano, acuaactiva, con el objeto de rellenar las cavidades, para después reperforar el mismo taladro introduciendo el bulón y la resina poliéster, con menor consumo de resina y con análogas prestaciones.



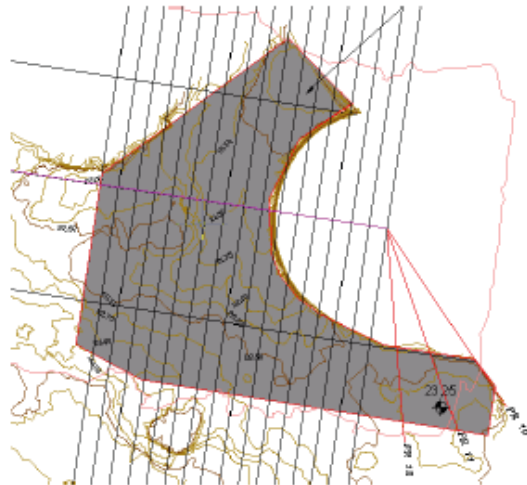
Figura 18. Clave del auditorium con identificación individualizada de bulones colocados.

Uno de los problemas mejor solventados, a tenor de los resultados obtenidos, ha sido la disposición de los obturadores. Han permitido que para su entrada en carga no sean necesarias las placas de reparto en los bulones, merced también al trabajo realizado por las resinas, que dotan al conjunto del monolitismo correspondiente

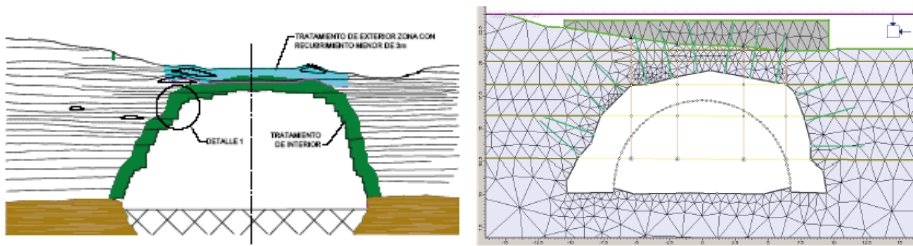
### 3.1.3. Estrato mejorado para anclajes de bulones en la zona de la bocana

Con esta solución se ha provocado una mayor participación de la resistencia del propio terreno, mejorando en las zonas donde el espesor de la roca en clave es muy reducido; en particular lo ha sido en la zona próxima a la entrada al Jameo delantero.

El objetivo buscado ha sido el de conseguir un estrato desde el que efectuar unos anclajes mediante bulones, en este caso desde la superficie exterior, y no tanto el objetivo de crear un elemento estructural tipo losa propiamente dicha. Su peculiar geometría ha venido directamente prefigurada por las condiciones de contorno definidas por las edificaciones presentes, que al haber sido diseñadas por Cesar Manrique no se podía actuar sobre ellas.



Figuras 19. Geometría de planta del llamado "estrato mejorado" .



Figuras 20 y 21. Perfil trasversal del Jameo en la zona próxima a la bocana y sección del estrato mejorado. Representación gráfica a efectos de cálculo, con la losa incorporada.

Por encontrarse situado en una zona especialmente sensible, se ha construido una losa cuidando de no incrementar el peso sobre la clave de la caverna. Por ello, el árido empleado para el hormigón ha estado formado con un material ligero y se ha podido conseguir una densidad inferior a 1.45. A pesar de los intentos realizados, no fue posible utilizar para este fin arenas y gravas de origen volcánico, tipo picón o similar, por no conseguirse las características mecánicas mínimamente exigibles.

Las perforaciones fueron grabadas mediante cámara de TV pudiéndose apreciar las enormes oquedades y cavidades presentes. Por ello se decidió inyectar previamente un mortero fluido sin retracción, de altas prestaciones resistentes, tipo "grout". Una vez reperfiorados se efectuaba una prueba de permeabilidad al agua y en caso afirmativo se introducía el bulón y se inyectaba posteriormente la correspondiente resina.

El objetivo final buscado era el de disponer de un elemento rígido y seguro desde el que poder colgar las coladas basálticas infrayacentes, próximas a la bocana, y precarias en su geometría y estado.



Figuras 22 y 23. Perforadora posicionada para la ejecución de taladros desde el exterior en el estrato mejorado. Vista panorámica del estrato mejorado una vez terminado.

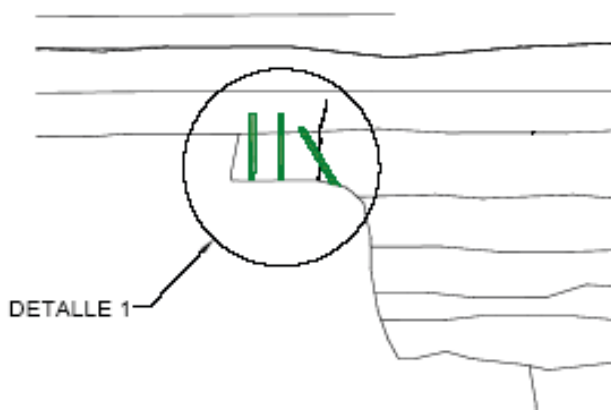


Figura 24. Esquema de la forma de trabajo de los microcosidos.



Figura 25. Instalación manual de la resina mediante cánula.

### 3.2. Soluciones de tipo puntual

Se trata de actuaciones que pretenden asegurar bloques de hasta  $1 \text{ m}^3$  de volumen, un peso de hasta 3 - 4 Tons, que pudieran encontrarse aislados del resto del macizo rocoso y se encontraban en una situación de equilibrio precario. Frente a estos elementos se acometieron dos actuaciones.



Figuras 26 y 27. Cordones de soldadura química una vez colocados.

La primera de ellas consiste en un "microcosido" de bloques, también mediante barras de fibras de vidrio, cortas, de < 50 cm de longitud y de 8 mm de diámetro, introducidas e inyectadas de resinas epoxi, de forma manual y mediante una cánula.

La segunda de ellas también llamada como soldadura química ha consistido en la colocación manual, en las superficies de agrietamiento observadas, de un cordón de una resina comercializada, y que tiene una resistencia a la tracción de 3 MPa.

Una vez terminadas todas estas labores se procedió a aplicar una limpieza con agua a alta presión, utilizando de nuevo la técnica de la hidrodemolición, para también conseguir una caída de elementos que pudieran haber permanecido en su posición original pero en precario.

### 3.3. Soluciones de tipo superficial

Finalmente, como tratamiento último aplicado de manera generalizada a toda la superficie de la bóveda natural, se ha procedido a impregnar a toda ella de un revestimiento de poliuretano transparente que no afectase:

- ni a la permeabilidad del medio natural,
- ni al aspecto estético que presenta la roca en estado natural.

Este último requerimiento exigió un elevado número de pruebas previas, hasta conseguir un producto con la textura y la coloración adecuada al entorno, en cada zona de la caverna.



## 4. Aspecto final de la obra terminada

Este acondicionamiento de una caverna natural, vinculada con un tubo volcánico supone, con los datos disponibles, la primera intervención en un medio volcánico subterráneo realizada bajo los presupuestos de un respeto radical a las condiciones medioambientales.



Figura 28. Aspecto general del auditorio del Jameo en el día de la reinauguración.

La conclusión de la obra ha permitido lograr unos resultados enteramente satisfactorios desde el punto de vista de garantía estructural y estético.

Uno de los éxitos conseguidos, a tenor de la observación efectuable por cualquier persona de manera directa y confirmada por las opiniones vertidas por los responsables de la propia Fundación Cesar Manrique, ha sido precisamente el hecho constatable de que se ha conseguido en todo momento mantener la estética del propio entorno natural. Éxito que se observa no solo mediante una inspección visual directa, detallada y a corta distancia, de la superficie de la bóveda sino sobre todo de la visión general, algo distanciada, dado que el uso habitual del recinto permite una cierta lejanía entre los asistentes y la superficie de la bóveda.

La fotografía adjunta está tomada precisamente el día de la inauguración. Resulta evidentemente insuficiente para mostrar el producto conseguido, pero puede ilustrar del aspecto final de la obra una vez terminada y sobretodo invita a contrastar esta opinión aquí manifestada, mediante la observación propia y personal.

## 5. Agradecimientos

Este capítulo corresponde con la charla del mismo título presentada en la Jornada Técnica: Mecánica de Rocas en Túneles, homenaje a Alcibíades Serrano, celebrada en Barcelona, en la Universitat Politècnica de Catalunya, el 10 de Diciembre de 2009.

El Profesor Alcibíades Serrano ha desarrollado una actividad fundamental para el desarrollo de la mecánica de rocas en nuestro país. Catedrático (y actualmente emérito) de esta disciplina en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, Premio Nacional de Ingeniería Civil en el 2007, sus aportaciones abarcan desde el desarrollo teórico más refinado hasta la aplicación práctica en numerosas obras.

Desde los primeros informes que se elaboraron en su momento sobre el Auditorio de los Jameos del Agua y que recogían las recomendaciones y estudios a realizar, pasando por la redacción del proyecto de construcción, así como para las labores de dirección y asistencia técnica a la obra, durante el tiempo que duraron las mismas, se constituyó un grupo de trabajo del que formaron parte; el Profesor Alcibíades Serrano González, hoy homenajeado, don Eduardo Pradera Gámez y Don Diego Fernández de Castro, además de mi persona. La dirección de la obra por parte de la propiedad, en este caso el Cabildo Insular lanzaroteño, recayó en la persona de Don Antonio Cárdenas Carrillo. La ejecución material de la obra fue llevada a cabo por la empresa especializada en inyecciones HCC (Hidráulica, Construcción y Conservación). Gracias a la participación y colaboración de todos ellos y sin la inestimable ayuda de los miembros de la Fundación César Manrique, los logros conseguidos y la calidad del producto final alcanzado no hubiesen sido posibles. En este sentido resulta de justicia señalar que el trabajo realizado es más fruto de la colectividad que de las propias personas consideradas individualmente. A todos ellos mi reconocimiento y agradecimiento.

## CAPÍTULO 11

# Caracterización geotécnica de unas arcillas halloisíticas de la Isla de La Palma (Islas Canarias)

José Estaire Gepp

Juan Antonio Díez Torres

María Santana Ruíz de Arbulo

## Introducción

La Balsa de Barlovento se diseñó para que se amoldara al terreno deprimido que constituía el cráter de una caldera de explosión conocido como Laguna de Barlovento, situada en la parte norte de la isla de La Palma. La depresión tenía forma elíptica con ejes de unos 500 y 400 m y con pendientes en las paredes laterales del orden del 30%. El cráter de la Laguna de Barlovento se considera formado por una erupción explosiva del tipo hidromagmática o freatomagmática. Con el tiempo, el cráter se erosionó, sus paredes se degradaron y el fondo se rellenó de materiales limo-arcillosos procedentes de la alteración in situ de piroclastos y basaltos.

Hacia el año 1972 comenzaron las obras de excavación y desbroce del fondo de la depresión para la construcción de la balsa que se terminó unos años después. En el año 2005, en el fondo de dicha balsa, se detectaron asentamientos, de alrededor de 2 m en una zona localizada del fondo de la balsa, como puede verse en la Figura 1.

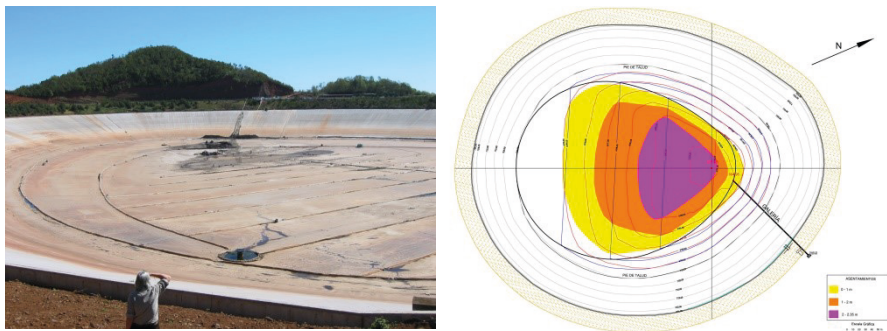


Figura 1. Fotografía y planta de los asentamientos producidos en la balsa.



Con objeto de determinar las causas que los provocaron (Estaire et al., 2008) se llevó a cabo una campaña de reconocimiento geotécnico, consistente en la perforación de cinco sondeos y en la realización de 13 ensayos de penetración dinámica, situados todos ellos en el vaso de la balsa. En uno de los sondeos se ejecutaron cinco ensayos presiométricos. Con las muestras tomadas en los sondeos se realizó una campaña de ensayos de laboratorio. En la Figura 2 se muestra la posición de todos los reconocimientos realizados a lo largo de la historia de la balsa, desde las campañas iniciales del Proyecto.

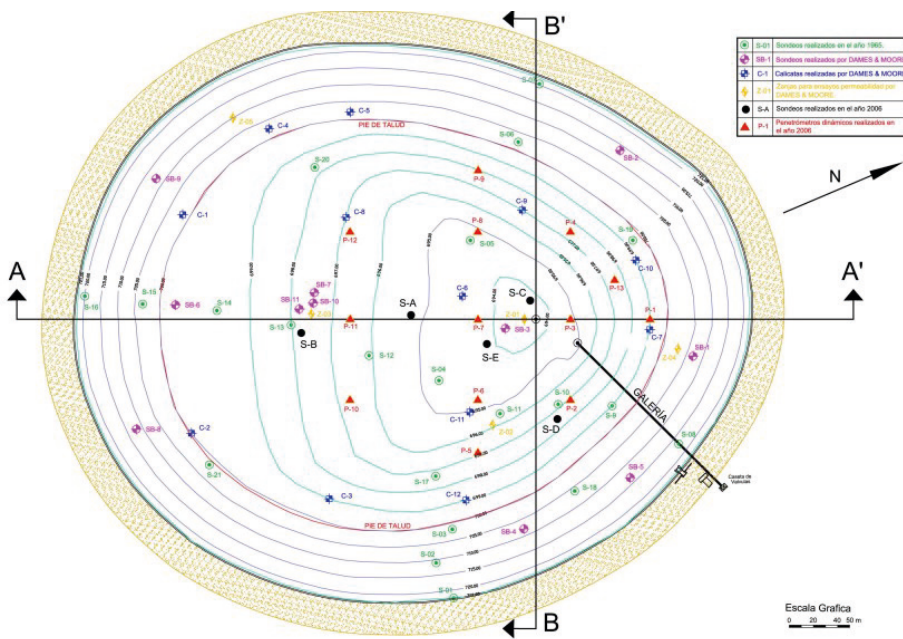


Figura 2. Situación de los reconocimientos realizados en las distintas campañas.

La Figura 3 recoge el perfil geológico por el eje mayor de la balsa, donde se ha incorporado la información procedente de las campañas realizadas en la balsa.

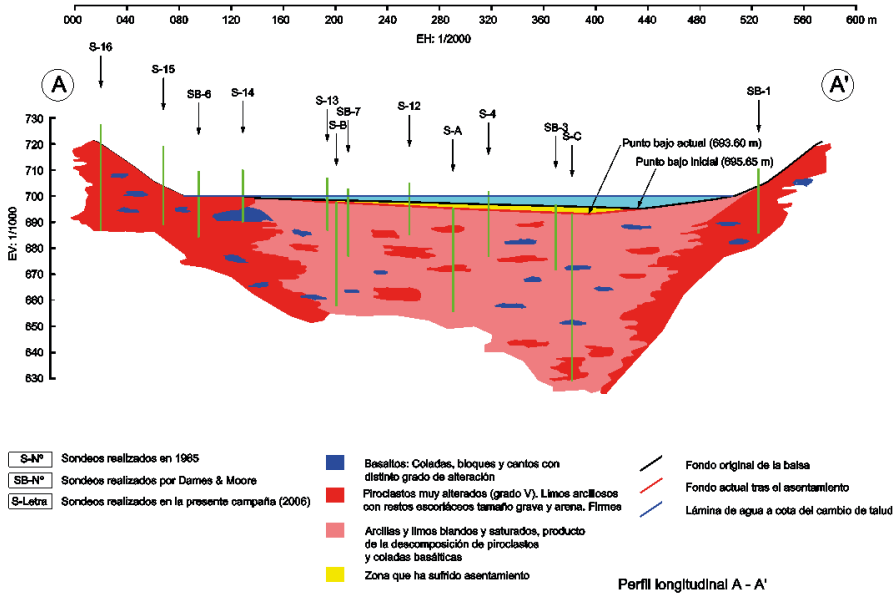


Figura 3. Perfil geológico longitudinal de la Balsa de Barlovento.

En este texto se recoge la caracterización geotécnica que se hizo del material detectado en el fondo de la balsa, como etapa previa al análisis geomecánico del problema suscitado.

En este estudio, como paso previo, se determinó por medio de análisis mineralógicos por difracción de Rayos X que el terreno estaba compuesto fundamentalmente por un único tipo de material, constituido por un limo arcilloso, formado mayoritariamente por halloisitas. Más específicamente se pudo decir que el material está fundamentalmente compuesto por Halloisita-7Å, mineral arcilloso polimorfo del caolín también conocido con el nombre de metahallosita por su condición de semihidratación (a diferencia de la Halloisita-10 Å, totalmente hidratada), acompañada de una menor proporción de

hematites ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ). En el difractograma de la Figura 4 puede verse el resultado de uno de los análisis realizados.

Se debe destacar la gran dificultad que ha presentado este material halloisítico, durante la realización de los ensayos, dado su comportamiento geotécnico claramente diferente a los materiales con los que habitualmente se trabaja en Mecánica de Suelos (Hurlimann et al., 2001).

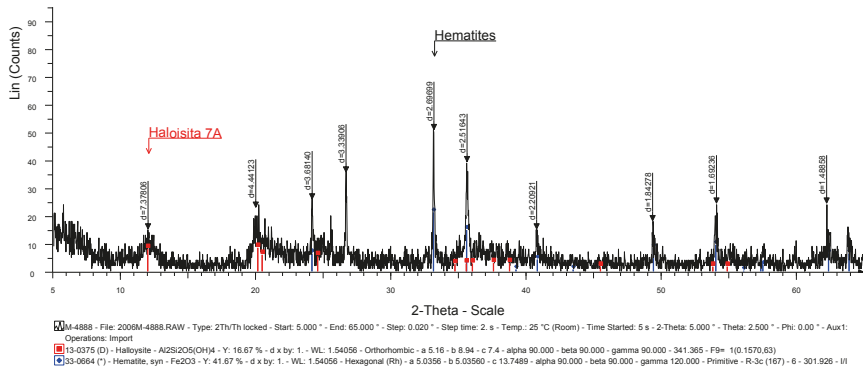


Figura 4. Difractograma de Rayos X.

## 1. Origen y estructura de las halloisitas

Las halloisitas se originan, principalmente, como resultado de la meteorización de rocas ultramáficas, vidrio volcánico y pumitas. En el caso concreto de las muestras estudiadas, proceden de la alteración de piroclastos de origen básico.

Son minerales arcillosos pertenecientes al grupo de las kaolinitas, siendo su principal característica que las láminas están separadas por una monocapa de moléculas de agua. Esta estructura se denomina Halloisita-10Å. Dado que las fuerzas que unen la capa de agua interlaminaar con el resto de la estructura son débiles, la arcilla puede fácilmente deshidratarse (por secado al aire, en vacío o por un ligero calentamiento) y convertirse irreversiblemente en Halloisita-7Å. Por ello, lo más frecuente es encontrar la Halloisita-7Å cerca de la superficie y la Halloisita-10Å en profundidad. Además, es muy común que con la propia manipulación de las muestras se induzca esta transformación (Joussein et al., 2005). En la Figura 5 se muestra la arcilla tras ser secada en estufa y en su estado natural. La primera muestra una superficie con pequeñas grietas de desecación y

un aspecto general compacto mientras que en la segunda se aprecia un aspecto "grumoso", revelando la gran influencia de la humedad en la muestra.

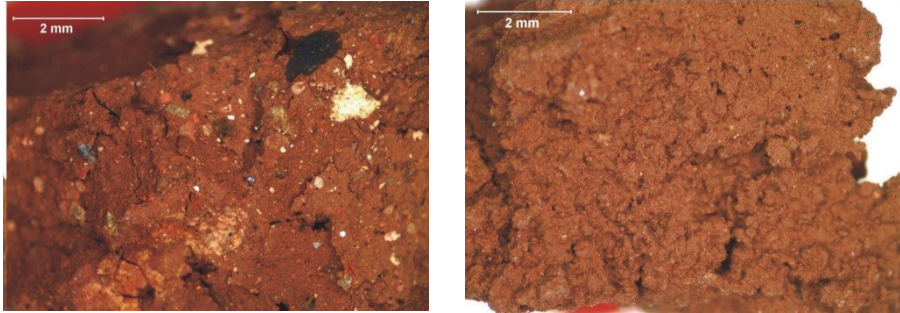


Figura 5. Fotografías de las muestras: izquierda, secada en estufa y derecha, en su estado natural.

Las partículas de halloisita pueden adoptar numerosas morfologías, siendo la más común la estructura en tubos elongados de  $0,07\mu\text{m}$  de diámetro medio. También se puede encontrar como tubos cortos, esferas o como partículas laminares. Esta gran variedad de morfologías puede atribuirse a varios factores, entre los que cabe destacar: la estructura cristalina, el grado de alteración, la composición química y los efectos de la deshidratación. La deshidratación influye sobre la morfología de la arcilla: en las estructuras esféricas provoca la reducción en el diámetro de las partículas, mientras que incrementa el diámetro de las formas tubulares. En la Figura 6, se muestra una estructura tubular típica de la halloisita y una estructura de deshidratación, vistas realizadas con ayuda de microscopio.

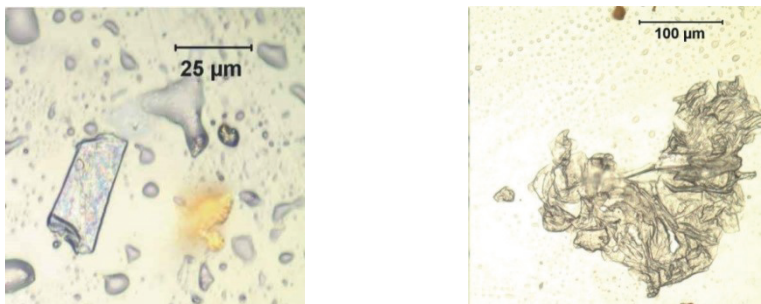


Figura 6. Vistas de halloisita bajo microscopio en estructura tubular (izquierda) y estructura de deshidratación (derecha).

## 2. Ensayos de identificación

### 2.1. Ensayos granulométricos

Se realizaron 35 ensayos granulométricos por tamizado y sedimentación, cuyos resultados se muestran en la Figura 7.

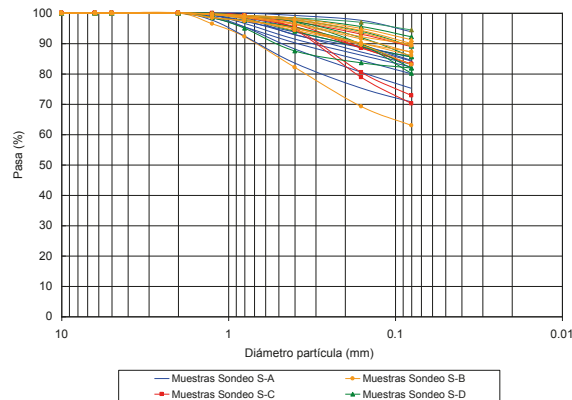


Figura 7. Curvas granulométricas de las muestras ensayadas por tamizado.

El análisis de las curvas granulométricas permite indicar que el contenido de finos (partículas de tamaño inferior a 0,08 mm) varía entre 65 y 95 %, con un valor medio representativo de 85%. Por otra parte, no se han detectado partículas superiores a 2 mm, correspondiente al tamaño grava.

De forma adicional, en todas las muestras también se realizaron ensayos granulométricos por sedimentación de acuerdo a lo indicado en la norma UNE 103102-1995. Con objeto de poder tamizar la muestra, el material se secó en estufa a 50° para lograr su desmenuzamiento, por lo que perdió su humedad. Después se introdujo el material a ensayar en una probeta con agua y dispersante durante 18 horas para disgregar los glomérulos formados. Dadas las características físico-químicas de la halloisita, que tiende a formar agregados, el resultado que se obtuvo carecía de sentido, pues la curva granulométrica perdía su continuidad, tal como puede verse en la Figura 8 (izquierda).

Para evitar este problema se hicieron pruebas modificando algunos de los aspectos técnicos del ensayo, sin obtener resultados satisfactorios. El siguiente paso fue aplicar a las muestras una técnica basada en la difracción de rayos láser

que atraviesan el material. En estos ensayos, que se hacen con el material que pasa por el tamiz 0,40 UNE, se obtuvo una curva granulométrica continua como la recogida en la Figura 8 (derecha), lo que demostró la bondad del método de ensayo. Los resultados indicaron porcentajes de material arcilloso (partículas de tamaño inferior a 2 micras) comprendido entre 20 y 50%, con una media de 35%.

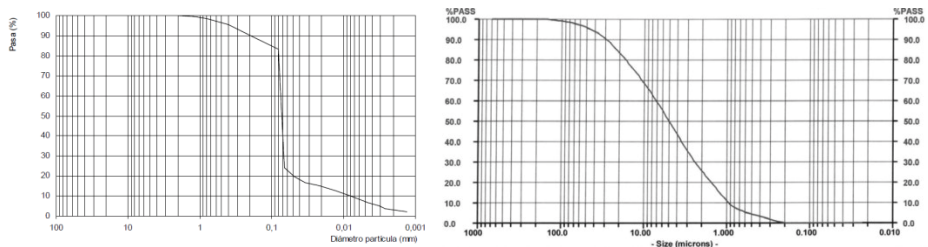


Figura 8. Curva granulométrica de una muestra ensayada por tamizado y sedimentación (izquierda) y difracción de rayos láser (derecha).

## 2.2. Ensayos de plasticidad

La plasticidad del material se estudió mediante ensayos de determinación de los límites de Atterberg. De acuerdo a la norma UNE, el material a ensayar es el pasante por el tamiz 0,40 UNE, para lo cual hay que desecar previamente la muestra. Una vez tamizado el material, se amasa con una cierta cantidad de agua y se deja 24 horas para homogeneizar la humedad. Algunos de los resultados fueron anómalos, puesto que un material que en condiciones naturales era claramente plástico, no presentaba plasticidad en los ensayos.

Esta anomalía en los resultados se explica dadas las características físico-químicas de la halloisita. En este caso, la forma tubular cilíndrica de las partículas de halloisita hace que la entrada de agua en dichos tubos sea bastante compleja y lenta, por lo que el método de ensayo preconizado por la norma no se puede considerar adecuado para el análisis de este tipo de material. Debido a esta particularidad se decidió realizar los ensayos de determinación de los límites de plasticidad con el material tal como se encontraba en los testigos recibidos en el laboratorio, sin ninguna manipulación posterior en lo que se refiere a secado y tamizado.

En la Figura 9 se han recogido los resultados, en función del método de manipulación de las muestras. Los valores del límite líquido y del índice de plasticidad obtenidos con las muestras no manipuladas son más elevados y, dadas las particularidades de la halloisita, son los que se consideran representativos del material. Los valores del límite líquido de las 23 muestras ensayadas variaron entre 48 y 95%, con un valor medio de 70%; el índice de plasticidad fluctuó entre 9 y 40%, con una media de 18%. Estos valores permiten clasificar el material como un limo de alta plasticidad (MH).

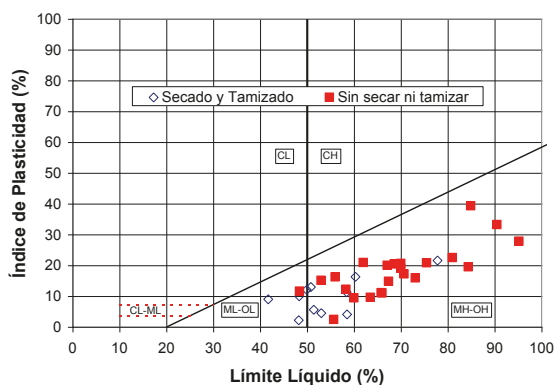


Figura 9. Carta de Casagrande con los resultados obtenidos en función del método de manipulación de las muestras.

### 2.3. Peso específico de las partículas sólidas

Se realizaron 33 determinaciones del peso específico de las partículas sólidas. Los valores obtenidos fluctuaron entre 24,72 y 30,12  $\text{kN/m}^3$ , con un valor medio de 28,45  $\text{kN/m}^3$ , propio de partículas de composición original basáltica.

### 2.4. Ensayos químicos

Se realizaron 32 ensayos de determinación de los contenidos de carbonatos, sulfatos y materia orgánica en sendas muestras representativas del total de las recibidas en el Laboratorio.



Los resultados de estos ensayos se pueden resumir en los siguientes datos:

- a.- No se han detectado indicios de carbonatos en ninguna de las muestras.
- b.- El porcentaje de sulfatos, expresados en porcentaje de  $\text{SO}_3$ , varía entre 0 y 0,10%, con una media representativa de 0,05%. Estos valores indican que el contenido de sulfatos es prácticamente despreciable.
- c.- El porcentaje de materia orgánica presente en las 32 muestras ha fluctuado entre 0,04 y 3,37%, con un valor puntual de 8,15%. Aparte de este último valor de 8,15%, existen otras ocho muestras (25% del total) con un valor superior a 1%. La media representativa es 1%, lo cual se puede considerar un valor relativamente elevado, superior en todo caso a los normalmente presentes en los suelos.

De forma complementaria se realizaron cinco determinaciones totales de componentes químicos de las que se dedujo que el 25% del material está constituido por óxidos de aluminio, el 20% de óxidos de hierro, otro 25% de silicatos y un 5% de óxidos de titanio. El resto está constituido por materiales volátiles que se pierden durante el proceso de ensayo.

### 3. Ensayos de estado

Se han realizado 31 determinaciones de la humedad natural, de la densidad seca y del peso específico de las partículas sólidas en sendas muestras procedentes de los sondeos ejecutados. Además, con estos valores obtenidos en laboratorio, se ha deducido, para todas las muestras ensayadas, la densidad natural, el índice de huecos y el grado de saturación. Los valores más representativos de todos estos parámetros se han recogido en la tabla siguiente. Por otro lado, parte de los resultados obtenidos se han representado en función de la profundidad, en las Figuras 10, 11 y 12.

Tabla 1. Resultados de los ensayos de estado natural.

| Propiedad                                   | Valor medio | Valor máximo | Valor mínimo |
|---|-------------|--------------|--------------|
| Humedad natural (%)                         | 60          | 81           | 38           |
| Densidad seca ( $\text{Mg}/\text{m}^3$ )    | 1,06        | 1,26         | 0,82         |
| Densidad natural ( $\text{Mg}/\text{m}^3$ ) | 1,65        | 1,92         | 1,27         |
| Índice de huecos                            | 1,8         | 2,5          | 1,3          |
| Grado de saturación (%)                     | 95          | 100          | 63           |

Como se puede apreciar en la tabla anterior, el material analizado presenta una densidad seca media muy baja ( $\gamma_d=1,06 \text{ Mg}/\text{m}^3$ ), como consecuencia del índice de huecos tan elevado que tiene ( $e=1,8$ ). La humedad natural media se puede considerar relativamente elevada ( $w=60\%$ ), haciendo que prácticamente todas las muestras se encuentran con grados de saturación cercanos al 100%. Por otra parte, esta humedad natural tiene un valor intermedio entre el límite líquido ( $LL=70\%$ ) y el límite plástico ( $LP=50\%$ ), por lo que el índice de consistencia está alrededor de 0,5.

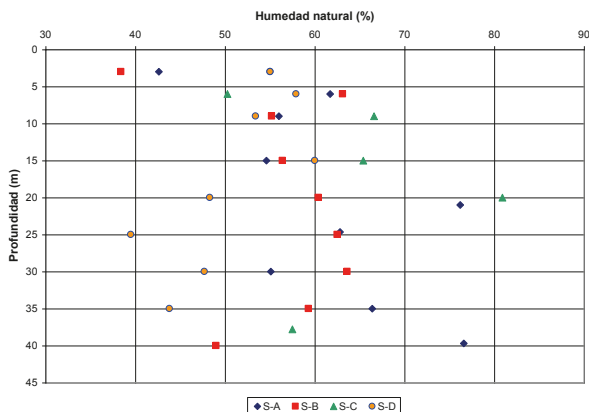


Figura 10. Valores de la humedad natural en función de la profundidad.

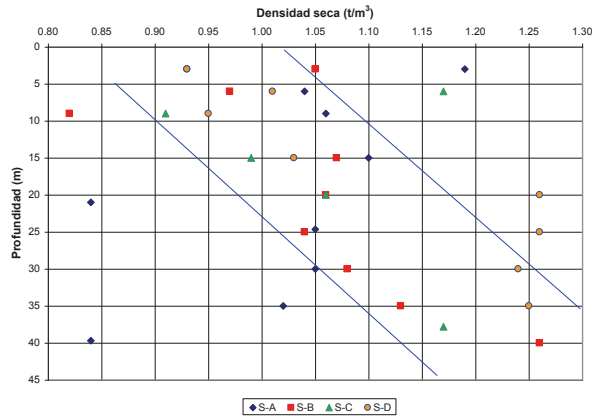


Figura 11. Valores de la densidad seca en función de la profundidad.

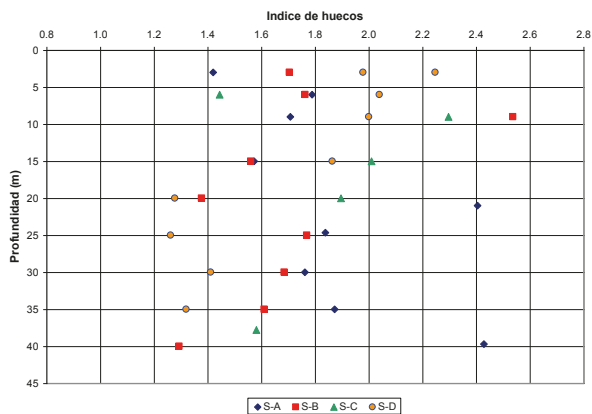


Figura 12. Valores del índice de huecos en función de la profundidad.

El análisis de las figuras anteriores permite realizar los siguientes comentarios:

- La gran mayoría de los valores de la humedad natural están comprendidos entre 50 y 70%, no habiendo ninguna correlación apreciable con la profundidad.
- Los valores de la densidad seca presentan un cierto aumento con la profundidad.
- La gran mayoría de los valores del índice de huecos están comprendidos entre 1,4 y 2,0, con un valor medio de 1,8, no apreciándose ninguna correlación con la profundidad.

## 4. Ensayos de resistencia

### 4.1. Ensayos de penetración dinámica continua

En el fondo de la balsa se realizaron 13 ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH hasta 20 m de profundidad. En todos los ensayos y en toda la profundidad investigada, el resultado obtenido estuvo por debajo de los 5 golpes/20 cm, no habiéndose llegado, en ningún caso, a rechazo, tal como puede verse en la Figura 13. Estos valores tan bajos son indicativos de un material muy poco resistente y previsiblemente de muy alta deformabilidad.

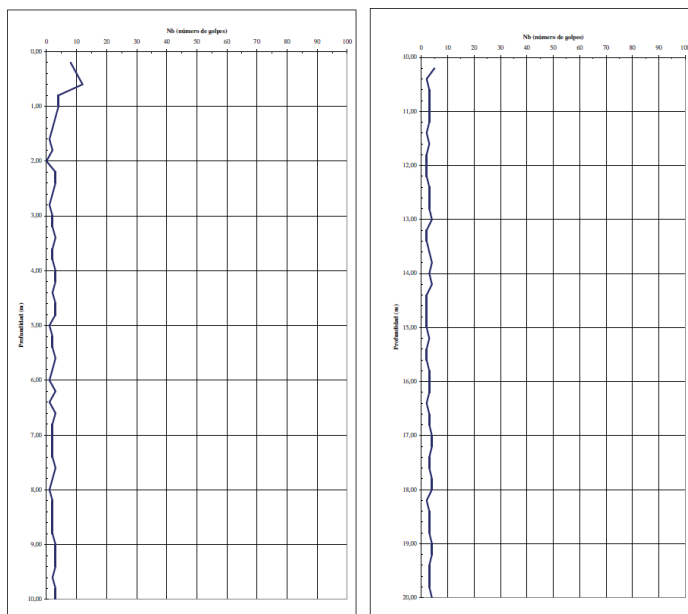


Figura 13. Registro de un ensayo de penetración dinámica.

### 4.2. Ensayos SPT

Se realizaron 23 ensayos SPT repartidos en todas las profundidades, cuyos resultados se muestran en la Figura 14, excepto dos valores de 28 golpes y rechazo, indicativos de la presencia de capas intercaladas más resistentes. La mayoría de los valores no supera los 10 golpes, siendo la media representativa de unos 5 golpes/30cm, indicativo de un material muy blando y de muy baja

resistencia. Llama la atención la existencia de tres valores de golpeo nulo, uno de ellos a unos 36 m de profundidad al igual que parece observarse una cierta disminución del golpeo con la profundidad, hecho éste que no es habitual.

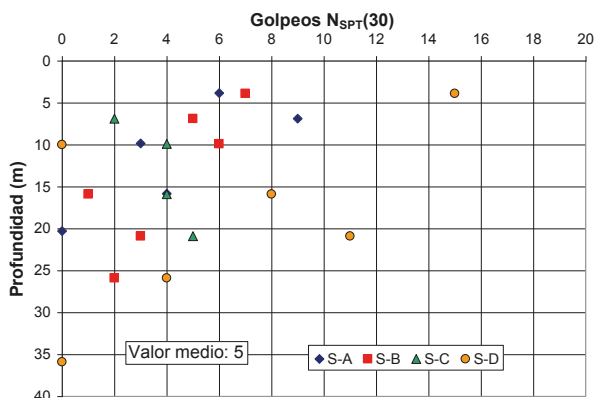


Figura 14. Valores de los ensayos SPT realizados en los sondeos.

### 4.3. Ensayos de compresión simple

Se realizaron siete ensayos de compresión simple, cuyos resultados variaron entre 19 y 41 kPa, con un valor medio de unos 30 kPa, lo que vuelve a ser indicativo de un material de muy baja resistencia. Los resultados, recogidos en la Figura 15, permiten apreciar un cierto aumento de la resistencia a la compresión simple con la profundidad. En dos de los ensayos no se pudieron tallar las probetas dada la poca consistencia de las mismas.

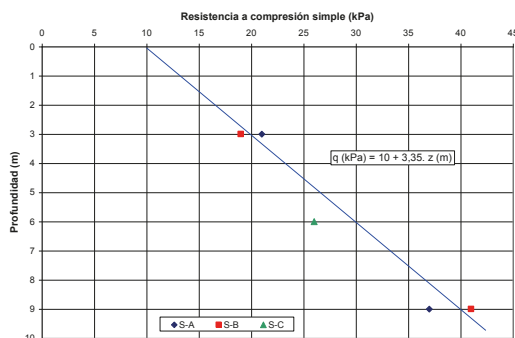


Figura 15. Resultados de los ensayos de resistencia a compresión simple en función de la profundidad.

#### 4.4. Ensayos de corte directo y triaxiales

Se realizaron ocho ensayos de corte directo, con sendas muestras inalteradas tomadas a profundidades relativamente pequeñas entre 3 y 9 m, excepto una tomada a 21 m. Los ensayos se realizaron en caja circular de 60 mm de diámetro, sumergida permanentemente en agua. En cada uno de los ensayos se rompieron tres muestras, previamente cargadas y consolidadas las probetas, con presiones verticales de 50, 100 y 200 kPa.

En la Figura 16 se muestran los valores “tensión normal aplicada – tensión tangencial en rotura” de todas las probetas ensayadas, junto con la recta de resistencia intrínseca que mejor ajusta dichos resultados, de forma global.

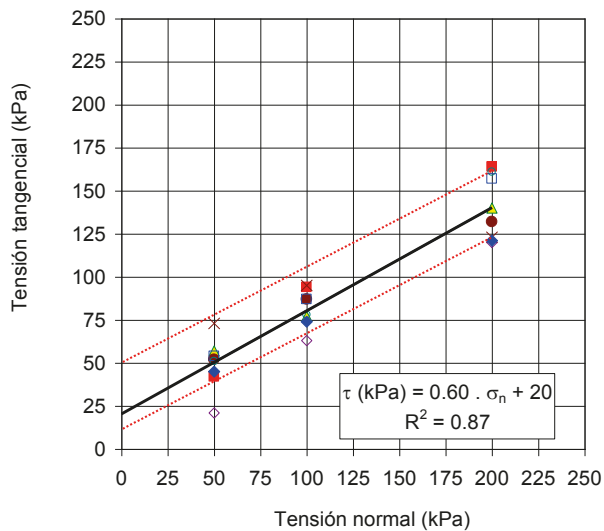


Figura 16. Resultados de los ensayos de corte directo realizados.

Los valores de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de rozamiento) deducidos individualmente de los ensayos pueden verse en la Figura 17, junto con el valor medio.

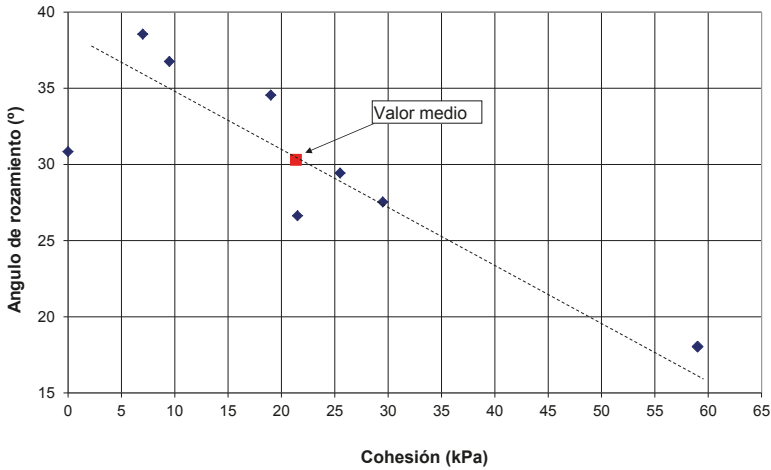


Figura 17. Parámetros deducidos de los ensayos de corte directo.

Puede verse que los valores se alinean en una recta que indica que cuando la cohesión es alta, el ángulo de rozamiento es bajo y viceversa, de tal manera que la cohesión varía entre 0 y 59 kPa y el ángulo de rozamiento entre 18 y 38,5°. Los valores considerados representativos del comportamiento resistente de este material son una cohesión de 20 kPa y un ángulo de rozamiento de 30°. Estos valores son típicos de un material limoso, lo cual es congruente con los datos de identificación obtenidos de los ensayos granulométricos y de plasticidad.

También se realizó un ensayo triaxial tipo CU del que se dedujo los siguientes parámetros de resistencia: cohesión de 30 kPa y ángulo de rozamiento de 29°, valores del mismo orden de magnitud que los deducidos anteriormente.

#### 4.5. Ensayos presiométricos

Se realizaron cinco ensayos presiométricos en uno de los sondeos, cuyos principales resultados se han recogido en la Tabla 2.

Tabla 2. Resultados de los ensayos presiométricos.

| Prof. (m) | Presión fluencia neta Pf (kPa) | Presión límite neta Pl (kPa) | Pl/ Pf | Módulo presiom. Ep (kPa) |
|-----------|--------------------------------|------------------------------|--------|--------------------------|
| 4,50      | 368                            | 527                          | 1,43   | 4100                     |
| 10,20     | 525                            | 727                          | 1,38   | 3200                     |



| Prof. (m) | Presión fluencia neta Pf (kPa) | Presión límite neta Pl (kPa) | Pl/ Pf | Módulo presiom. Ep (kPa) |
|-----------|--------------------------------|------------------------------|--------|--------------------------|
| 15,20     | 740                            | 967                          | 1,31   | 5700                     |
| 25,20     | 728                            | 907                          | 1,25   | 5920                     |
| 40,20     | 797                            | 1097                         | 1,38   | 6210                     |

Los valores, tanto de la presión de fluencia neta como de la presión límite neta, son valores muy bajos, claramente indicativos de un material de muy baja resistencia. Se aprecia en los valores un cierto incremento con la profundidad por efecto del aumento de la presión de confinamiento. El hecho de que el cociente entre la presión límite neta y la presión de fluencia neta sea prácticamente igual en todos los ensayos (valores comprendidos entre 1,25 y 1,43) indica que el terreno en el que se han realizado los ensayos puede considerarse el mismo.

## 5. Ensayos de deformabilidad

### 5.1. Ensayos edométricos

Se realizaron seis ensayos edométricos de cuyos resultados se pueden realizar los siguientes comentarios:

- a.- El coeficiente de compresibilidad varió entre 0,18 y 0,48 con una media de 0,35. Los valores del coeficiente de entumecimiento fluctuaron entre 0,011 y 0,031, con una media de 0,019. La relación entre ambos coeficientes estuvo comprendida entre 15 y 29, con una media de 20.
- b.- Los valores de los módulos edométricos deducidos, independientemente de la presión vertical utilizada en los cálculos, variaron entre 1600 y 15600 kPa, tal como puede verse en la Figura 18. Estos resultados indican que se trata de suelos blandos con mucha deformabilidad.
- c.- Se aprecia un claro aumento del módulo edométrico con la presión vertical: para el intervalo de presiones verticales entre 20 y 80 kPa, el módulo edométrico representativo puede considerarse de 2700 kPa; para el intervalo entre 80 y 300 kPa, dicho módulo vale 5500 kPa y para el escalón superior entre 300 y 1000 kPa, el módulo se eleva hasta 10500 kPa

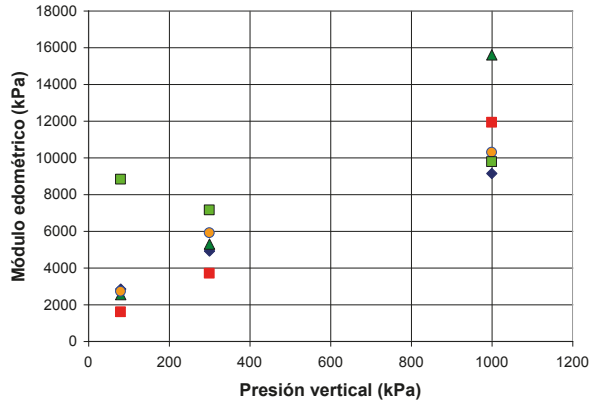


Figura 18. Módulos edométricos deducidos de ensayos edométricos.

- d.- En el gráfico siguiente se han representado los valores representativos del módulo edométrico anteriormente seleccionados en función de la profundidad, teniendo en cuenta que la densidad aparente natural media del terreno es de  $1,65 \text{ Mg/m}^3$  y suponiendo que el nivel freático está en superficie. De esta manera, como se muestra en la Figura 19 a través de la recta de regresión, la variación del módulo edométrico con la profundidad se puede determinar mediante la siguiente expresión (1):

$$E_{\text{oed}} \text{ (kPa)} = 2500 + 75 z \text{ (m)} \quad (1)$$

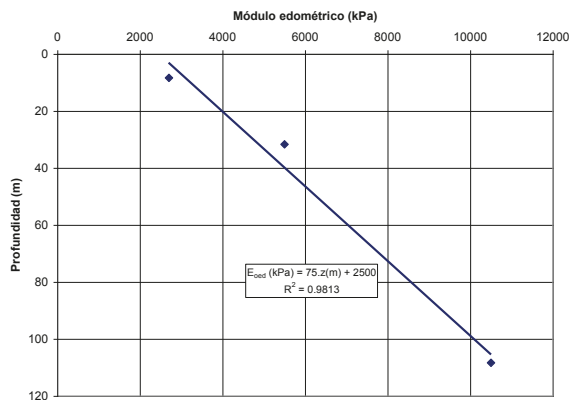


Figura 19. Módulos edométricos representativos en función de la profundidad.

- e.- Por otra parte, los coeficientes de consolidación han variado entre  $1 \times 10^{-2}$  y  $6,8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , con una media representativa de  $1,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , lo que indica un material con un drenaje algo deficiente, por lo que los tiempos de consolidación pueden ser elevados.

## 5.2. Ensayos presiométricos

El análisis de los datos deformacionales obtenidos de los cinco ensayos presiométricos realizados, y comentados anteriormente, permite realizar los siguientes comentarios:

- a.- Los valores de los módulos presiométricos, recogidos en la Tabla 2, son muy bajos, lo que indica que los ensayos se han realizado en un material muy deformable.
- b.- Los valores correspondientes a cada ensayo del cociente entre el módulo presiométrico y la presión límite (comprendidos entre 4,4 y 7,8) indican un material alterado. En general, valores de este cociente por debajo de 5 hacen que se pueda considerar el ensayo como anómalo y mal ejecutado, por excesiva alteración del terreno.
- c.- Los valores de los módulos edométricos se obtuvieron multiplicando los valores de los módulos presiométricos por una constante  $\alpha$  de valor 1,5, de acuerdo a las correlaciones establecidas por Ménard (1975), ampliamente utilizadas en la práctica habitual.
- d.- Los valores de los módulos edométricos, así obtenidos, son del mismo orden de magnitud que los deducidos de los ensayos edométricos, aunque algo superiores, como puede verse en la Figura 20.
- e.- La variación del módulo edométrico deducido de los ensayos presiométricos con la profundidad se puede cuantificar mediante la siguiente expresión (2):

$$E_{\text{oed, pres.}} \text{ (kPa)} = 8000 + 35 z \text{ (m)} \quad (2)$$

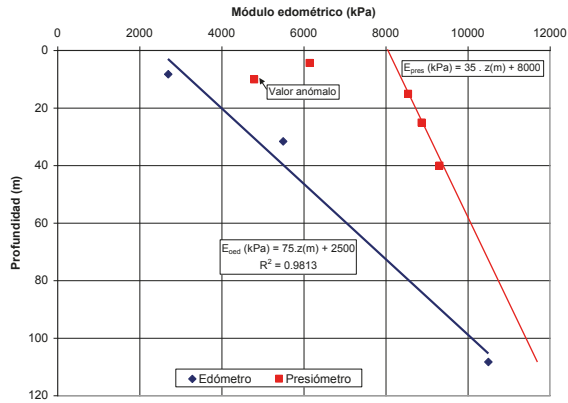


Figura 20. Módulos edométricos, procedentes de ensayos edométricos y presiométricos, en función de la profundidad.

## 6. Ensayos de permeabilidad

Se ha realizado un ensayo de permeabilidad en célula triaxial, con una diferencia de presiones de 100 kPa, sobre una muestra tomada a 15 m de profundidad. El coeficiente de permeabilidad obtenido es de  $1,8 \times 10^{-7}$  cm/s, valor que se puede considerar representativo de un material arcilloso bastante impermeable.

Por otra parte, también se puede obtener el coeficiente de permeabilidad mediante la expresión, deducida en la teoría de la consolidación unidimensional, a partir del coeficiente de consolidación, de la densidad del agua y del módulo edométrico. Teniendo en cuenta que los valores representativos del coeficiente de consolidación y del módulo edométrico son  $1,5 \times 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s y 5500 kPa, respectivamente, el valor que se obtiene del coeficiente de permeabilidad es  $2,7 \times 10^{-6}$  cm/s, un orden de magnitud superior al deducido del ensayo anterior.

## 7. Ensayos de dispersabilidad

Se realizaron tres ensayos de dispersabilidad, cuyos resultados indicaron que el material ensayado es "No dispersivo" .

## 8. Resumen

Como resumen de la caracterización geotécnica realizada basándose en los ensayos de laboratorio, en la tabla siguiente, se han recogido los valores geotécnicos que se consideran representativos del comportamiento resistente y deformacional del material halloisítico ensayado en laboratorio.

Es de destacar que los valores obtenidos son completamente concordantes con los obtenidos en el informe del Servicio Geológico de Obras Públicas del año 1972, realizado para la construcción de la balsa.

Tabla 3. Valores representativos de los parámetros geotécnicos.

| Propiedad  | Valor representativo |
|--|----------------------|
| Porcentaje de finos ( $D < 80\mu$ )                      | 85%                  |
| Porcentaje de arcilla ( $D < 2\mu$ )                     | 35%                  |
| Límite líquido (%)                                       | 70                   |
| Límite de plasticidad (%)                                | 52                   |
| Índice de plasticidad (%)                                | 18                   |
| Peso específico partículas sólidas ( $\text{kN/m}^3$ )   | 28,45                |
| Contenido de carbonatos (%)                              | 0                    |
| Contenido de sulfatos (%)                                | Despreciable         |
| Contenido de materia orgánica (%)                        | 1                    |
| Humedad natural (%)                                      | 55                   |
| Densidad seca ( $\text{Mg/m}^3$ )                        | 1,06                 |
| Grado de saturación (%)                                  | 100                  |
| Índice de huecos   | 1,8                  |
| SPT (golpes/30 cm)                                       | 5                    |
| Compresión simple (kPa)                                  | 30                   |
| Cohesión (kPa)   | 20                   |
| Ángulo de rozamiento ( $^\circ$ )                        | 30                   |
| Coefficiente de compresibilidad (Cc)                     | 0,35                 |
| Módulo de deformación (kPa)                              | 5500                 |
| Coefficiente de consolidación ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) | $1,5 \times 10^{-3}$ |
| Permeabilidad (cm/s)                                     | $1,8 \times 10^{-7}$ |

## 9. Agradecimientos

Los autores de este artículo quieren agradecer el trabajo realizado por Cristina de Santiago durante la realización de los ensayos de laboratorio recogidos en este trabajo.

## 10. Bibliografía

- Estaire, J., Díez, J.A. y Martínez, J.M., (2008). "Análisis de las causas de los asentamientos producidos en la Balsa de Barlovento (Isla de La Palma, Canarias)" . *Geotemas*, 10:276.
- Hurlimann, M., Ledesma, A. y Martí, J., (2001). "Characterisation of a volcanic residual soil and its implications for large landslide phenomena: application to Tenerife, Canary Islands" . *Engineering Geology* 59: 115-132.
- Joussein, E., Petit, S., Churchman, J., Theng, B., Righi, D. and Delvaux, B., (2005). "Halloysite clay minerals- a review" . *Clay Minerals*, 40: 383-426.
- Ménard, L. (1975) "Interpretation and application of pressumeter test results to foundation design (D60)" *Sols Soils* n°26, Paris.
- Servicio Geológico de Obras Públicas (1972). "Informe acerca de la impermeabilización y drenaje del embalse de la Laguna, término municipal de Barlovento. (Isla de La Palma, provincia de Santa Cruz de Tenerife)".



## CAPÍTULO 12

---

# Muros de gravedad con anclajes pasivos para estabilización de taludes de carretera en roca volcánica: metodología de diseño

Miguel Ángel Franesqui García

### 1. Introducción

Se presenta la metodología y los criterios de diseño de una solución estructural para la estabilización de taludes verticales en macizos rocosos fuertemente fracturados. Esta solución, de sencilla ejecución y alta integración en el medio, ha sido desarrollada para su aplicación al sostenimiento de la ampliación de una plataforma en las actuaciones de mejora de trazado de un tramo de la carretera GC-503 en la isla de Gran Canaria, la cual se expondrá como ejemplo de aplicación práctica, así como para el planteamiento de la metodología a seguir.

Las actuaciones de acondicionamiento y mejora de trazado en carreteras locales representan una parte muy significativa de las llevadas a cabo por las Administraciones autonómicas y locales que gestionan estos niveles de la red. Por otra parte, generalmente los recursos disponibles para las carreteras de la red de orden inferior no permiten llevar a cabo obras costosas y complejas que impliquen presupuestos elevados. Se precisan, por tanto, soluciones de sencilla construcción y que no requieran excesiva especialización en las técnicas aplicadas y en el personal que las ejecuta.

Sin embargo, con frecuencia muchas de estas carreteras discurren por terrenos de complicada orografía ya que cumplen una función básica de accesibilidad territorial. En la mayor parte de Canarias, y debido a su origen volcánico, el carácter abrupto del relieve alcanza niveles similares al de regiones de alta montaña, pero además con una particular disposición de la red natural de drenaje en forma radial con profundos barrancos separados por estrechas divisorias. Esto se traduce en que las comunicaciones entre la costa y las cumbres centrales se realicen a través de trazados que discurren en ciertos



tramos por estas divisorias de cuencas. En ellas, la anchura se reduce en algunos puntos a prácticamente la plataforma actual de la carretera, dificultando su posible ampliación y obligando a disponer adecuados sistemas de contención de vehículos que garanticen la seguridad vial, por el importante desnivel. Un ejemplo de este tipo de trazados se representa en la Figura 1, correspondiente al tramo de la carretera GC-503 objeto de las actuaciones. En la Figura 2 se aprecia la reducida distancia existente entre el borde de la plataforma y el talud, lo que dificulta las obras de ampliación de la sección transversal.



Figura 1. Tramo de la carretera GC-503 objeto de la actuación, sobre la coronación de la divisoria entre los Barrancos de Ayagaures y Lomo de La Data. (Isla de Gran Canaria).



Figura 2. Detalle de la proximidad del borde de la plataforma existente a la coronación del talud vertical, dificultando las posibilidades de ampliación de la sección transversal.

La dificultad para la ampliación de la plataforma reside, por tanto, en las escarpadas condiciones orográficas en las que se inserta el trazado, al apoyarse sobre una estrecha meseta constituida por un macizo rocoso altamente fracturado, en la coronación de una divisoria, con taludes verticales y subverticales y alturas que pueden llegar a superar los 15-20 m en determinados puntos kilométricos (Figuras 3 y 4). Estas características de inserción del trazado pueden darse también en otros tipos de carreteras de montaña de otras regiones, como por ejemplo en tramos que discurran sobre la coronación de taludes verticales o próximos a estas laderas. Además, las estructuras que aquí se describen pueden también aplicarse en la contención de taludes de desmonte en roca sobre la rasante de la carretera.



Figuras 3 y 4. Detalle de los taludes del macizo rocoso de ignimbritas fonolíticas sobre cuya coronación discurre la plataforma de la carretera.

En octubre de 2002, el Área de Obras Públicas del Cabildo de Gran Canaria requirió nuestra asistencia técnica para el estudio de posibles soluciones de ampliación de la plataforma de la carretera GC-503 en el tramo de los 460 m de mayor dificultad, así como para el proyecto y desarrollo del sistema estructural finalmente adoptado. En las prescripciones impuestas para el mencionado estudio se subrayaba explícitamente la simplificación del método constructivo para que pudiese ser ejecutado de forma económica, sistematizada y con garantías sin necesidad de excesiva especialización, por tratarse de laderas de complicado acceso y elevada irregularidad. Además se requería la máxima integración paisajística y ambiental de las actuaciones.

Al tratarse de ampliar la anchura de la sección transversal por encima del nivel del terreno natural resultaba preciso recurrir a estructuras que permitieran sostener la rasante a la cota requerida. Por motivos ambientales (es necesario recordar que el 64% de la geografía canaria son espacios naturales protegidos) se descartaron las soluciones consistentes en costosas estructuras que proporcionasen el vuelo necesario para el aumento de la anchura de la plataforma. El sistema de estabilización finalmente desarrollado integra un importante número de medidas de saneo y refuerzo, habitualmente empleadas para taludes en roca, con el requerimiento de máxima sencillez en su ejecución.

Éste ha consistido en la ejecución de muros de gravedad de hormigón en masa con paramento a cara vista en mampostería utilizada como encofrado perdido y base de cimentación reducida adaptada a la forma de la ladera mediante anclajes pasivos sistemáticos y adherentes, inyectados con lechada de cemento, en la base de la obra de fábrica. También se ha previsto la estabilización del talud rocoso vertical bajo los muros, así como de los taludes adyacentes.

## 2. Marco geológico y geomecánico. Estudios realizados

### 2.1. Formaciones geológicas. Litología y estratigrafía

Se comenzó realizando un estudio pormenorizado mediante una campaña de reconocimiento de campo y posteriores trabajos de gabinete, donde se ha obtenido la información y se ha evaluado la problemática geológico-geotécnica de los materiales de la traza. Los estudios se han centrado sobre los siguientes aspectos:

- Marco geológico general, con estudio de la litología de los materiales aflorantes y sus ciclos formativos, estudiando la naturaleza, estratigrafía, composición, edad y potencia de las formaciones.
- Meteorización, erosión y estado de los diferentes afloramientos.
- Rasgos estructurales y tectónicos más significativos del área de estudio: estructura del macizo rocoso y sismicidad de la zona.
- Zonas con problemas de inestabilidad y desprendimientos, así como otros aspectos geomorfológicos destacables.

- Estudio de la hidrogeología: datos climatológicos, presencia de puntos de agua, posibles zonas de aporte de agua superficial o subterránea, permeabilidad de los materiales, agresividad de las aguas, afecciones potenciales de las obras en los acuíferos, inventario de captaciones de agua e hidrogeoquímica.

Los materiales que se encuentran en la zona de actuación son de origen volcánico, pertenecientes al Ciclo I (Mioceno Superior) y están constituidos por ignimbritas fonolíticas, con naturaleza de coladas escoriáceas y con soldadura intensa aunque muy fracturadas. En cuanto a la estructura, la estratificación presenta un buzamiento de unos 8° que va descendiendo periclinalmente hacia el mar, distinguiéndose también otras dos familias principales de discontinuidades. Los bloques son subangulares decimétricos a métricos y existen grandes oquedades en la base. Las posibles inestabilidades son principalmente movimientos de trayectoria vertical, como desprendimientos o colapsos de bloques, así como deslizamientos de cuñas y planos formados por la fracturación. Para la clasificación de los movimientos de ladera, identificando su mecanismo de rotura, pueden consultarse los trabajos de Corominas & García-Yagüe (1997), Varga & Gorbushina (1998) y Corominas (2004).

## 2.2. Levantamiento de las discontinuidades y caracterización geomecánica del macizo rocoso

Para la caracterización del macizo rocoso se establecieron tres estaciones geomecánicas en afloramientos superficiales o cortes en las que se han estudiado tanto las características de la roca matriz (litología, naturaleza y estructura interna, grado de meteorización, resistencia a compresión simple y resistencia bajo carga puntual), como de las familias principales de discontinuidades estructurales (tipo, orientación, continuidad, espaciado, abertura, rugosidad, ondulación, relleno, humedad, etc.), así como la realización de ensayos "*tilt test*" y esclerométricos (con esclerómetro Schmidt), según las recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981).

Las discontinuidades más representativas se agruparon en tres familias predominantes obtenidas mediante un "*cluster analysis*" jerarquizado, las cuales se han representado en proyección estereográfica o semiesférica equiareal de

Schmidt (proyectando sobre el hemisferio inferior), quedando representados los contornos y polos de las principales familias de discontinuidades. La discontinuidad estructural principal es la propia disposición estratificada de las coladas que poseen buzamientos subhorizontales menores a  $10^\circ$  con direcciones de buzamiento perpendiculares a la línea de costa. El resto de las direcciones de fracturación son subverticales a la disposición de las coladas y se corresponden con las fracturas de enfriamiento de éstas. En total, se dispone de 9 polos de fracturación distribuidos entre 3 y 5 polos por cada estación de medida. Del estudio y análisis de los estereogramas se deduce la existencia de las mencionadas 3 familias principales.

Se ha estudiado la resistencia al corte de las discontinuidades rugosas del macizo aplicando el criterio de rotura de Barton-Choubey (1977) con los valores obtenidos del JRC, deducidos a partir de la escala de comparación de perfiles de rugosidad, y la JCS, obtenida a partir del ensayo esclerométrico con martillo Schmidt.

Los datos obtenidos en el levantamiento geomecánico permitieron clasificar los macizos rocosos mediante el índice RMR y el índice Q. Los valores de resistencia a compresión simple, a tracción y tenacidad obtenidos para las distintas litologías, así como su clasificación geomecánica han sido los siguientes:

Tabla 1. Parámetros geotécnicos y clasificación geomecánica de diferentes formaciones atravesadas por la traza.

| Formación geológica   | $\sigma_c$ (MPa)<br>[matriz<br>rocosa] | $\sigma_t$ (MPa)<br>[matriz<br>rocosa] | $\sigma_t/\sigma_c$ | RMR   | Q     |
|---|--|--|---------------------|-------|-------|
| Coladas de lavas<br>fonolíticas   | 131-156                                | 16-18                                  | 0,11                | 72-73 | 22-25 |
| Depósitos piroclásticos<br>soldados (ignimbritas<br>fonolíticas con naturaleza<br>de coladas escoriáceas) | 15-60                                  | 1,36-5,75                              | 0,11                | 57-67 | 4-13  |

Además, estos criterios de clasificación empíricos permiten estimar parámetros de cálculo del macizo rocoso tales como sus parámetros de corte equivalente (cohesión, rozamiento), los intrínsecos del comportamiento en rotura según el

criterio de Hoek-Brown, así como el módulo de deformación del macizo, según las expresiones propuestas por Hoek & Brown (1998). Puede consultarse la formulación, por ejemplo, en González de Vallejo et al. (2002).

### 2.3. Estudio geológico-geotécnico de taludes

En el Apéndice 1 se presenta un modelo de ficha para el estudio pormenorizado de taludes rocosos existentes, en la que se resumen las características geológico-geotécnicas y datos geomecánicos de uno de los taludes analizados.

Para su elaboración se ha realizado un recorrido detallado por los taludes existentes en el tramo objeto de las actuaciones. En este estudio de campo se han establecido las estaciones geomecánicas anteriormente descritas y se han tomado los siguientes datos:

- Morfología y datos geométricos de los taludes existentes: altura, longitud, inclinación, dirección de buzamiento, existencia de elementos de drenaje en la coronación o al pie del talud, etc.
- Litología y datos geológicos: naturaleza, edad, formaciones superficiales, potencia, geomorfología y estructura.
- Datos geotécnicos: tipo de materiales, erosionabilidad, estado de conservación, datos estructurales, presencia de agua o nivel freático y filtraciones, presencia de vegetación, clasificación geoestructural, descripción de las inestabilidades potenciales (roturas circulares, por cuñas, bloques, etc.) y propiedades geotécnicas básicas.
- Datos geomecánicos: familias de discontinuidades principales y su continuidad, espaciamiento, apertura, rugosidad, ondulación, rellenos, grado de meteorización, orientación de las diaclasas, JRC y JCS de las juntas, que permitan tanto establecer la resistencia al corte de las discontinuidades rugosas según el Criterio de Barton-Choubey, como la clasificación geomecánica del macizo en el talud según los índices RMR, Q y SMR (Romana, 1997).
- Condiciones de excavabilidad de los distintos taludes, para determinar el método de excavación más apropiado.

- Datos para la evaluación de la degradación potencial de taludes en roca mediante el índice RDA (*Rockslope Deterioration Assesment*) de Nicholson & Hencher (1997), pues cuando se efectúa una excavación de un talud se liberan tensiones en el macizo y la exposición prolongada a los agentes atmosféricos conduce a una degradación acelerada.
- Datos para la evaluación del riesgo de desprendimientos de taludes en roca mediante los índices RHRS (*Rockfall Hazard Rating System*) (Pierson et al., 1990) y RHRON (*Ontario Rockfall Hazard Rating System*) (Franklin & Senior, 1997).
- Existencia o no de medidas estabilizadoras y correctoras ya aplicadas sobre el talud.

La evaluación de la degradación potencial de los taludes ha proporcionado una Clase 4 (RDA=68; susceptibilidad alta) con un grado de meteorización  $W_2$  (ligeramente meteorizada) (ISRM, 1981). Los índices RHRS y RHRON han proporcionado un riesgo de desprendimiento de tipo medio (RHRS=464).

También se ha clasificado el macizo a efectos de su excavabilidad proporcionando un índice de Excavabilidad IE=50 según la clasificación de Hadjigeorgiou y Scoble (1990).

### 3. Sistema estructural proyectado para el sostenimiento de la plataforma y la estabilización general del talud

#### 3.1. Descripción general y justificación de la solución

Los elementos estructurales proyectados están constituidos por muros de gravedad, para el sostenimiento del relleno destinado a la ampliación de la sección transversal, y por el refuerzo del macizo rocoso en el que se apoya la anterior estructura y su cimentación mediante un sistema de cosido del terreno con anclajes permanentes de barra pasivos, sistemáticos, adherentes, de inyección única global (IU) con lechada de cemento.

Se precisaba uniformizar las tipologías de estructuras de sostenimiento a utilizar para conseguir la mayor economía posible en su construcción, teniendo en cuenta que se trata de una ladera rocosa de difícil acceso y condiciones de trabajo, además de su gran irregularidad y variabilidad con presencia de huecos o







Los muros de hormigón disponen de juntas como máximo cada 5 m y se construyen por bataches, especialmente en aquellas zonas con problemas de deslizamientos o desprendimientos de los taludes.

Adicionalmente, se ha proyectado también un sistema de refuerzo del macizo rocoso en que se apoya la cimentación de los muros con objeto de estabilizar el talud rocoso ante deslizamiento general o local debido a las cargas concentradas que transmiten dichos muros, así como el refuerzo de los perfiles de ladera en los que no resulta necesaria la construcción de las mencionadas estructuras de sostenimiento para el relleno de ampliación de la plataforma (Figura 6). Tales medidas consisten también en un cosido del macizo mediante anclajes similares a los descritos anteriormente.

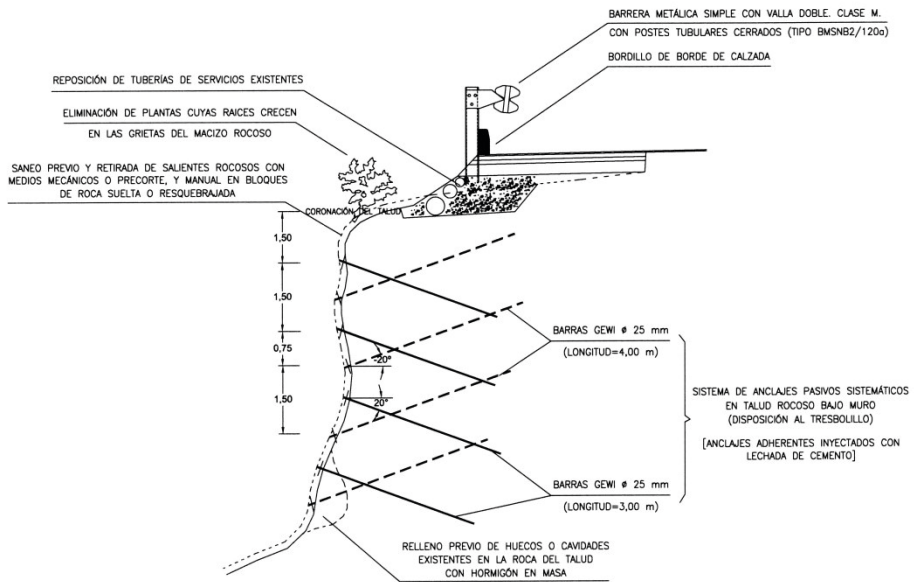


Figura 6. Sección transversal tipo del sistema de anclajes para cosido del talud rocoso en las secciones donde no se precisa muro de sostenimiento.

En las Figuras 7 y 8 pueden verse los detalles constructivos de los diferentes anclajes de barra proyectados.

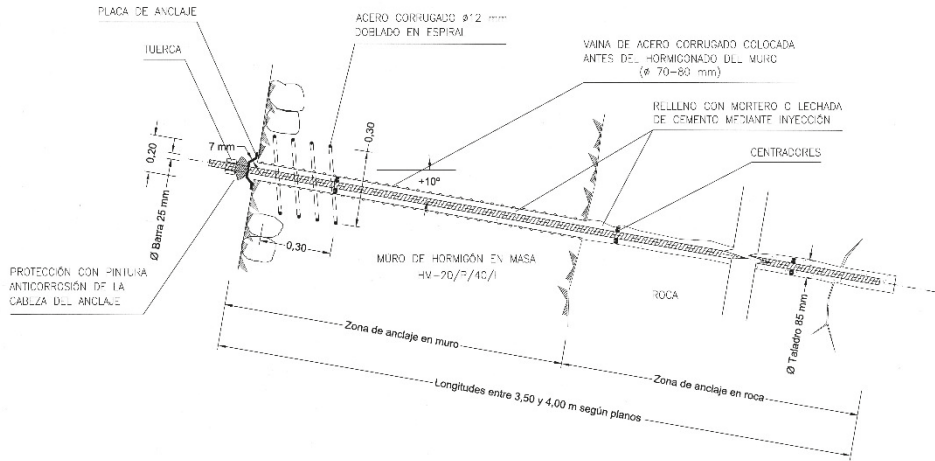


Figura 7. Detalle de anclaje pasivo adherente en la base del muro. (Pueden apreciarse las dos zonas diferentes del anclaje: en la roca se inserta en los taladros previamente perforados; dentro del muro, en las vainas de acero corrugado previamente colocadas en el interior del hormigón).

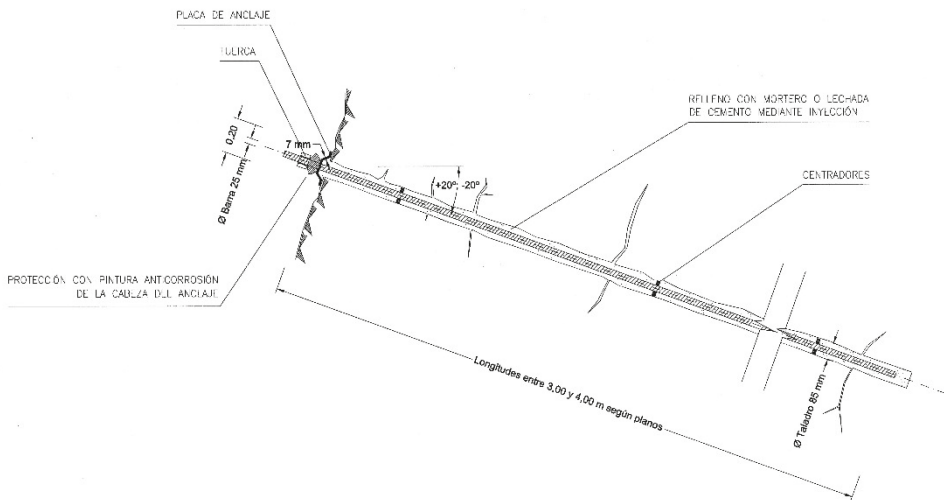


Figura 8. Detalle de anclaje pasivo adherente sobre talud en el macizo rocoso fracturado.

La elección de la tipología estructural diseñada responde a las siguientes razones fundamentales:

- a) Menor necesidad de excavación de la cimentación en el trasdós frente a las grandes anchuras de zapata que requieren los muros estructurales de hormigón armado. Esta ventaja es en este caso muy importante por el reducido espacio existente para cimentar el muro y la necesidad de minimizar las excavaciones en la ladera rocosa. Esta reducción de la sección de su cimentación se consigue, además, mediante el anclaje con barras pasivas de la base del muro, logrando de esta forma una adaptación de la sección estructural a la forma existente de la ladera en cada perfil, la cual es muy variable en sentido longitudinal de la carretera.
- b) Buena integración en el paisaje, así como la utilización de parte de los materiales producto de la excavación. El paramento visto o intradós recubierto con la piedra natural empleada como encofrado perdido contribuye a dicha integración ambiental.
- c) Mayor durabilidad, al tratarse de un muro de hormigón en masa. También esto facilita el proceso constructivo en una ladera de complicado acceso y condiciones de trabajo, y con elevada irregularidad para poder sistematizar un armado para la estructura que se inserta en cada perfil de la ladera. Por otra parte, algunos estudios han revelado que los anclajes de barra pasivos han mostrado menor susceptibilidad a la corrosión que los anclajes activos con cables (Shaqour, 2006).
- d) Al tratarse de muros de gravedad, la solución proporciona una reacción elevada para garantizar suficiente seguridad frente al deslizamiento general en planos de discontinuidades o local de cuñas sueltas del macizo rocoso del talud.  
Además, el trasdós se adopta escalonado para aprovechar la acción estabilizadora y centradora del peso del relleno sobre el muro, permitiendo reducir al máximo la anchura de su base. La elección de un trasdós escalonado frente a un trasdós plano inclinado

equivalente (1H:8V) obedece a facilitar el proceso constructivo mediante un encofrado de más sencilla ejecución al construir el muro por tongadas horizontales.

- e) Se ha decidido ejecutar la estructura con hormigón in situ, frente a soluciones prefabricadas debido a la dificultad de sistematizar su construcción mediante prefabricación, ya que es necesario adaptarlo a una ladera rocosa totalmente irregular, con cavidades u oquedades, con espacios reducidos para su cimentación y de difícil ejecución de la excavación.

Se ha previsto un saneo previo de los bloques de roca suelta o resquebrajada junto con la retirada de salientes rocosos por medios mecánicos y manuales, la eliminación de plantas arbustivas cuyas raíces crecen en las grietas del macizo, así como la ejecución de elementos de drenaje e impermeabilización del trasdós y de la coronación del muro (ver Fig. 5).

### 3.2. Cálculos y comprobaciones

Previamente se determinaron los parámetros geotécnicos de cálculo del macizo de ignimbritas fonolíticas soldadas a partir del estudio geológico-geotécnico y geomecánico, así como las propiedades del relleno a emplear en el trasdós de los muros. Las correspondientes al macizo rocoso se resumen en la Tabla 2.

Tabla. 2. Parámetros geotécnicos y geomecánicos de cálculo de las ignimbritas fonolíticas soldadas.

| Propiedades geomecánicas            | Valores de cálculo |
|-------------------------------------|--------------------|
| $\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 20,21              |
| $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 21,50              |
| $\phi$ BÁSICO JUNTAS (°)            | 57,2               |
| $\phi$ RESIDUAL JUNTAS (°)          | 41,5               |
| $\phi$ MACIZO (°)                   | 46,6               |
| C MACIZO (kPa)                      | 35,0               |

| Propiedades geomecánicas          |       | Valores de cálculo                    |
|-----------------------------------|-------|---------------------------------------|
| JRC (Escala de 20)                | -     | 8                                     |
| JCS                               | (MPa) | 12,0                                  |
| $\sigma'_c$ ROCA INTACTA          | (MPa) | 43,0                                  |
| $I_s$                             | (MPa) | 2,5                                   |
| m (Parámetro criterio Hoek-Brown) |       | 0,851                                 |
| S (Parámetro criterio Hoek-Brown) |       | $1,27 \times 10^{-3}$                 |
| $E_{ROCA INTACTA}$                | (GPa) | 9,261                                 |
| $E_{MACIZO (ESTIMADO)}$           | (GPa) | 2,985                                 |
| •                                 | -     | 0,26                                  |
| RQD                               | (%)   | 80                                    |
| RMR                               | -     | 57 (Clase III)                        |
| Q                                 | -     | 4                                     |
| SMR                               | -     | IIIa (Normal, Parcialmente inestable) |

Se realizaron comprobaciones de la estabilidad del muro anclado considerando los empujes del terreno y las solicitaciones del tráfico, teniendo en cuenta las combinaciones de acciones especificadas en las Instrucciones IAP y EHE del Ministerio de Fomento, así como en la "Guía de cimentaciones en obras de carretera" del Mº de Fomento (2009).

### 3.2.1. Acciones consideradas

En los cálculos geotécnicos y estructurales se consideraron las siguientes acciones actuantes:

#### 1) Permanentes (G) y permanentes de valor no constante (G\*):

- Peso propio del muro (pp).

- Peso de rellenos de tierras sobre paramentos y cimentación, así como de cuñas inestables del macizo rocoso (ppr).
- Peso de cargas muertas permanentes: pavimentos, barreras de contención de vehículos, resto de dotaciones viarias, conducciones, etc. (pcp).
- Empuje activo del terreno en el trasdós del muro, con su valor característico máximo ( $E_a$ ).
- Empuje pasivo del terreno en el intradós, en la parte de la cimentación y descontando los primeros 0,5 m de posible material suelto o no suficientemente compacto. Este empuje se debe minorar adecuadamente en las combinaciones de acciones ( $E_p$ ).

## 2) Variables (Q):

- Empujes del agua: se consideraron presiones hidrostáticas hasta una altura igual a un tercio de la altura total del muro, para tener en cuenta el posible funcionamiento defectuoso de los sistemas de drenaje ( $E_w$ ).
- Cargas de explotación: se utilizó el modelo simplificado de sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura propuesto en la actual norma IAP: sobrecarga uniforme de tráfico  $q=10 \text{ kN/m}^2$ .
- Acciones climáticas (viento, variaciones térmicas, etc).

## 3) Accidentales (A):

- Impacto de un vehículo contra los sistemas de contención: el valor de la fuerza horizontal y momento de eje horizontal transversales y concomitantes dependerán del tipo de barrera y deberán ser especificados por su fabricante: para barreras flexibles suele considerarse  $F_H=45 \text{ kN}$  (a 0,6 m sobre la superficie del pavimento). Con barreras rígidas  $F_H=300 \text{ kN}$  (a una altura igual a la altura útil de la barrera). Se supone repartida uniformemente en la base de ésta en un ancho de 3,0 m. Adicionalmente se considera una fuerza horizontal puntual a nivel del pavimento de  $F_H=30 \text{ kN}$ .
- Acciones sísmicas: coeficientes sísmicos horizontal y vertical para un cálculo pseudo-estático.

### 3.2.2. Combinaciones de acciones y coeficientes de ponderación adoptados

Se han analizado diferentes situaciones o combinaciones de cargas siguiendo las especificaciones de la IAP y la EHE, que en este caso pueden resumirse en las siguientes:

#### 1) En Estados Límites Últimos (ELU):

- Situaciones de proyecto: persistentes y transitorias (o de corto plazo):  
1ª Combinación: Combinación característica y casi-permanente: acciones permanentes, acción variable dominante y otras variables concomitantes:  
 $1,0^*(pp) + 1,0^*(ppr) + 1,5^*(pcp) + 1,5^*(E_a) + 1,0^*(E_p) + 1,0^*(E_w) + 1,6^*(q) + 1,6^*(P)$
- Situación de proyecto accidental:  
2ª Combinación: Accidental (y accidental sísmica):  
 $1,0^*(pp) + 1,0^*(ppr) + 1,5^*(pcp) + 1,5^*(E_a) + 1,0^*(E_p) + 1,0^*(F_h) + 0,5^*1,0^*(E_w) + 0,5^*1,6^*(q) + 0,5^*1,6^*(P)$

#### 2) En Estados Límites de Servicio (ELS):

- 3ª Combinación: Combinación característica y frecuente: acciones permanentes, acción variable dominante y otras variables concomitantes:  
 $1,0^*(pp) + 1,0^*(ppr) + 1,0^*(pcp) + 1,0^*(E_a) + 0,0^*(E_p) + 1,0^*(E_w) + 1,0^*(q) + 1,0^*(P)$
- 4ª Combinación: Combinación casi-permanente: acciones permanentes y acciones variables concomitantes. En este caso, resulta una combinación similar a la anterior.

### 3.2.3. Comprobaciones realizadas

Las comprobaciones de cálculo y los coeficientes de seguridad exigidos en cada situación de proyecto y combinación de acciones resultan ser:

#### 1) En Estados Límites Últimos (ELU): (Ver Tabla 3).

Los valores mínimos de los coeficientes de seguridad en los intervalos especificados son aplicables únicamente en construcciones provisionales o auxiliares, cuando no existan riesgos para las personas y cuando la probabilidad de fallo sea escasa.

Tabla. 3. Comprobaciones de cálculo y coeficientes de seguridad exigidos en cada situación de proyecto y combinación de acciones en ELU.

| Comprobaciones de proyecto   | Coeficientes de seguridad mínimos exigibles |                          |                       |
|--|---|--------------------------|-----------------------|
|  | Acciones casi-permanentes                   | Acciones características | Acciones accidentales |
| 1. Seguridad al vuelco:  |   |                          |                       |
| Vuelco rígido  | $F_v \geq 1,8$ a 2,0                        | $F_v \geq 1,6$ a 1,8     | $F_v \geq 1,4$ a 1,5  |
| Vuelco plástico (plastificación del terreno bajo la arista de giro de la cimentación)  | $F_v \geq 1,3$ a 1,5                        | $F_v \geq 1,2$ a 1,3     | $F_v \geq 1,05$ a 1,1 |
| 2. Seguridad al deslizamiento  | $F_d \geq 1,3$ a 1,5                        | $F_d \geq 1,2$ a 1,3     | $F_d \geq 1,05$ a 1,1 |
| 3. Comprobación de tensiones máximas y mínimas en la base  |   |                          |                       |
| 4. Estabilidad general del talud: deslizamiento general del talud y reacción mínima necesaria a proporcionar por la obra de contención | $FS \geq 1,3$ a 1,5                         | $FS \geq 1,2$ a 1,3      | $FS \geq 1,05$ a 1,1  |
| 5. Seguridad frente al hundimiento de la cimentación   | $F_h \geq 2,6$ a 3,0                        | $F_h \geq 2,4$ a 2,6     | $F_h \geq 2,1$ a 2,2  |
| 6. Estabilidad interna del muro  |   |                          |                       |

## 2) En Estados Límites de Servicio (ELS): (Ver Tabla 4).

Tabla. 4. Comprobaciones de cálculo y coeficientes de seguridad exigidos en ELS

| Comprobaciones de proyecto   | Coeficientes de seguridad mínimos exigibles             |
|--|---|
|  | Acciones características, frecuentes y casi-permanentes |
| 1. Seguridad al deslizamiento  | $F_d \geq 1,0$  |
| 2. Comprobación de tensiones máximas y mínimas en la base (No aparición de tracciones)                   |   |
| 3. Asiento de la cimentación, comprobando que no resulta excesivo para la tipología estructural adoptada |   |
| 4. Comprobación del giro del muro como sólido rígido, verificando que no resulta excesivo                |   |



### 3.2.4. Cálculos de estabilidad del muro anclado y del talud rocoso

Para el cálculo de los empujes del terreno en aquellas secciones donde no hay problemas de inestabilidad a través de las juntas del macizo y existe un relleno localizado sobre el trasdós del muro se ha aplicado la teoría de empujes en terrenos confinados o de "efecto silo", dada la reducida anchura entre el talud rocoso existente y la nueva estructura de sostenimiento del relleno. Esto permite considerar empujes más reducidos que las clásicas Teorías de Coulomb o Rankine, y más aproximadas a la realidad de este caso, debido a la limitación de la anchura del relleno confinado. Previamente se ha comprobado la validez de las condiciones para la aplicación de esta metodología, que consiste básicamente en verificar que los planos que definen las cuñas de empuje máximo intersectan a los paramentos o límites del relleno.

La expresión de la ley de empujes unitarios o presiones sobre el trasdós de la estructura en estas condiciones puede obtenerse según:

$$e_H(z) = k_{aH} \cdot \gamma \cdot z_0 \left( 1 - e^{-\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) + q \cdot k_{aH} \quad (1)$$

$$e_V(z) = \gamma \cdot z_0 \left( 1 - e^{-\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) + q \cdot k_{aV} \quad (2)$$

siendo:

$\gamma$ : peso específico del material que constituye el relleno confinado;

$z$ : profundidad, desde la coronación del muro, a la que se calcula la presión ejercida;

$K_{aH}$ ,  $K_{aV}$ : coeficientes de empuje activo aplicados de forma habitual en el cálculo de la componente horizontal y vertical, respectivamente, del empuje activo;

$z_0$  = profundidad crítica, dada por:

$$z_0 = \frac{A}{2(A+1) \cdot k_{aV}} ; \quad A = \text{anchura del relleno confinado} \quad (3)$$

$q$ : sobrecarga vertical uniformemente repartida aplicada sobre el relleno confinado.

La integración en la altura del muro de las expresiones (1) y (2) permite obtener las componentes horizontal y vertical de la resultante de los empujes del relleno confinado sobre el trasdós, según esta teoría:

$$E_H = k_{aH} \cdot \gamma \cdot z_0 \left[ H + z_0 \left( e^{\left( \frac{-H}{z_0} \right)} - 1 \right) \right] + q \cdot k_{aH} \cdot H \quad (4)$$

$$E_V = \gamma \cdot z_0 \left[ H + z_0 \left( e^{\left( \frac{-H}{z_0} \right)} - 1 \right) \right] + q \cdot k_{aV} \cdot H \quad (5)$$

y cuyo punto de aplicación estará situado a una profundidad medida en vertical desde la coronación dada por:

$$z_{CG} = \frac{e^{\left( \frac{-H}{z_0} \right)} \cdot (z_0 \cdot H + z_0^2) - z_0^2 + \frac{H_2}{2}}{H + z_0 \left( e^{\left( \frac{-H}{z_0} \right)} - 1 \right)} \quad (6)$$

siendo H la altura vertical total del muro sobre la que actúan los empujes.

La comprobación del talud rocoso en el trasdós de la estructura frente a inestabilidad general o local de planos o cuñas a través de las discontinuidades del macizo se ha efectuado considerando la reacción introducida por el muro anclado y la presencia de tal estructura. Se determinó la reacción necesaria a proporcionar por los anclajes con la condición de garantizar un FS=1,5 frente a deslizamiento tanto general como local, para situación de proyecto persistente y combinación de acciones casi-permanente. La elección de este valor del coeficiente de seguridad global para el cálculo de los anclajes se debe a la variabilidad observada en las propiedades geomecánicas del macizo, por lo que se ha tomado el valor más alto del rango recomendado en la Tabla 3. Al tratarse de anclajes pasivos, la movilización de dicha reacción requiere un pequeño desplazamiento de la estructura, cuyo cálculo ha permitido comprobar la compatibilidad con la funcionalidad del muro. El análisis de estabilidad se ha realizado de dos maneras dependiendo de las características del macizo rocoso:

- a) Cuando el macizo rocoso presenta planos de discontinuidad sistemáticos se emplea el análisis por los métodos de equilibrio límite para deslizamientos planos o de cuñas definidos por la representación estereográfica de las principales familias de discontinuidades, determinando si permiten la formación cinemática de inestabilidades. Para el análisis de la resistencia al corte de la juntas rugosas se ha utilizado el criterio de Barton-Choubey ya mencionado. La estabilidad de las cuñas se analizó según el método de Hoek-Bray (1981).
- b) Cuando la roca no presenta unos planos de discontinuidad definidos, como es el caso de las partes del macizo que se encuentran fuertemente fracturadas con juntas en todas direcciones, se ha considerado que las roturas pueden producirse sobre superficies circulares y planas, analizándolas por métodos de equilibrio-límite, asimilándose el comportamiento de los materiales rocosos al de suelos gravosos muy densos. En este caso el criterio de rotura empleado es el de Mohr-Coulomb. Se analizó la estabilidad tanto en condiciones drenadas (estudio a largo plazo) como no drenadas (estudio a corto plazo).

En todas las situaciones se analiza el factor de seguridad FS del talud frente a las acciones actuantes. Se ha exigido un  $FS=1,5$  como mínimo, como ya se ha indicado, para considerar estable el talud. Si  $FS < 1,5$  se introduce una fuerza contra el talud deslizante hasta que  $FS \geq 1,5$ . Ese valor de la fuerza coincide con la **reacción mínima necesaria a proporcionar por la obra de contención** para conseguir estabilizar con dicha seguridad la pendiente.

Adicionalmente se analizó la estabilidad (general o local de planos o cuñas a través de las juntas del macizo) del talud rocoso situado bajo el muro reforzado con un sistema similar de anclajes de barra pasivos y sistemáticos. En este caso las cargas en coronación del talud por debajo del muro son mayores debido a la carga gravitatoria concentrada ejercida por dicha estructura. Las metodologías de cálculo y los criterios de rotura aplicados son los mismos que los explicados en los párrafos anteriores. También se comprobó la estabilidad de aquellos perfiles de talud rocoso sin muro en su coronación, diseñándose el sistema de anclajes pasivos sistemáticos necesarios para garantizar el factor de seguridad exigido.

Tabla. 5. Reacciones máximas necesarias a proporcionar por el sistema de anclajes para garantizar un determinado factor de seguridad frente a estabilidad por deslizamiento del talud.

| TALUD                     | Altura del talud, H (m) | Reacción necesaria (kN/m <sup>2</sup> ) | FS   |
|---------------------------|-------------------------|---|------|
| Talud en trasdós del muro | 7,17                    | 64,00                                   | 1,50 |
| Talud bajo el muro        | 2,50                    | 54,40                                   | 1,50 |
| Talud sin muro            | 8,00                    | 32,50                                   | 1,50 |

En la Tabla 5 se resumen los valores máximos de los resultados de cálculo de estabilidad del talud rocoso en todos los casos anteriores, proporcionándose las reacciones necesarias que deben garantizar los sistemas de anclajes para obtener los coeficientes de seguridad indicados.

### 3.2.5. Dimensionamiento y comprobación de los anclajes

A partir de la reacción o fuerza necesaria para estabilizar cada talud (con FS=1,5), se dimensionan los sistemas de anclajes necesarios. Por las razones comentadas de simplificación constructiva y dificultad de las condiciones de trabajo se han elegido anclajes de barra pasivos, colocados sistemáticamente, adherentes mediante relleno del taladro con lechada de cemento CEM I 42,5R, con inyección única global (IU) y con barras corrugadas tipo GEWI® B500S del mismo diámetro en todos los casos. La categoría y tipo de estos anclajes, en función de la vida útil prevista, del riesgo social y económico en caso de fallo, así como del tipo de inyección del taladro resultan ser: categoría C5 (ACHE, 2005) y tipo 7 (DGC, 2003).

En el Apéndice 2 se incluye un modelo de hoja de cálculo para el dimensionamiento de las separaciones, inclinaciones, diámetros y longitudes necesarias, así como de las placas de anclaje y zapatas de reparto. Se siguen los criterios establecidos en las "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno" (ACHE, 2005) y en la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera" (DGC, 2003). En el cálculo se considera el agotamiento del anclaje por esfuerzos axiales, momentos y cortantes sobre el material de la barra, por arrancamiento del anclaje y por plastificación del terreno circundante.

Se calcularon sus separaciones o espaciamientos utilizando disposiciones en línea para los anclajes del muro y al tresbolillo para el resto de anclajes en talud rocoso. Para ello se siguieron las recomendaciones de bulonado en macizos rocosos dadas por Romana (1997), que se resumen en la Tabla 6.

Tabla. 6. Recomendaciones de separación de anclajes en roca en función del tipo de bulonado y el espaciamiento entre diaclasas (Romana, 1997).

| Tipo de roca                      | Separación entre diaclasas | $J_v$   | Tipo de bulonado | Separación recomendada entre anclajes |
|-----------------------------------|----------------------------|---------|------------------|---------------------------------------|
| Dura en bloque                    | > 1 m                      | 1 - 3   | Sistemático      | 3 – 3,5 m                             |
| Dura fracturada                   | 0,3 - 1 m                  | 3 - 10  | Sistemático      | 1 – 3 m                               |
| Dura muy fracturada               | < 0,3 m                    | 10 – 18 | Sistemático      | 1 m                                   |
| Meteorizada con diaclasas débiles | -                          | > 18    | Sólo gunita      | Variable                              |
| Blanda $C_0 = 5-25$ MPa           | -                          | -       | Según diaclasas  | -                                     |
| Blanda $C_0 < 5$ MPa              | -                          | -       | Sólo gunita      | -                                     |
|                                   |                            |         | No adecuado      | -                                     |

Las inclinaciones óptimas de trabajo se han obtenido en función del buzamiento de las principales familias de discontinuidades y del ángulo de rozamiento estimado en dichas juntas. El valor que minimiza la tensión sobre el bulón y maximiza el factor de seguridad puede aproximarse por:

$$\Delta_0 = \phi - \Psi_p \quad (7)$$

siendo:

$\Delta_0$  : ángulo óptimo de inclinación de los bulones con relación a la horizontal y medido en sentido horario;

$\phi$  : ángulo de rozamiento en el plano de la familia de juntas;

$\Psi_p$  : buzamiento de la familia de discontinuidades;

y siempre dentro de los límites máximos por razones constructivas. Así, por necesidades de la inyección de lechada, los ángulos de inclinación no deberían superar los 30° por debajo de la horizontal, ni los 15-20° por encima de la misma.

El dimensionamiento de los diámetros y longitudes necesarios se efectuó mediante el cálculo de estabilidad o comportamiento individual de los anclajes, considerando la carga nominal de tracción actuante mayorada con los coeficientes que recomiendan las normas anteriores y comprobando la tensión admisible del acero (límite elástico y tensión de rotura), así como la seguridad frente a arrancamiento del bulbo y frente a deslizamiento entre el acero y el material de relleno dentro del bulbo (obteniéndose la longitud adherente o de bulbo).

Los coeficientes de seguridad que se recomienda utilizar y las comprobaciones de proyecto de un anclaje al terreno se presentan de forma resumida en la Tabla 7.

Tabla. 7. Comprobaciones de cálculo y coeficientes de seguridad exigidos en el diseño de anclajes al terreno. (Según recomendaciones de ACHE, 2005; DGC, 2003 y elaboración propia).

| Tipo                    | Coeficientes mayoración de cargas | Carga nominal mayorada de cálculo | Variables empleadas en la formulación   |
|-------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---|
| Anclajes provisionales: | $F_1 = 1,2$ a $1,8$               | $P_{Nd} = F_1 * P_N$              | $P_N$ = carga nominal del anclaje;<br>$P_{Nd}$ = carga nominal mayorada del anclaje |
| Anclajes permanentes:   | $F_1 = 1,5$ a $2,0$               |                                   |   |

| Comprobaciones de proyecto                                     | Coeficientes de seguridad a aplicar   | Expresiones a verificar | Variables empleadas en la formulación   |                      |                                       |  |   |
|--|---|-------------------------|---|----------------------|---------------------------------------|--|---|
| 1. Comprobación de la tensión admisible del acero del anclaje: | <table border="0"> <tr> <td>Anclajes provisionales</td> <td><math>\gamma_y = 1,1</math><br/><math>\gamma_p = 1,25</math></td> </tr> <tr> <td>Anclajes permanentes</td> <td><math>\gamma_y = 1,15</math><br/><math>\gamma_p = 1,3</math></td> </tr> </table> | Anclajes provisionales  | $\gamma_y = 1,1$<br>$\gamma_p = 1,25$   | Anclajes permanentes | $\gamma_y = 1,15$<br>$\gamma_p = 1,3$ | $P_{Nd}/A_T \leq f_{yk}/\gamma_y$<br>$P_{Nd}/A_T \leq f_{pk}/\gamma_p$ | $P_{Nd}$ = carga nominal mayorada del anclaje;<br>$A_T$ = sección del anclaje;<br>$f_{yk}/\gamma_y$ = límite elástico minorado del acero;<br>$f_{pk}/\gamma_p$ = tensión de rotura minorada del acero |
| Anclajes provisionales   | $\gamma_y = 1,1$<br>$\gamma_p = 1,25$   |                         |   |                      |                                       |  |   |
| Anclajes permanentes   | $\gamma_y = 1,15$<br>$\gamma_p = 1,3$   |                         |   |                      |                                       |  |   |
| 2. Seguridad frente a arrancamiento del bulbo de anclaje:      | Anclajes provisionales  | $F_3 = 1,3$ a $1,45$    | $P_{Nd}/(\pi * D_N * L_b) \leq \tau_{ult}/F_3$<br>$P_{Nd}$ = carga nominal mayorada del anclaje;<br>$D_N$ = diámetro nominal del bulbo;<br>$L_b$ = longitud de cálculo del bulbo; |                      |                                       |  |   |

| Comprobaciones de proyecto  | Coefficientes de seguridad a aplicar | Expresiones a verificar   | Variables empleadas en la formulación   |
|---|--------------------------------------|---|---|
| Anclajes permanentes  | $F_3 = 1,4$ a $1,65$                 |   | $\tau_{ult.}$ = tensión de adherencia última frente a arrancamiento del bulbo dentro del terreno<br>$P_{Nd}$ = carga nominal mayorada del anclaje;<br>$L_b$ = longitud de cálculo del bulbo;<br>$p_T$ = perímetro nominal del anclaje;  |
| 3. Seguridad frente a deslizamiento entre el acero del anclaje y el material de relleno dentro del bulbo: | $\gamma_t$ (tirante-bulbo) = 1,2     | $P_{Nd}/(L_b \cdot p_T) \leq \tau_{lim.}/\gamma_t$  | $\tau_{lim.}$ = tensión de adherencia límite frente a deslizamiento entre el acero del anclaje y el material de relleno dentro del bulbo.<br>$\tau_{lim.} = 6,9 \cdot (f_{ck}/22,5)^{(2/3)}$ si la inyección se realiza a base de lechada o mortero de cemento  |
| 4. No plastificación del terreno comprimido por la barra del anclaje:                                     | $FS_h = 2,0$                         | $V_0 \leq V_1$ ;<br>siendo:<br>$V_0 = 1/2 \cdot P \cdot D_N \cdot L_0$ ;<br>$V_1 = (1/2 \cdot P_{lim.} \cdot D_N \cdot L_0) / FS_h$ | $V_0$ = cortante sobre la barra de anclaje;<br>$V_1$ = cortante límite que produciría plastificación del terreno circundante;<br>$P$ = presión del terreno sobre la barra a la profundidad del anclaje;<br>$P_{lim.}$ = presión de plastificación del terreno;<br>$L_0$ = longitud elástica de la barra de anclaje, siendo:<br>$L_0 = ((4 \cdot E_s \cdot I) / (K_{30} \cdot D_N))^{(1/4)}$ ;<br>$E_s$ = módulo elástico del acero;<br>$I$ = momento de inercia baricéntrico de la barra;<br>$K_{30}$ = coef. de balasto en el sentido de la presión del terreno sobre la barra |

| Comprobaciones de proyecto   |                        | Coefficientes de seguridad a aplicar | Expresiones a verificar  | Variables empleadas en la formulación   |
|--|------------------------|--------------------------------------|--|---|
| 5. No plastificación del terreno con formación de rótulas plásticas en la barra: | Anclajes provisionales | $\gamma_y = 1,1$                     | $V_0 \leq V_2$ ;   | $V_2$ = cortante límite que produciría plastificación del terreno con formación de rótulas plásticas sobre la barra;<br>$M_p$ = momento de plastificación de la barra de anclaje;<br>$M_{m\acute{a}x.}$ = momento máximo actuante sobre la barra;<br>$M_p = 2 * (f_{yk} / \gamma_y - P_{Nd}) / (\pi * D_N^2 / 4) * l / D_N$ ;<br>$M_{m\acute{a}x.} = 0,16 * P * D_N * L_0^2$  |
|  | Anclajes permanentes   | $\gamma_y = 1,15$                    | siendo:<br>$V_2 = 3/2 * D_N * L_0 * (M_p / M_{m\acute{a}x.})$  |   |
| 6. Resistencia a flexotracción y cortante combinados en la barra:                | Anclajes provisionales | $\gamma_y = 1,1$                     | $(P_{Nd} / R_n)^2 + (V / R_c)^2 \leq 1$ ;  | $P_{Nd}$ = carga nominal mayorada del anclaje;<br>$R_n$ = Resistencia a tracción de la barra, minorada;<br>$R_c$ = Resistencia a cortante de la barra, minorada;<br>$V$ = cortante movilizado en la barra;<br>$\alpha = \Psi_p - \Delta_0$ ;<br>$\Psi_p$ = Ángulo de buzamiento del plano de deslizamiento que se estabiliza con los anclajes;<br>$\Delta_0$ = Ángulo de inclinación del anclaje con relación a la horizontal [medido en sentido horario] |
|  | Anclajes permanentes   | $\gamma_y = 1,15$                    | siendo:<br>$R_n = 0,9 * f_{yk} / \gamma_y$ ;<br>$R_c = 1/2 * 0,9 * f_{yk} / \gamma_y$ ;<br>$V = R_c / \sqrt{1 + (4 * \text{tg}(1,5708 - \alpha))^2}$ |   |
| 7. Comprobación de las presiones sobre las placas de reparto                     |                        |                                      |  |   |

Se estiman las tensiones de adherencia última en los contactos con el terreno y con el relleno del bulbo para anclajes a base de cemento a partir de los valores empíricos propuestos por las mencionadas recomendaciones y otras expresiones propuestas por algunos autores (Littlejohn, 1995), además de la experiencia previa con materiales similares. La sección resultante necesaria para



las barras se ha unificado por simplificación constructiva, adoptándose un diámetro de 25 mm para todos los anclajes proyectados con longitudes totales que oscilan entre 3,0 y 4,0 m. El mencionado diámetro considera sobreespesores de sacrificio por corrosión de 3,0 mm.

Además se debe realizar un análisis de la posible plastificación del terreno circundante o de las barras de los anclajes frente a flexotracción y cortante combinados, comprobando la no plastificación del terreno comprimido por la barra bajo el efecto del cortante, la no plastificación del terreno con formación de rótulas plásticas sobre la barra, así como la comprobación, utilizando el criterio de Tresca, de la resistencia de la barra a flexotracción y cortante combinados. A estos últimos aspectos no hacen referencia las recomendaciones anteriormente citadas, pero que consideramos también de interés, especialmente en el caso de los anclajes de barra y bajo solicitaciones elevadas. Igualmente deben comprobarse las máximas tensiones en las placas de reparto.

## 4. Conclusiones

Descartando, por motivos ambientales, las actuaciones consistentes en costosas estructuras que permitiesen dar el vuelo necesario para la ampliación de la sección transversal, se ha intentado presentar una solución consistente en un sistema estructural que combina los muros de gravedad tradicionales con un refuerzo del macizo rocoso fracturado mediante inclusiones en forma de anclajes de barra pasivos, y que persigue integrar la sencillez de ejecución de los métodos constructivos empleados tradicionalmente en las obras de fábrica de la isla (incluyendo la mampostería) con las técnicas de cosido del macizo mediante inclusiones, buscando la máxima adecuación ambiental y paisajística de la obra.

El coste unitario de ejecución material de las actuaciones de sostenimiento y refuerzo de los taludes se ha evaluado en unos 156 €/m<sup>2</sup> de superficie de talud (precios actualizados al año 2011), incluyendo las medidas de seguridad y salud, notablemente inferior al de otras posibles soluciones estructurales, pudiendo realizarse esta parte de las obras previstas, en el tramo de unos 340 m, en un plazo no superior a 3 meses.

## 5. Bibliografía

- Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE) (2005). Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 3ª Edic.
- Barton, N. & Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice". *Rock Mechanics* 10,1: 1-54.
- Corominas, J. & García-Yagüe, A. (1997). "Terminología de los movimientos de ladera". En: IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada. Vol.3: 1051-1072.
- Corominas, J. (2004). "Tipos de roturas en laderas y taludes". En: *Ingeoter*. Vol.4: 191-213. López-Jimeno, C. (ed.). Madrid: U.D. Proyecto. E.T.S.I. Minas. UPM.
- Dirección General de Carreteras (DGC) del Ministerio de Fomento (2003). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Madrid: Mº de Fomento. Centro de Publicaciones (Edic. 2003).
- Dirección General de Carreteras (DGC) del Ministerio de Fomento (2009). Guía de cimentaciones en obras de carretera. Madrid: Mº de Fomento. Centro de Publicaciones (Edic. 2009).
- Franklin, J.A. & Senior, S.A. (1997). The Ontario Rockfall Hazard Rating System. En: *Engineering Geology and Environment*. Rotterdam: Balkema..
- González de Vallejo, L.I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice-Hall.
- Hadjigeorgiou, J. & Scoble, M. (1990). "Ground characterization for assessment of case of excavation". En: *Mine planning and equipment selection*. Calgary.
- Hoek, E. y Brown, T. (1998). "Practical estimates of Rock Mass Strength". *Int. J. Rock. Mech., Min. Sci.* 34,8: 1165-1186.
- ISRM (1981). *Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring*. Oxford: Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.
- Littlejohn, S. (1995). "Rock Anchorages". *News Journal. International Society for Rock Mechanics* 2, 3-4.

Nicholson, D.T. & Hencher, S. (1997). Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes. En: Engineering Geology and Environment. Atenas: Balkema.

Pierson, L.A.; Davis, S.A.; Van Vickle, R. (1990). "The Rockfall Hazard Rating System: Implementation Manual". Technical Report FHWA-OR-EG-90-01. US Department of Transportation.

Romana, M. (1997). "El papel de las clasificaciones geomecánicas en el estudio de la estabilidad de taludes". En: IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada.

Shaqour, F. (2006). "Ground anchors in an aggressive hydro-environment". Bull. Eng. Geol. Env. 65: 43-56.

Varga, A. & Gorbushina, V. (1998). "Geostructural classification of unstable rock masses". En: 8th Internacional IAEG Congress. Vancouver.

## Apéndices:

Apéndice 1: Modelo de fichas para inventario de taludes

Apéndice 2: Modelo de hoja de cálculo para el diseño y comprobaciones de proyecto de anclajes de barra pasivos.

## Apéndice 1

### Modelo de fichas para inventario de taludes

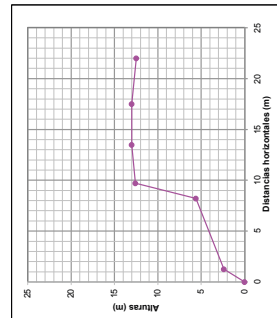
FICHA DE INVENTARIO DE TALUDES

|   |  |  |                       |
|---|--|--|-----------------------|
| <b>Proyecto de Construcción</b>                 | "ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503 ENTRE LOS PK. 4+640 Y 5+100" |  | Clave: 131/02         |
| <b>ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE TALUDES</b> | LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO  |  | Provincia: Las Palmas |
| <b>Estudio realizado por:</b> M. A. Francesqui  | Fecha: Nov. 2002   | <b>Talud:</b> T-12q  | Hoja: 1               |
|   |  | <b>PK<sub>inc</sub>:</b> 4+720   | Plano: 3.1.           |
|   |  | <b>Localización:</b> Carretera GC-503 de Maspalomas a Ayazgüres        |                       |
|   |  | <b>Mov. de tierras:</b> Relleno soportado por estructura de contención |                       |

**Coordenadas de los puntos del talud:**

|    |     |     |     |      |      |      |      |
|----|-----|-----|-----|------|------|------|------|
| X: | 0,0 | 1,3 | 8,2 | 9,7  | 13,5 | 17,5 | 22,0 |
| Y: | 0,0 | 2,4 | 5,6 | 12,6 | 13,0 | 13,0 | 12,5 |

**PERFIL TRANSVERSAL DEL TALUD:**



**COLUMNA LITOESTRATIGRÁFICA:**

| Columna | Litología  | Potencia | Proy. del |
|---------|--|----------|-----------|
| 1       | Reliecos antropicos  | 0,5 m    |           |
| 2       | Ignimbritas fonolíticas bien soldadas                      | 20-30 m  |           |
| 3       | Depósitos y derrubios de materiales desprendidos del talud | 2-3 m    |           |

**MORFOLOGÍA Y DATOS GEOMÉTRICOS:**

|                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| <b>Altura:</b>                        | 13,00 m  |
| <b>Longitud:</b>                      | 300,00 m   |
| <b>Inclinación media (con horiz):</b> | 80,0 °   |
| <b>Rumbo o dirección:</b>             | N20E   |
| <b>Cuneta de Guardia:</b>             | NO   |
| <b>Cuneta de pie:</b>                 | NO   |
| <b>Bermas:</b>                        | Existe una especie de borma natural al pie del talud, pues disminuye su inclinación. |

**LITOLÓGIA Y DATOS GEOLÓGICOS:**

|                                   |  |                        |
|-----------------------------------|--|------------------------|
| <b>Formación:</b>                 | Ignimbritas bien soldadas con abundantes líticos   | <b>Potencia:</b> >20 m |
| <b>Naturaleza:</b>                | Coladas escoriaicas con soldadura muy intensa, pero bastante fracturadas   |                        |
| <b>Edad:</b>                      | MIOCENO SUPERIOR   |                        |
| <b>Formaciones superficiales:</b> | Tierra vegetal   | <b>Potencia:</b> 0,1 m |
| <b>Geomorfología:</b>             | En la base existen depósitos de derrubios desprendidos de potencia unos 2 m  |                        |
| <b>Antigüedad geomorfológ.:</b>   | Escarpe formado por erosión. Excavación antrópica para ajugación de carretera  |                        |
| <b>Estructura:</b>                | La estratificación presenta buzamientos con valores entre 3ºº hacia el S y SSW. Bloques subangulares decimétricos a métricos. Existen grandes coqueados en la base |                        |

|  |  |                  |                  |
|--|--|------------------|------------------|
| <b>DATOS GEOTÉCNICOS:</b>  |  |                  |                  |
| <b>Tipo de material:</b>   | <b>MACIZO ROCOSO DE IGNIMBRITAS FONOLÍTICAS BIEN SOLDADAS</b>  |                  |                  |
| <b>Estabilidad:</b>  | Baja o muy baja  |                  |                  |
| <b>Estado de conservación:</b>   | Sin conservación. Se observan grandes grietas subverticales y horizontales. Presenta huecos o cavernas de considerable tamaño en la base |                  |                  |
| <b>DATOS ESTRUCTURALES:</b>  |  |                  |                  |
| <b>Plegues:</b>  | ----- Fallos: ----- Otros: -----   |                  |                  |
| <b>VEGETACIÓN:</b>   | Sólo en la base Tipo: Tabalibas, tuneras y matorral  |                  |                  |
| <b>AGUA:</b>   | Seco: X<br>Luz hem:<br>Humedo:<br>Graso:<br>Frijol:  |                  |                  |
| <b>CLASIFICACIÓN GEOSTRUCTURAL Y DESCRIPCIÓN DE LAS INESTABILIDADES:</b> | Presión de agua = kPa<br>Caudal observado = l/min  |                  |                  |
| <b>Tipo:</b>   | Movimientos de trayectoria vertical  |                  |                  |
| <b>Subtipo:</b>  | DESPLAZAMIENTOS O COLAPSO DE BLOQUES   |                  |                  |
| <b>Subtipo:</b>  | Deslizamiento traslacional<br>DESPLAZAMIENTOS DE PEQUEÑAS CUÑAS formadas por el diaclasamiento   |                  |                  |
| <b>Figuras descriptivas:</b>   |  |                  |                  |
| <b>PROPIEDADES GEOTÉCNICAS BÁSICAS:</b>                                  |  |                  |                  |
| <b>Estrato 1</b>   | <b>Estrato 2</b>   | <b>Estrato 3</b> | <b>Estrato 4</b> |
| $\gamma_{sat}$ = (kN/m <sup>3</sup> )                                    | 19,00  | 20,21            |                  |
| $\gamma_{sat}$ = (kN/m <sup>3</sup> )                                    | 20,00  | 21,50            |                  |
| $\phi$ = (°)   | 12,0   | 46,6             |                  |
| $c$ = (kPa)  | 5,00   | 35,00            |                  |
| $c_u$ = (kPa)  | 15,00  | 80,00            |                  |
| $\sigma_c$ = (MPa)   | 0,03   | 43,00            |                  |

FICHA DE INVENTARIO DE TALUDES

M. A. Francesqui

**Proyecto de Construcción** "ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503 ENTRE LOS PK. 4+640 Y 5+100" Claves: 131/02

**ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE TALUDES** Talud: T-124. PK. inc.: 4+720 PK. fin.: 5+020 Provincia: Las Palmas

LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO Localización: Carretera GC-503 de Maspalomas a Ayagaures Plano: 3.1. Hoja: 1

Estudio realizado por: M. A. Francesqui Fecha: Nov. 2002 Mov. de tierras: Relleno soportado por estructura de contención

**DATOS GEOMECÁNICOS:**

**RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA:**

Resist. comp. simple  $\sigma_c = 43.00$  MPa  
 Resist. carga puntual  $q_s = 2.00$  MPa  
 Clase de resistencia: **R3**  
 Descripción: **BIENA**

**CALIDAD DEL TESTIGO:**

RGD = **80.00 %**  
 Calidad: **BUENA**

**FAMILIAS PRINCIPALES DE DISCONTINUIDADES:**

|                        | J1 | J2 | J3 | J4 |
|------------------------|----|----|----|----|
| Continuidad:           |    |    |    |    |
| Discontinuas           | X  |    |    |    |
| Poco continuas         |    | X  |    |    |
| Medio continuas        |    | X  |    |    |
| Continuas              |    |    |    |    |
| Muy continuas          |    |    |    |    |
| Espaciamiento (mm):    |    |    |    |    |
| Muy grandes            |    |    |    |    |
| Grandes                |    |    |    |    |
| Medio                  |    |    |    |    |
| Pequeño                |    |    |    |    |
| Muy pequeño            |    |    |    |    |
| Separación (abertura): |    |    |    |    |
| Muy cerradas           |    |    |    |    |
| Cerradas               |    |    |    |    |
| Medio abiertas         |    |    |    |    |
| Abiertas               |    |    |    |    |
| Muy abiertas           |    |    |    |    |
| Rugosidad:             |    |    |    |    |
| Muy rugosas            |    |    |    |    |
| Rugosas                |    |    |    |    |
| Ligeramente rugosas    |    |    |    |    |
| Poco rugosas           |    |    |    |    |
| Lisas                  |    |    |    |    |

RGD (reserva) J1 J2 J3 J4  
 Rumbos o dirección (°) = N155E N125E N170E  
 Dirección de buzamiento (°) = 245 215 260  
 Buzamiento (°) = 8 85 82

**DATOS GEOMECÁNICOS:**

**Ondulación de las discadas:**

|           | S0 (reserva) | J1 | J2 | J3 | J4 |
|-----------|--------------|----|----|----|----|
| Onduladas |              | X  | X  |    |    |
| Planas    |              |    |    |    |    |

**Relleno:**

|                                 | NO | Acuña | NO |
|---------------------------------|----|-------|----|
| Tipo                            |    |       |    |
| Espesor (mm)                    |    | 1.0   |    |
| Resist. compresión simple (MPa) |    |       |    |
| Drainaje                        |    |       |    |

**Meteorización (ISRM (1978)):**

| Grado     | Estado             | J1 | J2 | J3 | J4 |
|-----------|--------------------|----|----|----|----|
| Grado I   | Suave              |    |    |    |    |
| Grado II  | Ligeramente mejor  |    | X  |    |    |
| Grado III | Mediamente met.    |    | X  |    |    |
| Grado IV  | Alfamente mejor    |    |    |    |    |
| Grado V   | Completamente met. |    |    |    |    |
| Grado VI  | Suave residual     |    |    |    |    |

Estado de meteorización: **RECOLORADO**

**Orientación de las discadas:**

|                  | J1 | J2 | J3 | J4 |
|------------------|----|----|----|----|
| Muy favorable    |    |    |    |    |
| Favorable        |    |    |    |    |
| Medio            |    | X  |    |    |
| Desfavorable     |    | X  |    |    |
| Muy desfavorable |    |    | X  |    |

**Estructura:**

|             | J1 | J2 | J3 | J4 |
|-------------|----|----|----|----|
| Masiva      |    | X  |    |    |
| En bloques  |    | X  |    |    |
| Columnar    |    |    |    |    |
| Tabular     |    | X  |    |    |
| Irregular   |    | X  |    |    |
| Dismenuzada |    | X  |    |    |

**RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES RUGOSAS:**  
 Criterio de Barton-Choubey: [Ensayos "Tilt test" (JRC) y esclerosis Schmidt (JCS)]

|  | S0 (reserva) | J1   | J2   | J3 | J4 |
|--|--------------|------|------|----|----|
| $\sigma_c$ (*) = Angulo inicio de deslizamiento    | 45.0         | 45.0 | 45.0 |    |    |
| $\sigma_c$ (°) = Rozam. bético (planas sin mejor.) | 57.2         | 57.2 | 57.2 |    |    |
| $\sigma_c$ (°) = Rozam. bético (planas sin mejor.) | 0.82         | 0.82 | 0.82 |    |    |
| $\sigma_c$ (°) = Rozam. bético (planas sin mejor.) | 41.4         | 41.4 | 41.4 |    |    |
| $\sigma_c$ (°) = Angulo rozam. Residual            | 5.00         | 1.00 | 1.00 |    |    |
| $\sigma_c$ normal peso de la muestra (MPa) =       | 11           | 14   | 15   |    |    |
| JCS media (MPa) =                                  | 11           | 3    | 3    |    |    |
| JRC media Escala de 20 =                           |              |      |      |    |    |

FICHA DE INVENTARIO DE TALUDES

**Proyecto de Construcción** "ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503 ENTRE LOS PK. 4+640 Y 5+100" Clave: 131/02

**ANALISIS GEOLOGICO-GEOTECNICO DE TALUDES** **Talud: T-12q.** **PK. in. : 4+720 PK. fin. : 5+020** **Provincia: Las Palmas**

LEVANTAMIENTO GEOMECANICO **Localización: Carretera GC-503 de Maspalomas a Ayagaures** **Plano: 3.1.** **Hoja: 1**

Estudio realizado por: **M. A. Francesqui** **Fecha: Nov. 2002** **Mov. de tierras: Relleno soportado por estructura de contención**

**CLASIFICACIONES GEOMECANICAS Y PARAMETROS DEL MACIZO ROCOSO:**

**BIENIAWSKI (1993):**

|   |         |
|---|---------|
| VALOR                                       | PUNTAJE |
| Res. comp. simple $\sigma_c$ (MPa) = 43.00  | 4       |
| ROD (%) = 80.00                             | 17      |
| Espaciam. diaclasas (m) = 0.60              | 8       |
| Estrado de las diaclasas:                   |         |
| Continuidad (m) = 3.00                      |         |
| Abertura (mm) = 4.0                         |         |
| Rugosidad: <b>MUY RUG.</b>                  |         |
| Relieve: <b>ARGILLA</b>                     |         |
| Mencionación: <b>GRACIO II</b>              |         |
| Presencia de agua: <b>SECO</b>              | 10      |
| Correc. Orientac. diaclasas: <b>MEDIAS.</b> | -25     |

**BARTON (1974):**

|  |         |
|--|---------|
| VALOR                                  | PUNTAJE |
| ROD (%) = 80.00                        | 80.0    |
| J <sub>n</sub> = 9.0                   | 9.0     |
| J <sub>r</sub> = 3.0                   | 3.0     |
| J <sub>s</sub> = 2.0                   | 2.0     |
| Presencia de agua:                     |         |
| Presión de agua (kg/cm <sup>2</sup> ): |         |
| J <sub>w</sub> = 1.0                   | 1.0     |
| S <sub>RF</sub> = 4.0                  | 4.0     |

**Q = 3**  
**(O estimac. de talud<sup>17</sup>)**  
**0.189**  
**Roca MALA**  
**Calidad:**

**ROMANA (1995):**

$m_b = 17$  (Parámetro intrínseco para roca intacta en el criterio de rotura de Hoek-Brown)  
 $m = 0.125$   
 $s = 1.7E-05$   
 $s_3 = 0.125$  Mpa (Presión de confinamiento del macizo en el punto donde se calcula la cohesión y el rozamiento)  
 $A_{95} = 6.302$  (Serfling y Pereira) (Hoek (1995))

**RMR = 29**  
**Clase: IV**  
**Calidad: MALA**  
**C macizo estimado = 0.03486** MPa  
**C macizo estimado = 46.6** °  
**C macizo estimado = 0.2** MPa  
**E macizo estimado = 2985** MPa  
**E macizo estimado = 125** MPa

| SI (refer.)                                   | J1  | J2     | J3    | J4 | Tipo de rotura: | Refer. |
|---|---|--------|-------|----|-----------------|--------|
| J (*) = Dirección de buzamiento de las juntas | 245.0   | 215.0  | 260.0 |    | Rotura plana    | 1      |
| s (*) = Dirección de buzamiento del talud     | 290.0   | 290.0  | 290.0 |    | Múltiple        | 2      |
| J (*) = Buzamiento de las juntas              | 8.0   | 85.0   | 82.0  |    |                 |        |
| s (*) = Buzamiento del talud                  | 80.0  | 80.0   | 80.0  |    |                 |        |
| Referencia:                                   | 1   |        |       |    |                 |        |
| F1 =  | 0.09  | 0.00   | 0.25  |    |                 |        |
| F2 =  | 0.02  | 130.65 | 50.63 |    |                 |        |
| F3 =  | -6.00   | -6.00  | -6.00 |    |                 |        |
| F4 =  | 8.00  | 8.00   | 8.00  |    |                 |        |
| SMR =   | 31  | 162    | 82    |    |                 | 31     |
| Clase N°:                                     | IVa   | IVb    | IVb   |    |                 | IVb    |
| Descripción:                                  | Mala  |        |       |    |                 |        |
| Estabilidad:                                  | Inestable   |        |       |    |                 |        |
| Roturas:                                      | Juntas o grandes curvas importantes                               |        |       |    |                 |        |
| Sostenimiento propuesto:                      | Cortina armada, contrafuertes, muros de pilas, bulbones, anclajes |        |       |    |                 |        |
| Métodos sostenimiento sugeridos:              | Cortina armada, contrafuertes, muros de pilas, bulbones, anclajes |        |       |    |                 |        |

**EXCAVABILIDAD:**

Velocidad sísmica = **2381.0** m/s  
Módulo elástico = **2985** MPa  
Espaciam. entre diaclasas = **0.60** m  
R. comp. simple  $\sigma_c$  (MPa) = **43.00** MPa  
Resist. carga puntual  $I_p$  = **2.00** MPa

|          |            |           |
|----------|------------|-----------|
| Material | Vel. (m/s) | Procedim. |
| Sueltas  | <1000      | Bulbozoz  |
| Talud    | 2500-4000  | Repar     |
| Rocas    | 3000-5000  | Españicos |

|               |            |                         |
|---------------|------------|-------------------------|
| Roca          | Vel. (m/s) | E (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| Derrubios     | 300-500    | 4000-6000               |
| Margas arcil. | 200-2500   | 12000                   |
| Primas        | 250-4000   | 15000                   |
| Calizas marg. | 250-4000   | 15000                   |
| Greses        | 300-5000   | 13000-36000             |
| Calizas       | 400-5000   | 20000-30000             |
| Granito       | 400-5000   | 30000-40000             |
| Cuarzos       | 500-6100   | 30000-40000             |
| Areniscas     | 1400-4300  | 1000-40000              |

**FRANKLIN (Aulvire et al. (1992)):**  
Procedimiento de excavación propuesto:  
**PREVOLADURA**

**HADJIGEORGIOU & SCOBLE (Aulvire et al. (1992)):**

|                                      |         |
|--------------------------------------|---------|
| VALOR                                | PUNTAJE |
| $I_p$ (MPa) = 2.00                   | 18      |
| $J_r$ (juntas/m) = 1.7               | 45      |
| W (meteorización) MODERADA           | 0.8     |
| $J_s$ (disposición relativa) LEFAVOR | 1.0     |

IF (Índice excavabilidad) = **90**  
Facilidad excavación: **Muy difícil**

FICHA DE INVENTARIO DE TALUDES

|   |   |
|---|---|
| <b>Proyecto de Construcción</b><br>*ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503 ENTRE LOS PK. 4+640 Y 5+100* | Clave: 131/02   |
| <b>ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE TALUDES</b><br>LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO  | PK <sub>inc.</sub> : 4+720 PK <sub>fin.</sub> : 5+020<br>Provincia: Las Palmas  |
| Estudio realizado por: M. A. Francesqui   | Localización: Carretera GC-503 de Maspalomas a Ayagaures<br>Plano: 3.1. Hoja: 1 |
| Fecha: Nov. 2002  | Mov. de tierras: <b>Relevo soportado por estructura de contención</b>           |

**EVALUACIÓN DE LA DEGRADACIÓN POTENCIAL DE TALUDES ROCOSOS:**

RDA (Rockslope Deterioration Assessment). NICHOLSON & HENSCHER (1997):

| VALOR                              | PUNTAJ. |
|------------------------------------|---------|
| Espaciam. diaclasas (m) = 0,80     | 8       |
| Abertura diaclasas (mm) = 4,00     | 13      |
| Res. comp. simple c. (MPa) = 45,00 | 16      |
| Grado de meteorización: 1          | 5       |
| Fracturas de ajuste:               |         |
| Talud en alta montaña:             | 10      |
| Talud en zona de contacto:         | 0       |
| Esp. en zona de contacto:          | 0       |
| Estructura del macizo rocoso:      | 7       |

RDA = 68  
 Clase: 4  
 Susceptibilidad: Alta

**Tratamiento del talud:** Contención y soporte

**Intervención importante:**  
 Estructuras de contención importantes;  
 Puntaje medio;  
 Zanja con conexión al pie;  
 Dientes.

**Mecanismos de deterioro:**  
 Caída ocasional, por efecto de la gravedad.

**Descripción del deterioro:**  
 de bloques de rocas individuales de cualquier dimensión

**Implicaciones geotécnicas:**  
 Riesgo de difícil predicción debido al amplio rango de tamaños, pero los bloques grandes pueden producir un daño significativo.  
 Los fragmentos tienden a rebotar durante la caída alcanzando distancias significativas.

**Tratamiento del talud:**  
 Saneo.  
 Cubrición con tela metálica.  
 Mampostería o gunitado en zonas muy afectadas.

**EVALUACIÓN DEL RIESGO DE DESPRENDIMIENTOS EN TALUDES ROCOSOS:**

RHRS (Rockfall Hazard Rating System). PIERSON et al. (1990):

| VALOR                                       | PUNTAJ. | OBSERVACIONES |
|---|---------|---------------|
| Altura vertical talud (m) = 10,00           | 4       |               |
| Efectividad cunetas: Sin captación de rocas | 81      |               |
| Riesgo medio/volcánico (%): 0               |         |               |
| M.D:  | 5       |               |
| Longitud talud (m) = 100,0                  |         |               |
| Velocidad máxima (km/h) = 25                |         |               |
| Distancia de atención (T%) = 300            |         | 0             |
| Distancia de reacción (m) = 60              |         |               |
| Distancia de reacción (m) = 2               |         |               |
| Ancho calz. + arcenas (m) = 3,0             |         | 32,6          |

**Características geológicas:**  
 Caso: 2  
 Condición estructural: Pocas características esenciales dife. 27  
 Rozamiento: 9  
 Diferencia en grados erosivos: Pequeña  
 Tamaño del bloque (m) = 0,60  
 Volumen desprend. (m³) = 0,25  
 Climatología: 1  
 Presencia de agua: Sin agua en el talud  
 Desprendimiento antiguos: Pocas 3

RHRS = 464  
 Riesgo de desprendimientos: MEDIO  
 Prioridad de actuación: MEDIA

RHRON (Ondaro). FRANKLIN & SENIOR (1997):

| VALOR  | FACTOR | PUNTAJ. |
|--|--------|---------|
| Vol. roca inestable (m³) = 20,0              | F1 =   | 2       |
| Frecuencia desprendim. >10 años: Infrecuente | F2 =   | 2       |
| Ángulo talud (°) = 60                        | F3 =   | 8       |
| % carretera bloqueada = 100                  | F4 =   | 0       |
| Inten. tráfico (veh./min.) = 0,0             | F5 =   | 0       |
| Visibilidad: Excelente                       | F6 =   | 0       |

RHRON = 44 %  
 Clase: B  
 Riesgo y prioridad de actuación: MEDIOS



FICHA DE INVENTARIO DE TALUDES

M. A. Francesqui

|   |  |  |   |                                 |
|---|--|--|---|---------------------------------|
| <b>Proyecto de Construcción</b>                 |  | "ACONDICIONAMIENTO Y MEJORA DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503 ENTRE LOS PK. 4+640 Y 5+100" |   | Clave: 131/02                   |
| <b>ANÁLISIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE TALUDES</b> |  | <b>Talud:</b> T-13q.   | <b>PK<sub>inc.</sub>:</b> 4+720                                 | <b>PK<sub>fin.</sub>:</b> 5+020 |
| LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO                       |  | Localización: Carretera GC-503 de Maspalomas a Ayreaguales                             |   |                                 |
| Estudio realizado por: M. A. Francesqui         |  | Fecha: Nov. 2002   | Mov. de tierras: Relleno soportado por estructura de contención |                                 |
|   |  | Provincia: Las Palmas  |   |                                 |
|   |  | Plano: 3.1.  |   |                                 |
|   |  | Hoja: 1  |   |                                 |

|  |  |
|--|--|
| <b>POSIBLES MEDIDAS CORRECTORAS:</b>   |  |
| <b>Control de la erosión y obras de drenaje:</b>   |  |
| Inclinación media (c/horiz):   | 80,0 °   |
| MACIZO ROCOSO DE GIMBRITAS FONOLÍTICAS BIEN SOLDADAS   |  |
| Tipo de suelo:   |  |
| Riesgo de erosión:   | MODERADOS  |
| Possibilidad de revegetación:  | IMPOSIBLE SOBRE EL TALUD ROCOSO  |
| Remodelado de aristas de taludes:  | SI   |
| Dique en coronación de talud:  | NO   |
| Cuneta de Guard:   | NO   |
| Bermas:  | NO   |
| Cunetas en las bermas:   | NO   |
| Bajantes:  | NO   |
| Cuneta de pie de talud:  | NO   |
| Balsa de decantación:  | NO   |
| Dimensiones:   | -  |
| Dimensiones:   | -  |
| Dimensiones:   | -  |
| Dimensiones:   | -  |
| Dimensiones:   | -  |
| <b>Métodos de estabilización propuestos:</b>   |  |
| Saneo y retirada de salientes rocosos con medios mecánicos o precorte, y manual en bloques de roca suelta o resquebrajada. |  |
| Muros de apoyo o contrafuertes anclados a la roca. Relleno de huecos o cavernas en el talud.                               |  |
| Muro o estructura de sostenimiento del relleno para ampliación de la calzada.  |  |
| Bulones y anclajes pasivos sistemáticos.   |  |
| <b>Técnicas de control de deslizamientos en taludes rocosos:</b>   |  |
| <b>Correcciones:</b>   | SANEOS Y RETIRADA DE SALIENTES ROCOSOS O BLOQUES SUELTOS O AGRIETADOS. |
| <b>Refuerzos:</b>  | MUROS DE APOYO Y DE SOSTENIMIENTO ANCLADOS A LA ROCA.                  |
| <b>Protecciones u obstáculos:</b>  | ANCLAJES (ACTIVOS O PASIVOS).  |
| <b>Revegetación y bioingeniería:</b>   | Protecciones u obstaculizaciones:                                      |
|  | Sin vegetal  |



## Apéndice 2

Modelo de hoja de cálculo para el  
diseño y comprobaciones de  
proyecto de anclajes de barra  
pasivos

## DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO

**Cálculo y dimensionamiento de anclajes activos o pasivos en cualquier tipo de terreno a partir de la fuerza de tracción actuante sobre cada anclaje.**

Realiza los cálculos y el dimensionamiento (equilibrio local) de **anclajes de barra** activos o pasivos, o bulones, a partir de la fuerza de reacción necesaria para conseguir un FS frente a deslizamiento, determinada a partir del cálculo de estabilidad (equilibrio global).

En el cálculo considera:

- actuación sobre los anclajes de tipo barra, de esfuerzos axiales, momentos y cortantes;
- posibilidad de anclajes de barra adherentes de mortero o resina, o anclajes de barra de fricción;
- dimensionamiento de la geometría de los anclajes, así como del diámetro y la longitud necesarios;
- cálculo de las placas de reparo y de zapatas o vigas de anclaje.

En el cálculo se considera el agotamiento del anclaje por esfuerzos axiales, momentos y cortantes sobre el material de la barra, por arrancamiento del anclaje y por plastificación del terreno circundante.

Se utilizan las recomendaciones establecidas por la norma H.P.8-96 "Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno", la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras" (2ª Edic. Revisada, 2003).

así como las expresiones propuestas por diferentes autores (Suzuki et al., 1972; Littlejohn & Bruce, 1977; Ostermayer & Scheele, 1977; Jiménez Salas; Wyllie, 1991; Romana, 1997; etc).

### TÍTULO DEL PROYECTO:

**ACONDICIONAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LA PLATAFORMA DE LA GC-503  
DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES PASIVOS EN TALUD ROCOSO SOBRE EL QUE SE CIMENTA EL MURO  
ANCLAJES ESTABILIZADORES DE LAS DISCONTINUIDADES CON BUZAMIENTO: 7°-10°**

### CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO:

|                    |                                   |   |                |
|--------------------|-----------------------------------|---|----------------|
| Tipo de terreno:   | Macizo rocoso bastante fracturado |   |                |
| Clase:             | Ignimbritas fonolíticas soldadas  |   |                |
| Espesor bloques =  | 2,200 m                           | = | 21500,00 kN/m2 |
| $\sigma_c$         | 21,50 MPa                         | = |                |
| RMR =              | 57                                |   |                |
| Espac. diaclasas = | 0,31 m                            |   |                |
| $J_v$              | 3                                 |   |                |
| $n_{int}$          | 21 200 kN/m3                      | = | 2,161 p/cm3    |

(Tipo de terreno en el que se instalan los anclajes: roca, suelo granular, cohesivo, etc  
(Clasificación del terreno en el que se instalan los anclajes)  
(Espesor medio de los bloques potencialmente inestables)  
(Resistencia a compresión simple de la roca)  
(En caso de terreno rocoso, clasificación geomecánica del macizo)  
(Espaciamiento medio entre diaclasas)  
(Índice  $J_v$  de diaclasado, función del espaciamiento entre diaclasas)  
(Peso específico con la humedad natural, del terreno del anclaje)

### CARACTERÍSTICAS DE LOS ANCLAJES:

**Tipo:** Anclajes pasivos permanentes, mediante barras de acero tipo **GEWI B500S** o **DYWIDAG 85/105**, de adherencia mediante relleno del taladro con mortero o lechada de cemento, con inyección única global (IU), empalmables mediante manguitos roscados.

**Clase:** C5

**Tipo:** 7

|          |            |   |                 |
|----------|------------|---|-----------------|
| $f_{yk}$ | 500,00 MPa | = | 500000,00 kN/m2 |
| $f_{pk}$ | 550,00 MPa | = | 550000,00 kN/m2 |

(Categoría del anclaje según "Norma H.P.8-96")  
(Tipo de anclaje según "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera")  
(Límite elástico del acero de los anclajes)  
(Carga unitaria de rotura del acero de los anclajes)

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

**ELECCIÓN DE DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS SISTEMAS DE ANCLAJES:**

Tipología: **Anclajes sistemáticos**

(Sistema de anclajes: aislados, sistemáticos, con gunita, etc.)

1. Espaciamiento o separación, y densidad de anclajes:

$\theta_{\text{recomendado}} = 1,50 \text{ m}$  (Espaciamiento o separación recomendados entre anclajes: Romana, 1997)  
 $\theta_{\text{mínimo}} = 0,9-1,2 \text{ m}$  (Por efecto de grupo) (Recomendaciones del U.S. Army Corp of Engineers, 1980)  
 $\theta_{\text{máximo}} = 3,300 \text{ m}$  (2,0 m si llevan gunita o mallas metálicas de refuerzo) (Recomendaciones del U.S. Army Corp of Engineers, 1980)

$eH = 1,50 \text{ m}$  (Separación o espaciamiento horizontal entre los anclajes elegido)  
 $eV = 1,50 \text{ m}$  (Separación o espaciamiento vertical entre los anclajes elegido)

Disposición: **Al trespelillo**

| Referenc. | Disposición de los anclajes |
|-----------|-----------------------------|
| 1         | Anclajes en hiladas         |
| 2         | Anclajes al trespelillo     |

Referencia = 2

Densidad = 0,889 anclajes/m<sup>2</sup> (Densidad del sistema de anclajes al terreno por m<sup>2</sup> de superficie a estabilizar)

2. Empleo de hormigón proyectado: **No**

mm

(Tipo de gunita empleada en el refuerzo superficial: ninguna, en masa, armada, etc.)

Espesor total:

3. Disposición de los anclajes en cuanto a arriostamiento entre ellos:

Arriostamiento: **No: cabezas aisladas**

(Arriostamiento entre las cabezas de anclajes: ninguno, vigas, contrafuertes, muro, etc.)

4. Características de la inyección del taladro:

Tipo: **Lechada o mortero de cemento CEM I 42,5 (fck>45 MPa a 28 días; fck>30 MPa a 28 días)**  
 (Previamente a la instalación del anclaje, y tras la perforación del taladro, se deberán preinyectar las grietas)  
 Relación agua/cemento no mayor de 0,4

5. Inclinación óptima de los anclajes en caso de macizos rocosos con familias de discontinuidades:

$\text{Junca} = 46,6^\circ = 0,8133 \text{ rad}$  (Rozamiento en los planos de las juntas del macizo rocoso)  
 Familias discon.: **Buzamiento (°)** **Inclinación óptima (°)** (Las inclinaciones se miden desde la horizontal y son positivas hacia abajo)  
 $S_0$  8,0 ° 38,6 ° (Ángulos de buzamiento de las distintas familias de discontinuidades)  
 $J_1$  82,0 ° -35,4 °  
 $J_2$  85,0 ° -38,4 °  
 $J_3$  75,0 ° -28,4 °

$\theta$  1º sistema = 20,0 ° (Inclinación adoptada para el 1º sistema de anclajes **ángulos positivos hacia abajo, por razones constructivas**)  
 $\theta$  2º sistema = -20,0 ° (Inclinación adoptada para el 2º sistema de anclajes **ángulos positivos hacia abajo, por razones constructivas**)

**CARGAS APLICADAS:**

R = 55.000 kN/m<sup>2</sup> = 5.6065 T/m<sup>2</sup>

(Reacción mínima necesaria a proporcionar por el sistema de anclajes para obtener un adecuado FS frente a deslizamiento. Obtenida del

M. A. Francesqui

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

$P_{N\text{tracción}}(1\text{ anclaje}) = 61,875\text{ kN/anclaje} = 6,3073\text{ T/anclaje}$  cálculo de estabilidad del talud  
(Carga nominal de tracción en servicio que debe soportar cada anclaje)

**COEFICIENTES DE PONDERACIÓN DE ACCIONES:**

- Cargas actuantes sobre los anclajes:  
 $\gamma = F_1 = 1,80$  (Los valores característicos de las acciones se **multiplican** por estos coef.)

(Coeficiente parcial de mayoración de los esfuerzos sobre el anclaje)

**COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES:**

- Resistencia del acero:  
 $\gamma = 1,15$   
 $\rho = 1,30$  (Los parámetros resistentes se **dividen** por estos coeficientes de seguridad )
- Adherencia frente a deslizamiento en el contacto bulbo-terreno:  
 $\tau = F_3 = 1,50$  (Coeficiente parcial de minoración del límite elástico del acero)  
(Coeficiente parcial de minoración de la carga unitaria de rotura del acero)
- Adherencia frente a deslizamiento en el contacto acero-producto de inyección:  
 $\tau (\text{límite-bulbo}) = 1,20$  (Coeficiente parcial de minoración de tensión de adherencia última, bulbo-terreno)
- Presiones de plastificación o hundimiento del terreno:  
 $F_{S_1} = 2,00$  (Coeficiente parcial de minoración de tensión de adherencia última, acero-bulbo)  
(Coeficiente de seguridad global frente a hundimiento o plastificación del terreno)

**CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES (ESTABILIDAD O EQUILIBRIO LOCAL):**

- Comprobación de la tensión en el acero: Cálculo del diámetro mínimo necesario de las barras o bulones por condición del límite elástico:

$D_{\text{limite}} = 0,0\text{ mm} = 0,000\text{E}+00\text{ m}$  (Diámetro del orificio interior, ej: anclajes con bulones huecos tipo SWELLEX)  
 $P_{N\text{tracción}}(1\text{ anclaje}) = 111,375\text{ kN/anclaje} = 11,3532\text{ T/anclaje}$  (Carga nominal de tracción **mayorada** que debe soportar cada anclaje)  
 $D_{\text{a exterior}} \text{mínimo} = 1,904\text{E}-02\text{ m} = 19,0\text{ mm}$  (Diámetro exterior **mínimo** de la barra del anclaje o bulón)

**Sobreespesor** = 3,0 mm (Sobreespesor de sacrificio por corrosión)  
 $D_{\text{a exterior}} \text{mín. sobreespesor} = 25,0\text{ mm}$  (Diámetro exterior **mínimo** de la barra del anclaje o bulón, considerando el sobreespesor de sacrificio por corrosión)

$D_{\text{a exterior}} = 25,0\text{ mm} = 2,500\text{E}-02\text{ m}$  (Diámetro exterior comercial elegido más próximo, mayor o igual que el calculado en la línea anterior)

- 1.1. Comprobación de la tensión de rotura en el acero:

$A_s = 480,87\text{ mm}^2 = 4,909\text{E}-04\text{ m}^2$  (Área de la sección transversal del acero del anclaje)  
 $P_{N\text{tracción}}/A_s = 226,89\text{ MPa} = 226891,29\text{ kN/m}^2$  (Tensión nominal mayorada que soporta el acero del anclaje)  
 $f_{yk} \cdot \rho = 423,08\text{ MPa} = 423076,92\text{ kN/m}^2$  (Carga unitaria de rotura minorada del acero de los anclajes)

M. A. Franesqui

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

$(P_{Rd}/A_T) \leq f_{yk} \cdot \gamma$       ← SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN CON EL DIÁMETRO DE ANCLAJE ADOPTADO

1.2. Comprobación del límite elástico en el acero:

$f_{yk} \cdot \gamma = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ kN/m}^2$       (Límite elástico minorado del acero de los anclajes)

$(P_{Rd}/A_T) \leq f_{yk} \cdot \gamma$       ← SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN CON EL DIÁMETRO DE ANCLAJE ADOPTADO

**2. Comprobación de la seguridad frente a arrancamiento del bulbo: Cálculo de la longitud adherente o de bulbo:**

$D_{\text{perforación min}} = 41.8 \text{ mm} = 4.175\text{E-}02 \text{ m}$       (Diámetro mínimo en el caso de perforación no entubada)  
 $D_{\text{perforación max}} = 85.0 \text{ mm} = 8.500\text{E-}02 \text{ m}$       (Diámetro mínimo recomendado según "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes de resina:  $D_p, D_s < 10 \text{ mm}$ ")  
 $D_{\text{perforación max}} = 87.5 \text{ mm} = 8.750\text{E-}02 \text{ m}$       (Diámetro máximo recomendado en el caso de perforación no entubada)

$D_{\text{perforación}} \cdot D_{\text{bulbo}} = 85.0 \text{ mm} = 8.500\text{E-}02 \text{ m}$       (Diámetro interior elegido para la perforación = Diámetro nominal del bulbo)

$\text{adh. ult. (lm)} = 1100.000 \text{ kN/m}^2 = 11.2130 \text{ kp/cm}^2$       (Tensión de adherencia última o límite frente al arrancamiento del bulbo en contacto con el terreno)

| Anclajes de resina |                 | Anclajes a base de cemento:   |           |
|--------------------|-----------------|---|-----------|
| adh. ult. (kPa)    | adh. ult. (MPa) | Tipo de terreno   |           |
|                    |                 | Rocas duras muy sanas [ $c > 100 \text{ MPa}$ ]                                   | 3150-4200 |
|                    |                 | Rocas duras poco fracturadas [ $c = 50-100 \text{ MPa}$ ]                         | 2100-3150 |
|                    |                 | Roca media, bastante fracturada o con bloques sueltos [ $c = 20-50 \text{ MPa}$ ] | 1050-2100 |
|                    |                 | Roca débil, muy fracturada [ $c < 20 \text{ MPa}$ ]                               | 300-1050  |
|                    |                 | Granto, basalto   | 1650-3000 |
|                    |                 | Caliza dolomítica   | 1350-2100 |
|                    |                 | Pizarras duras  | 900-1350  |
|                    |                 | Pizarras blandas  | 150-900   |
|                    |                 | Arenisca  | 900-1800  |
|                    |                 | Rocas arcillosas (margas)   | 170-930   |
|                    |                 | Hornblón  | 1350-2700 |
|                    |                 | Gravas y arenas gruesas   | 600-1000  |
|                    |                 | Arenas medias y finas, Arenas limosas y arcillas arenosas                         | 300-600   |
|                    |                 | Arcillas rígidas fuertemente consolidadas ( $q_u > 400 \text{ kPa}$ )             | >800      |
|                    |                 | Arcillas medias o saturadas ( $q_u = 50-100 \text{ kPa}$ )                        | 400-800   |
|                    |                 | Para rocas resistentes [ $c > 20 \text{ MPa}$ ]:                                  | 250-400   |
|                    |                 | adh. ult. = $c/10$ (máxima de 4200 kPa)   |           |
|                    |                 | adh. ult. = $(0.007 \cdot N_{sp} + 0.12) \text{ Mpa}$                             |           |
|                    |                 | (Suzuki et al., 1972, para granitos alterados)                                    |           |
|                    |                 | adh. ult. = $(0.001 \cdot N_{sp}) \text{ Mpa}$                                    |           |
|                    |                 | (J. Hefeph. 1970, para cejas)   |           |

En rocas blandas [  $c > 20 \text{ MPa}$  ]:  
 Ver también ábacos de la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras", pág. 28 a 29.

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

$L_{\text{grm}} = L_p = 0,569 \text{ m}$  (Longitud mínima de adherencia necesaria o longitud de bulbo  $L_p$ )

**3. Comprobación de la seguridad frente a deslizamiento entre el acero y el material de relleno dentro del bulbo:**

(\*) No suele ser crítica la rotura por arrancamiento entre el acero y el material del relleno del taladro, cuya adherencia está generalmente garantizada. (Por ejemplo, para el caso de relleno con inyección de cemento, la tensión de adherencia última con el acero supera normalmente los 4800 kPa).

$P_T = 78,54 \text{ mm} = 7,854E-02 \text{ m}^2$  (Perímetro nominal de la sección transversal del acero del anclaje)

|            |                                    |
|------------|------------------------------------|
| Referencia | Materia de la inyección de relleno |
| 1          | Inyección de lechada de cemento    |
| 2          | Inyección de resina                |

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa} = 294,30 \text{ kp/cm}^2$

Referencia = 1  
 $f_{\text{lim}} = 8358,755 \text{ kN/m}^2 = 85,2065 \text{ kp/cm}^2$  (Tensión de adherencia límite propuesta para el caso de inyección de cemento)  
 $f_{\text{lim, adoptada}} = 5000,000 \text{ kN/m}^2 = 50,9684 \text{ kp/cm}^2$  (Tensión de adherencia límite adoptada frente al arrancamiento del acero en contacto con el relleno del bulbo)  
 $P_{\text{Rd}}(L_p, P_T) = 2493,33 \text{ kN/m}^2 = 25,4162 \text{ kp/cm}^2$  (Tensión nominal mayorada que soporta el acero del anclaje)  
 $f_{\text{lim}} / f_{\text{lim(ante-bulbo)}} = 4166,67 \text{ kN/m}^2 = 42,4737 \text{ kp/cm}^2$  (Carga unitaria de rotura minorada del acero de los anclajes)

$P_{\text{Rd}}(L_p, P_T) <= (f_{\text{lim}} / f_{\text{lim(ante-bulbo)}}) <--- \text{ SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN CON LA LONGITUD DE BULBO ADOPTADA}$

**4. Cálculo de la longitud libre y de la longitud total necesaria para el anclaje:**

4.1. Longitud libre o afectada por la cuña de deslizamiento potencial:

$\rho = 8,0^\circ = 0,1396 \text{ rad}$  (Ángulo de buzamiento del plano de deslizam. que se estabiliza con los anclajes)  
 $\rho = 80,0^\circ = 1,3963 \text{ rad}$  (Ángulo de inclinación de la cara del talud con relación a la horizontal)  
 $\theta = 20,0^\circ = 0,3491 \text{ rad}$  (Ángulo de inclinación del anclaje con relación a la horizontal. († hacia abajo))  
 $h = 0,5 \text{ m}$  (Distancia vertical entre el pie del deslizamiento y la cabeza del anclaje)

$L_{\text{libre}} = 2,671 \text{ m}$  (Longitud del anclaje afectada por la cuña de deslizamiento)

4.2. Longitud total necesaria de las barras o bulones:

$L_{\text{TOTAL, mini}} = 3,240 \text{ m}$  (Longitud total mínima del anclaje situado a la altura  $h = 0,500 \text{ m}$  con relación al pie del plano de deslizamiento potencial)

| Tipo de anclajes                   | Longitudes máximas (m) |
|------------------------------------|------------------------|
| Anclajes de adherencia con cemento | 8-12                   |
| Anclajes de adherencia con resina  | 6                      |
| Anclajes autopercutores            | 20                     |
| Bulones SPLIT SET                  | 3,5                    |
| Bulones SWELLEX                    | 12                     |
| Cables inyectados                  | 30                     |

M. A. Francesqui

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

- 6 -

|               |               |   |
|---------------|---------------|---|
| $L_{TOTAL} =$ | <b>3,50</b> m | (Longitud total adoptada para el anclaje a la altura $h = 0,500$ m, con relación al pie del plano de deslizamiento potencial) |
|---------------|---------------|---|

**5. Comprobación de la plastificación del terreno circundante o de la barra frente a flexotracción + cortante:**

|   |                                   |                               |  |
|---|-----------------------------------|-------------------------------|--|
| $E_s =$   | <b>2,0E+08</b> kN/m <sup>2</sup>  | = 2,04E+06 kp/cm <sup>2</sup> | (Módulo de Young del acero de la barra de anclaje)                                   |
| $I =$   | <b>1,9E-08</b> m <sup>4</sup>     |                               | (Momento de inercia de la barra respecto de un eje baricéntrico)                     |
| $K_{30} =$  | <b>1000,000</b> MN/m <sup>3</sup> | = 101.937 kp/cm <sup>3</sup>  | (Coeficiente de balasto en el sentido de la presión del terreno sobre la barra)      |
| $L_p =$   | <b>0,157</b> m                    |                               | (Longitud elástica de la barra del anclaje)  |
| $Z =$   | <b>1,500</b> m                    |                               | (Altura de terreno sobre la barra del anclaje medida desde la superficie)            |
| $P =$   | <b>31,8</b> kN/m <sup>2</sup>     | = 0,3242 kp/cm <sup>2</sup>   | (Presión del terreno sobre la barra situada a profundidad Z desde la superficie)     |
| $P_{limite} =$  | <b>21500,00</b> kN/m <sup>2</sup> | = 219,1641 kp/cm <sup>2</sup> | (Presión que produce la plastificación del terreno)                                  |
| 1. No plastificación del terreno comprimido por la barra: |                                   |                               |  |
| $V_p =$   | <b>0,063</b> kN                   |                               | (Cortante sobre la barra de anclaje)   |
| $V_t =$   | <b>21,149</b> kN                  |                               | (Cortante límite de diseño que produciría la plastificación del terreno circundante) |

|                |                                 |                                   |
|----------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| $V_p \leq V_t$ | <b>SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN</b> | $(V_p = 0,30 \% \text{ de } V_t)$ |
|----------------|---------------------------------|-----------------------------------|

2. No plastificación del terreno con formación de rótulas plásticas en la barra:

|              |                  |   |
|--------------|------------------|---|
| $M_{ip}^* =$ | <b>0,319</b> mKN | (Momento de plastificación de la barra de anclaje)                                  |
| $M_{max} =$  | <b>0,003</b> mKN | (Momento máximo actuante sobre la barra)  |
| $V_s =$      | <b>0,199</b> kN  | (Cortante límite de diseño que produciría plastificación del terreno y en la barra) |

|                |                                 |                                    |
|----------------|---------------------------------|------------------------------------|
| $V_s \leq V_z$ | <b>SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN</b> | $(V_s = 31,42 \% \text{ de } V_z)$ |
|----------------|---------------------------------|------------------------------------|

3. Resistencia a flexotracción y cortante combinados en la barra (comprobación utilizando el criterio de Tresca):

|            |                      |              |  |
|------------|----------------------|--------------|--|
| $\theta =$ | <b>28,0</b> °        | = 0,4887 rad | (Ángulo entre el plano de buzamiento de las discontinuidades y el anclaje) |
| $V =$      | <b>50268,493</b> kN  |              | (Cortante movilizado en la barra)  |
| $R_c =$    | <b>195652,174</b> kN |              | (Resistencia a cortante de la barra, minorada)                             |
| $T =$      | <b>111,375</b> kN    |              | (Tracción movilizada en la barra)  |
| $R_t =$    | <b>391304,348</b> kN |              | (Resistencia a tracción de la barra, minorada)                             |

|                                |                                 |                                 |
|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| $(T/R_c)^2 + (V/R_c)^2 \leq 1$ | <b>SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN</b> | $(T/R_c)^2 + (V/R_c)^2 = 0,006$ |
|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|

**6. Dimensionamiento de las placas de reparto:**

|   |                                    |                              |   |
|---|------------------------------------|------------------------------|---|
| <b>Tipología: Placas cuadradas con perfil ondulado (TIPO 4)</b> |                                    |                              |   |
| Dimens:   | <b>200 x 200</b> mm x mm           |                              | (Tipo de placas de reparto de los anclajes)                     |
| e =   | <b>10</b> mm                       |                              | (Dimensiones en planta de la placa de anclaje)                  |
| A =   | <b>0,00403</b> m <sup>2</sup>      | = 40,250 cm <sup>2</sup>     | (Espesor de la placa de anclaje)                                |
| Presión =   | <b>27670,807</b> kN/m <sup>2</sup> | = 282,067 kp/cm <sup>2</sup> | (Área de contacto de la placa)                                  |
| $F_{max, recom} =$  | <b>137,34</b> kN/anclaje           | = 14,000 T/anclaje           | (Presión máxima actuante sobre la placa de anclaje)             |
|   |                                    |                              | (Carga máxima recomendada en el anclaje para ese tipo de placa) |



M. A. Francesqui

**DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES AL TERRENO**

- 7 -

**7. Dimensionamiento de las vigas o zapatas de reparto:**

|  |   |                        |        |                         |  |
|--|---|------------------------|--------|-------------------------|--|
| $A_{\text{viga, zapata}} = 0.0104 \text{ m}^2$ | = | $103.605 \text{ cm}^2$ | -----> | <b>10.78 cm de lado</b> | (Superficie mínima necesaria de las zapatas en cada anclaje) |
|--|---|------------------------|--------|-------------------------|--|

## CAPÍTULO 13

---

# Desprendimientos de rocas en la isla de El Hierro

Miguel Llorente Isidro

Inés Galindo Jiménez

Carlos Paredes Bartolomé

### Introducción

El Instituto Geológico y Minero de España (IGME) comenzó a estudiar los desprendimientos en la Isla de El Hierro en el año 2006, siguiendo su línea estratégica de investigación sobre peligros geológicos. Entre otras actuaciones, se realizó la cartografía y el estudio de conos de deyección y zonas de depósitos gravitacionales de la isla y se realizaron trabajos de cartografía geomorfológica orientada al análisis morfométrico. Entre los resultados logrados, más relevantes para esta línea, se identificaron muchas zonas fuente de desprendimientos y laderas inestables, apoyados en parte por los trabajos previos del Cabildo Insular de El Hierro.

En 2011, coincidiendo con la primera crisis sismo-volcánica del periodo instrumental en El Hierro, el IGME realizó unos trabajos de evaluación de condiciones de estabilidad de la ladera situada sobre la carretera HI-5 (Valverde-Frontera) en la zona de acceso a la boquilla sur del Túnel de Los Roquillos, respondiendo a la solicitud del Subdelegado del Gobierno en Santa Cruz de Tenerife.

Posteriormente, el IGME en colaboración con la Universidad Politécnica de Madrid publicó el primer mapa de susceptibilidad a los desprendimientos de la Isla de El Hierro (Fernández-Hernández et al., 2012). En este mapa se representa un índice de susceptibilidad cuantitativamente como un indicador de que en un punto dado de la isla se desencadene un desprendimiento en función de sus características orográficas, geológicas, geomorfológicas y la vegetación predominante; sin incorporar el alcance de los mismos ni las características intrínsecas al desprendimiento, como lo serían su tipología, volumen de material movilizado, la trayectoria del desprendimiento, el alcance, o la distribución de la energía en la trayectoria del movimiento.

Tras la segunda crisis sismo-volcánica producida en 2013 el IGME estudió la relación entre los desprendimientos y los eventos sísmicos del 6 de mayo de 2013.

Finalmente, en 2014 se realizó otro informe para valorar la variación en el estado de estabilidad de las laderas de El Hierro tras el impacto del sismo (magnitud 5.1 mbLg) de 27 diciembre 2013, que fue ampliamente sentido en la isla, alcanzando una intensidad máxima de V en la escala EMS98, con numerosas réplicas en la zona sismo principal (magnitudes hasta 3.7 mbLg), y del que se registraron unas deformaciones máximas en algunas estaciones GPS de hasta 4 cm (entre los días 22 y 27 del mes).

Dado que los desprendimientos son frecuentes en la isla y que su estudio es fundamental de cara a la protección de los ciudadanos, en este artículo se proporcionan las observaciones realizadas en campo con el fin de caracterizar dichos desprendimientos y se muestra la metodología utilizada para la elaboración de los mapas de susceptibilidad.

## 1. Desprendimientos de roca

Los movimientos del terreno en forma de *debris flows*, avalanchas, desplomes, vuelcos y caídas de bloques rocosos son uno de los mayores problemas de causas naturales que afectan a las vías de comunicación y estructuras civiles asentadas en regiones montañosas. En particular, la caída o desprendimiento rocoso supone la liberación y el desprendimiento de un bloque o fragmentos de roca, desde la superficie de los escarpes rocosos, generalmente por un pequeño deslizamiento, corrimiento, o vuelco. Se concretan como un rápido movimiento del terreno que implica el desplazamiento de un bloque rocoso o de una avalancha de rocas (Evans & Hungr, 1993), que se desprende del macizo, a favor de una o varias discontinuidades (diaclasas, fracturas, fallas, contactos, foliaciones, etc.) nuevas o preexistentes (Lambert et al., 2012; Crosta et al., 2015) desde la que se despegan. Tras el despegue, el movimiento de la roca puede desde limitarse a un desplome, hasta tener una trayectoria compuesta de múltiples caídas libres, rebotes, rodaduras y deslizamientos (Varnes, 1978; Hutchinson, 1988). Una vez se ha disipado la suficiente energía, a través de los impactos y fricción con el terreno, se observa que el fenómeno se detiene, generalmente cerca del borde del talud, donde la pendiente se atenúa de forma importante, aunque en muchos casos los bloques pueden llegar mucho más allá de este límite (Evans & Hungr, 1993).

Un desprendimiento de roca es un tipo de movimiento del terreno que correspondería con un tipo de movimiento en caída en contraposición a deslizamientos y flujos (Figura 1) en los que raramente el material movilizado pierde el contacto con la superficie del terreno (Varnes, 1978). Afecta a materiales de tipo roca en contraposición a materiales detríticos (o terrenos sueltos). Según Whalley (1984), es un tipo de movimiento que se puede observar en regiones escarpadas de todos los dominios morfoclimáticos.


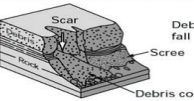
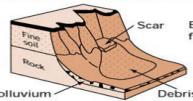
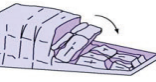
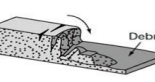
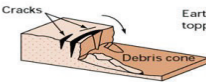
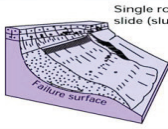
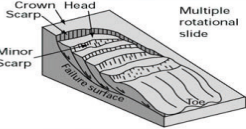
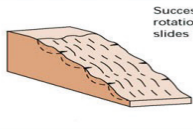
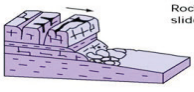

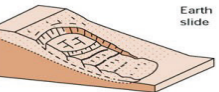
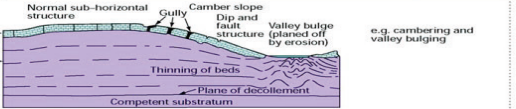

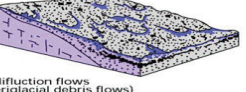
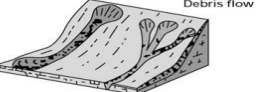
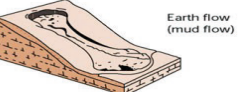
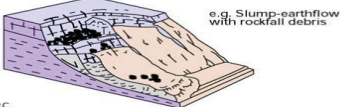
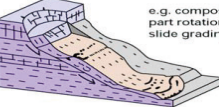
| Material      |   | ROCK  | DEBRIS  | EARTH   |
|---------------|---|---|---|---|
| Movement type | FALLS   |  Rock fall   |  Debris fall<br>Scree<br>Debris cone   |  Earth fall<br>Colluvium<br>Debris cone |
|               | TOPPLES   |  Rock topple   |  Debris topple<br>Debris cone  |  Earth topple<br>Debris cone            |
| SLIDES        | Rotational  |  Single rotational slide (slump)<br>Failure surface |  Multiple rotational slide<br>Crown Scarp<br>Head<br>Minor Scarp<br>Failure surface                 |  Successive rotational slides          |
|               | Translational (Planar)  |  Rock slide  |  Debris slide  |  Earth slide                          |
| SPREADS       |    |   |   |  Earth spread                         |
| FLOWS         |  Solifluction flows (Periglacial debris flows) |  Debris flow                                       |   |  Earth flow (mud flow)                |
| COMPLEX       |  e.g. Slump-earthflow with rockfall debris     |   |  e.g. composite, non-circular part rotational/part translational slide grading to earthflow at toe |   |

Figura 1. Clasificación de Varnes (1978) de movimientos del terreno.

Para que se produzca un desprendimiento de roca es condición necesaria (aunque no suficiente) la presencia de un desnivel o gradiente importante, es decir, una ladera o un talud con inclinación superior a la pendiente de equilibrio o ángulo de rozamiento interno, y un material competente afectado por discontinuidades que lo fraccione en mayor o menor grado. Con carácter general, en relieves sedimentarios las pendientes superiores a 30° se asocian con materiales resistentes (cuarcitas, calizas), mientras que las pendientes entre 15° y 20° suelen estar asociadas a materiales menos resistentes, tales como pizarras y formaciones arenosas (Marquínez et al., 2003). En regiones volcánicas, como es el caso de la isla de El Hierro, los relieves entre 20° y 30° están asociados con cierta frecuencia a depósitos de tipo coluvial-aluvial (derrubios de ladera y zonas de acumulación de bloques), así como a material volcánico no consolidado y zonas tapizadas por coladas de lava. Los relieves más abruptos están relacionados mayoritariamente con escarpes erosivos (cicatrices de deslizamiento, relieves intrusivos exhumados) y estructurales (escarpes de falla), aunque no es raro encontrar lavas emplazadas con ángulos muy importantes cuando se encuentran tapizando escarpes previos y algunos bordes de cráter con alta pendiente.

El estudio comparativo de estas condiciones necesarias para que se produzca un desprendimiento, aplicado a una región, define la pauta para describir la mayor o menor propensión de esa zona (en comparación con otra dentro de dicha región) a dar lugar este tipo de movimientos, lo cual constituye un paso preliminar necesario, para la obtención de mapas de susceptibilidad al desprendimiento. Todas éstas condiciones y otras, que pueden contribuir a incrementar la probabilidad de inicio de un movimiento, se denominan factores condicionantes, es decir, contribuyen a la ocurrencia de un desprendimiento pero no lo inician. Para que un desprendimiento tenga lugar, se requiere además un detonante. Los factores que finalmente dan lugar a un desprendimiento se conocen como factores desencadenantes.

Los factores condicionantes por los que el terreno rocoso se vuelve inestable, se encuentran fundamentalmente relacionados con sus características geológicas (litología, propiedades mecánicas, estratigrafía, tectónica), geomorfológicas e hidrológicas (Selby, 1993; Dorren, 2003). La ocurrencia, o frecuencia del fenómeno en el tiempo se encuentra normalmente asociado a los factores desencadenantes que inician el movimiento de la masa rocosa. En su mayoría, éstos factores detonantes son de origen meteorológico (precipitaciones: Wieczorek & Jäger, 1996; Chau et al., 2003; térmicos: Matsuoka & Sakai, 1999;

Davies et al., 2001) o sísmico (para sismos de magnitud superior a 4.5, Keefer, 1984, Harp & Wilson, 1995). En numerosas ocasiones, los detonantes no son reconocibles, y no puede establecerse una relación de causalidad entre un evento y su origen, incluso cuando se encuentran monitorizados (Crosta et al., 2015).

## 1.1. Factores condicionantes

Como se adelantaba anteriormente, los factores que predisponen a un desprendimiento de roca se conocen como factores condicionantes. Los factores condicionantes necesarios son el gradiente hipsométrico y el material competente en el que haya discontinuidades. Muchos autores incluyen como factores condicionantes los aspectos climáticos (Marquínez et al., 2003, presentan una recopilación de algunos de ellos) relacionados bien con procesos de hielo-deshielo (crioclastia), con procesos meteorológicos intensos (vientos, lluvias, rayos) o efectos de cambios de temperatura y radiación solar (termoclastia, y otros tipos de degradación).

La pendiente o gradiente hipsométrico de la ladera es un factor que condiciona la inestabilidad de los bloques (Varnes, 1984). Con carácter general, y a igualdad de otros factores, a mayor pendiente mayor propensión, pues el terreno (según sus propiedades mecánicas y las del plano de contacto) es menos capaz de mantener estable el bloque (según su distribución de masa). Es decir, a diferentes pendientes se producen diferentes estados de equilibrio de fuerzas y de momentos. La mayoría de los estudios de peligrosidad utilizan este ángulo, como una variable independiente, a través de un factor de seguridad que cuantifica su tendencia a desestabilizarse (Cruden & Varnes, 1996). Sin embargo, esta afirmación es incompleta, pues las mayores pendientes en macizos calcáreos están relacionadas con RMR (*Rock Mass Rating*) altos y por tanto con una menor propensión a la producción de bloques, mientras que en ambientes cuarcíticos, la relación sí es directa (Marquínez et al., 2003).

En El Hierro se ha observado que el estado de fracturación es más relevante que la pendiente, resultando ser más productivas las regiones con coladas recientes que presentan diaclasado abierto. En este sentido, el papel de las discontinuidades es fundamental en los términos de número de familias de discontinuidades, pero más aún en lo que respecta a su orientación en relación al talud o la ladera y a las características intrínsecas a dicha discontinuidad, tales como su penetratividad, su longitud, su estado de apertura, su rugosidad, los

rellenos, la presencia de agua y, quizá por encima de los anteriores, el espaciado entre discontinuidades (o densidad de discontinuidades). Todos estos parámetros relacionados con la fracturación son tenidos en cuenta en la mayor parte de clasificaciones geomecánicas. Menéndez y Marquínez (2002) observaron que si bien diferentes litologías presentaban un patrón distinto en cuanto a su producción de bloques, lo justifican como la consecuencia del patrón de fracturación y no del litotipo, si bien éste condiciona aquél y no al contrario (principio de intersección de Hutton) en ausencia de otros procesos relativos al contexto tectónico (deformaciones de los materiales, estado de esfuerzos).

Las discontinuidades buzando en la misma dirección que el talud pero con menor inclinación, son el ejemplo típico de orientaciones favorables a un movimiento del terreno incluso sin la presencia de una segunda familia. En caso de existir dos familias, si la línea de intersección entre ambas buza menos que el talud, pero casi tanto como éste, entonces también se da una situación favorable al movimiento del terreno. El primer tipo de rotura se conoce como rotura planar, que suele dar lugar a deslizamientos a favor de la discontinuidad basal y si el talud presenta dimensiones suficientemente importantes, estos dos tipos de roturas podrían dar lugar a un desprendimiento. En el caso de dos familias, el tipo de rotura se dice que es en cuña debido a la geometría del bloque resultante. En el caso del vuelco, el material se moviliza sometido a un esfuerzo diferencial en cabecera respecto al pie, lo que genera un par o momento que puede conformar el inicio de un desprendimiento. Los dos primeros mecanismos de rotura son más característicos de entornos cristalinos y sedimentarios en lo que respecta a condiciones de inicio de desprendimientos, con presencia de planos de debilidad subhorizontales que puede responder bien a las condiciones tectónicas regionales o al enfriamiento del material, o a condiciones relacionadas con termoclastia, o planos de estratificación basculados. Ayala et al. (2003) señalan que, en macizos cristalinos, con presencia de diaclasas muy verticalizadas, el mecanismo principal de despegue es el colapso. El mecanismo por vuelco es más propio de ambientes volcánicos donde el diaclasado hexagonal (o disyunción columnar) prevalece sobre cualquier otro conjunto de posibles discontinuidades, dando lugar a bloques de desarrollo vertical y morfología prismática que se suelen apoyar sobre la parte brechoide de propia colada o, cuando esta es muy fina o está poco desarrollada, prácticamente sobre la superficie relativamente horizontal del paleorrelieve sobre el que se emplazó. En El Hierro la disyunción esférica también ha

demostrado ser especialmente productiva, si bien menos extendida y dando lugar a bloques de gran tamaño.

La penetratividad, el espaciado y la longitud de las discontinuidades son elementos que gobiernan sobre el tamaño de los bloques que potencialmente podrían ponerse en movimiento. Así, a mayor penetratividad, mayor longitud y menor espaciado, más pequeños serán los bloques resultantes.

A igualdad de otros factores, la rugosidad se opone a la componente de cizalla durante la apertura de grieta en el despegue. La presencia de agua, por el contrario, favorece la componente de cizalla, de modo que, a mayor rugosidad mayor estabilidad, y a mayor cantidad de agua, mayor carga hidráulica y, por ende, menor estabilidad. La apertura de grieta y la cantidad de agua guardan cierta relación, pues una grieta más abierta puede alojar mayor cantidad de agua.

Los rellenos de las grietas suelen modificar la estabilidad, pues, en principio, cuanto más relleno haya menor cantidad de agua podrá circular, y a medida que el relleno esté más cementado más difícil será que el plano de discontinuidad termine conformando un plano de rotura. Sin embargo, algunos rellenos, como los arcillosos, en condiciones de presencia de agua, reducen la resistencia al corte notablemente, actuando como lubricantes favoreciendo el movimiento.

La vegetación es un factor que se suele considerar como condicionante. Si bien, en algunos casos, la vegetación inhibe el movimiento (conformando auténticas estructuras de contención), en otros lo propicia si las raíces actúan a modo de cuñas abriendo las discontinuidades preexistentes a medida que crecen (como en algunos puntos de El Hierro) y, posiblemente en otros casos. Si bien no llega a ser un factor determinante, sí podría ser un factor indicativo de otras circunstancias (como presencia de agua).

En la isla de El Hierro y en general en territorios volcánicos, la alternancia de materiales de muy diferentes propiedades mecánicas, puede dar lugar a una erosión diferencial muy marcada, que también se consideraría como un factor condicionante. Los piroclastos son materiales mucho menos competentes que las coladas de lava y, con frecuencia, están muy poco consolidados, no cementados, y en diferente grado de compactación. La alternancia de piroclastos y coladas de lava en materiales emplazados de manera subhorizontal, da lugar a relieves con cornisas que pueden llegar a colapsar por descalce. Por otro lado, esta alternancia de materiales también se observa en el



entorno de diques, casi siempre subverticales, que concentran la erosión a ambos lados del material intrusivo, dejando a éste a veces en una situación metaestable y especialmente expuesta a recibir el impacto de otros bloques desprendidos, debilitando el material competente hasta el punto de agravar un desprendimiento previo.

## 1.2. Factores desencadenantes

Si bien en el apartado anterior se han tratado aspectos que conducen a una mayor propensión del terreno al desequilibrio, para que éste tenga lugar, debe producirse una alteración en el estado metaestable del bloque. Cualquier elemento transitorio o aspecto capaz de tal cosa se debe considerar como un factor desencadenante. Los factores desencadenantes típicos son variaciones significativas en las condiciones iniciales del estado de esfuerzos, como por ejemplo, una precipitación intensa que alteraría la presión de poro y la circulación de agua por las grietas, cambios volumétricos por fenómenos de hielo-deshielo o humedad-deseccación, la sismicidad, fuertes vientos, rayos.

Algunos factores pueden actuar igualmente como condicionantes o como desencadenantes: la gelifración, la termoclastia, la haloclastia son alguno de éstos; no obstante, los aspectos relacionados con la meteorización de las rocas o con alteraciones en la resistencia propia del material se suelen considerar como factores condicionantes, pues actúan principalmente a largo plazo y en menor medida como desencadenantes. Al contrario sucede con la sismicidad, que generalmente se contempla como desencadenante, si bien puede actuar también como condicionante por el estrés sísmico que le provoca a una ladera el estar sometida a muchos terremotos de baja intensidad y de forma continuada.

## 1.3. Análisis de factores condicionantes con Sistemas de Información Geográfica

En un Sistema de Información Geográfica, el cálculo del gradiente hipsométrico se puede resolver numéricamente partiendo de datos en formato matricial o vectorial. El modelo de pendientes se calcula como la tasa de máximo cambio que se produce en la altura al pasar de un punto a otro suficientemente próximos (Felicísimo, 1994). Por ello se obtiene como el gradiente hipsométrico del terreno

en cada punto a partir de las alturas de un conjunto de puntos próximos a este. Si se trata de datos matriciales, el módulo del gradiente en un punto se puede obtener teniendo en cuenta los ocho píxeles que rodean al punto sobre el que se calcula (método de Horn, 1981; Burrough & McDonell, 1998):

$$S = \sqrt{\left( \frac{(Z_3 + 2Z_6 + Z_9) - (Z_1 + 2Z_4 + Z_7)}{8\Delta x} \right)^2 + \left( \frac{(Z_7 + 2Z_8 + Z_9) - (Z_1 + 2Z_2 + Z_3)}{8\Delta y} \right)^2}$$

Siendo  $Z_i$  las elevaciones de los píxeles numerados de izquierda a derecha y de arriba abajo en un array 3x3;  $\Delta x$   $\Delta y$  el tamaño de la celda (pixel) para las direcciones x e y respectivamente; y  $S$  la pendiente en el pixel central. Su valor en grados se determina calculando  $57.29 \tan^{-1}(S)$ .

La pendiente así considerada da lugar a una cartografía en la que frecuentemente quedan infrarrepresentadas las áreas de pendiente más pronunciada, por lo que en el estudio morfométrico de unidades geomorfológicas conviene aplicar una corrección que permita obtener histogramas más realistas de este factor, extrayendo, del rango de pendientes ( $0^\circ$  a  $90^\circ$ ), cuáles son más propensas al desprendimiento, es decir, a partir de qué ángulo puede esperarse un desprendimiento, valor propio del macizo característico de las zonas de despegue de bloques. Por ello, la delimitación de las áreas fuente mediante criterios morfométricos parte de la definición de este umbral del ángulo de pendiente (Toppe, 1987; Van Dijke & Van Westen, 1990). Estudios realizados sobre medios granulares por Brown & Richards (1970) muestran que el umbral se encuentra a partir de los  $24^\circ$ , dependiendo del grado de saturación y distribución de tamaños. Sin embargo, en macizos rocosos cristalinos este umbral resulta ser mayor y estar relacionado con el ángulo de fricción interna a escala de macizo, tal y como indican numerosos autores (ej. Loye et al., 2009; Fernández-Hernández et al., 2012). Para destacar las zonas más propensas al despegue de rocas, el área de interés puede ser subdividida de acuerdo a Strahler (1950) en subáreas según las características geomorfológicas de sus pendientes, mediante una aproximación estadística.

Según Loye et al. (2008) la distribución frecuencial de las pendientes permite obtener el ángulo umbral crítico por encima del cual la pendiente puede considerarse inestable. Su distribución se aproxima calculando el histograma del

gradiente hipsométrico transformado a grados. Sin embargo, como en el área de estudio precisamente las zonas de interés, por ser fuente de rocas, suelen tener una pendiente muy fuerte, la superficie planimétrica de éstas y, por ende, su frecuencia se encuentra subestimada. Para minimizar el efecto de sesgo debido a la reducción en el área relativa del terreno que se encuentra en zonas de fuerte gradiente, la frecuencia relativa, en cada clase angular de pendientes, se pondera con el ratio de superficie del terreno que posee dicha pendiente con el coseno de la pendiente. La función de distribución obtenida tras su corrección suele ser multimodal, por lo que se puede tratar como una composición de distribuciones de las pendientes (Loye et al., 2008) de cada unidad morfológica: riscos, escarpes, laderas y llanos. Sin embargo, no es posible una detección directa de cada una de estas formaciones a partir de sus máximos.

Al tratarse de una composición de funciones, alguna distribución de pendientes, puede estar enmascarada. Su detección se logra desagregando el histograma frecuencial en funciones de probabilidad gaussianas mediante una formulación óptima basada en el método de maximización de la esperanza (EM—Dempster et al., 1977). Este método de optimización EM, aplicado a una mezcla de distribuciones gaussianas (McLachlan & Krishnan, 1997), permite obtener la media, varianza, y el peso relativo de la distribución de los ángulos de pendientes para cada unidad morfológica o distribución gaussiana de la unidad morfológica (GDMU-Loye et al., 2009). Las distribuciones gaussianas resultantes de la desagregación poseen unos valores medios o máximos que caracterizan el ángulo de fricción promedio del terreno en cada una de las unidades morfológicas (Loye et al., 2009), poniendo en evidencia la unidad morfológica asociada a los mayores desniveles en la zona donde normalmente ocurren los despegues de rocas.

El resto de factores suelen alimentar modelos en forma de observaciones y extrapolaciones basadas en conjuntos de datos provenientes de otras fuentes, por ejemplo, el grado de alteración de un macizo rocoso o su litología, se establece para un conjunto de afloramientos estudiados y se aplica a la unidad geológica correspondiente. O en el caso de la vegetación, un mapa de vegetación se reclasifica por su tipo de influencia en función de los tipos de vegetación y su densidad cuando esta información está disponible.

## 1.4. Probabilidad de desprendimiento

El estudio de los peligros geológicos, en general, es un trabajo complejo en el que es habitual encontrar un importante esfuerzo de análisis de datos para presentar un estudio estadístico que permita valorar y correlacionar los parámetros de frecuencia y magnitud del proceso en estudio. Esta aproximación es conceptualmente correcta si existe una ciclicidad en el propio proceso, como puede ser el caso de la precipitación como parte del ciclo hidrológico, pero no tiene fácil cabida en el estudio de fenómenos en los que su ocurrencia es esporádica y fortuita, como es el caso de los desprendimientos de roca o los deslizamientos. En estos casos, una vez que el material se ha desprendido, o una vez que una zona ha deslizado, el vacío que queda tras de sí no se “rellena” hasta disponer de nuevo material. De ahí que el estudio en términos probabilísticos se complique aún más, pues debe afrontar cuestiones relativas a los fenómenos detonantes que, según la zona de estudio en cuestión, pueden ser perfectamente fenómenos no relacionados (precipitación y sismicidad) y por tanto implicar estadística de procesos independientes que, además, afectan al terreno de maneras muy diferentes entre sí, y cada desprendimiento modifica las condiciones iniciales del siguiente.

Evaluar cuantitativamente estos factores de manera conjunta, para dar una idea de la probabilidad con que puede tener lugar un desprendimiento, resulta tan complicado que, en casi todos los trabajos de movimientos del terreno, se aborda la probabilidad desde una perspectiva comparativa de los factores condicionantes al desprendimiento. Uno de los pasos necesarios para valorar la peligrosidad de las caídas de bloques es la delimitación del área expuesta a éstos, o área de afección (Dorren et al., 2011), que suele quedar por debajo de las áreas fuente en los riscos y paredes rocosas. Sin embargo, a pesar de los numerosos estudios analizando la dependencia de este fenómeno con la variabilidad de los factores condicionantes y desencadenantes (Baillifard et al., 2003; Marquinez et al., 2003; Stoffel, 2006; Piacentini & Soldati, 2008), resulta muy complicado modelar y simular el movimiento de bloques debido al gran número de incertidumbres ligadas a la distribución espacial y temporal de los factores condicionantes y desencadenantes (Menéndez & Marquínez, 2002; Wang et al., 2013). En esta misma línea, son abundantes las publicaciones sobre el desarrollo y aplicación de diferentes modelos de simulación heurísticos, empíricos o cinemáticos (Jones et al., 2000; Guzzetti et al., 2003; Dorren, 2003; Jaboyedoff & Labiouse, 2003; Stoffel et al., 2006; Lan et al., 2007; Topal et al., 2007; Metzger et al., 2009; entre otros) para el cálculo de la peligrosidad sobre el

área afectada por futuros desprendimientos. Estos tratan de reproducir el movimiento de uno o varios bloques desprendidos desde un área fuente hasta que se detiene. Para zonas de extensión limitada actualmente se utilizan códigos de cálculo que incorporan sobre un SIG la información para resolver numérica y estocásticamente las ecuaciones del movimiento de los bloques (Dorren & Seijmonsbergen, 2003; Guzzetti et al., 2003; Jaboyedoff et al., 2005; Copons et al., 2009; Shirzadi et al., 2012). Como elemento común en estos trabajos, la selección del modelo se hace de acuerdo a la extensión de la zona de estudio, la escala cartográfica, el propósito de los resultados y la disponibilidad de datos o catálogos *in situ*. Incluso para los modelos más avanzados, los resultados obtenidos deben ser verificados con los eventos de desprendimiento ocurridos en el pasado, debido a la incertidumbre de la información y a la sensibilidad de las trayectorias con las características del terreno (Wyllie, 2014). Además, cuanto mayor sea la extensión del área de estudio, mayor es la información necesaria y su incertidumbre (Wang et al., 2013). En ese caso, los modelos empíricos (Toppe, 1987; Evans & Hungr, 1993) son más adecuados que los cinemáticos, y menos exigentes con la información requerida para el cálculo.

Paralelamente a la evolución de los diferentes modelos de simulación, se ha investigado el reconocimiento y la distribución de las áreas fuente de bloques rocosos, ya que las simulaciones no son de calidad si se desconocen las características geológicas y geomorfológicas del punto desde el que los bloques se despegan, por ser su condición inicial. Su localización se encuentra fuertemente ligada tanto a las discontinuidades, como a las características del relieve que inducen la inestabilidad. El hecho de que en muchas ocasiones las áreas de despegue se encuentren inaccesibles motiva el diseño de técnicas de identificación basadas en el análisis remoto de los factores condicionantes más relevantes (Matasci et al., 2011; Ferrero et al., 2011; Fernández-Hernández et al., 2012). Otra técnica utilizada para llevar a cabo esta evaluación ha sido aplicar modelos de ponderación por análisis matricial multivariable. Estos métodos han sido muy criticados por la arbitrariedad de los pesos en los factores que intervienen, o por la duplicidad de los pesos debido a la influencia recíproca en diferentes factores (o la no garantía de la independencia entre factores). Los modelos heurísticos matriciales (Laín et al., 2011; Figura 2) representan un primer paso hacia minimizar los elementos subjetivos de la ponderación (pues cada asociación se establece tras un conjunto representativo de observaciones) y reducen significativamente este efecto. Otro paso en busca de la minimización de la ponderación sería el uso de los métodos semi-heurísticos indizados no

ponderados (Fernández-Hernández et al., 2012), si bien la selección del rango del índice no deja de ser una forma de ponderación mediante funciones en lugar de coeficientes, cuyas geometrías y rangos escogidos siguen criterio experto.

| Unidades  |  | Manto de Lujar (1)<br>Manto de Alcazar superior (3)   | Manto de Murtas (4)<br>Manto de Adra.<br>Unidad Sorvilán (5)  | Manto de Alcazar inferior (2)                          | Manto de Adra. Unidad Melicena (6) |
|---|--|---|---|--|------------------------------------|
| Tipología   |  | Desprendimiento de bloques aislados o conjunto de bloques en taludes verticales o muy escarpados      | Flujos superficiales en intercalaciones blandas con posible desprendimiento de bloques por descalce       | Coladas de derrubios deslizamientos rotacionales       |                                    |
| Volumen   |  | Muy pequeño   | Medio a grande  |  |                                    |
| Velocidad   |  | Lento a muy rápido  |   |  |                                    |
| Susceptibilidad a las inestabilidades de los distintos litotipos en función de las pendientes naturales | Relieve montañoso. Pendientes naturales mayores de 60° | 4-RI  | 4-RII   | 4-RIIIa  | 4-RIIIb                            |
|   | Relieve abrupto. Pendientes naturales de 40° a 60°     | 3-RI  | 3-RII   | 3-RIIIa  | 3-RIIIb                            |
|   | Relieve ondulado. Pendientes naturales de 20° a 40°    | 2-RI  | 2-RII   | 2-RIIIa  | 2-RIIIb                            |
|   | Relieve suave. Pendientes naturales de 10° a 20°       | 1-RI  | 1-RII   | 1-RIIIa  | 1-RIIIb                            |
|   | Relieve plano. Pendientes naturales menores de 10°     | 0-RI  | 0-RII   | 0-RIIIa  | 0-RIIIb                            |
| Influencia de las condiciones y características del terreno (aptitud)                                   |  |   |   |  |                                    |
|   |  | R-i. Desprendimiento de bloques aislados o conjunto de bloques en taludes verticales o muy escarpados | R-ii. Flujos superficiales en intercalaciones blandas con posible desprendimiento de bloques por descalce | R-iii.coladas de derrubios deslizamientos rotacionales |                                    |

Figura 2. Ejemplo de matriz de susceptibilidad al desprendimiento en rocas en la zona de Albuñol, Granada (Laín et al., 2011).

## 2. Susceptibilidad al desprendimiento en la Isla de El Hierro

La susceptibilidad al desprendimiento (a los movimientos del terreno) a escalas de trabajo menores a 1/10.000 se evalúa cada vez más siguiendo un método heurístico por extrapolación (rara vez por métodos multivariados ponderados como se explicaba anteriormente y solo ocasionalmente siguiendo modelos indizados por su carácter experimental). Primero se recopila información de sitio (modelos geológicos, modelos hipsométricos, datos históricos de desprendimientos), después se evalúan in-situ las condiciones generales de los macizos rocos (calidad del macizo, propiedades geotécnicas, grado de estabilidad, presencia y tipología de discontinuidades, depósitos gravitacionales, etc). Finalmente se busca una correlación entre tipologías de materiales y gradiente hipsométrico por medio de matrices que sirven para extrapolar resultados. Una vez extrapolados se realizan campañas para verificar las condiciones en puntos singulares diferentes a los originalmente observados.

### 2.1. Características generales de las laderas de El Hierro: las áreas fuente

La Isla de El Hierro tiene tres vertientes principales (Figura 3), formadas como consecuencia de paleo-megadeslizamientos (Carracedo et al., 2009). La más escarpada es la vertiente de El Golfo, con desniveles casi verticales de varios centenares de metros desde la línea superior del escarpe hasta el pie donde descansan coluviones y abanicos detríticos parcialmente tapizados por depósitos volcánicos emitidos tras el deslizamiento. Le sigue la vertiente de Las Playas, también muy vertical, pero menos accesible y más alejada de núcleos poblados, donde se desarrollan relieves similares a los paisajes de hadas. El Julán es la vertiente menos abrupta, pero no exenta de laderas con escarpes que muestran el característico apilamiento de los materiales volcánicos que rellenan el valle (Figura 4).

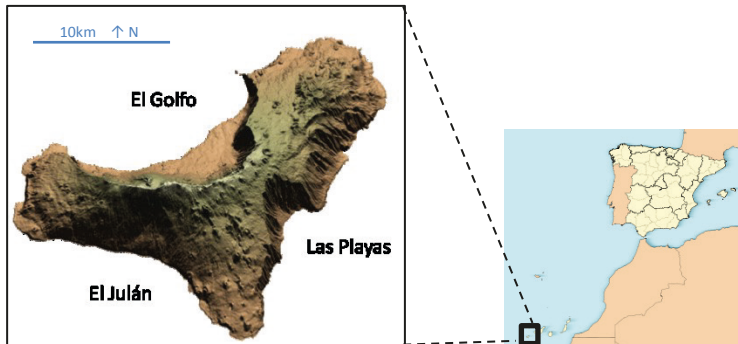


Figura 3. Modelo digital de elevación de El Hierro mostrando los valles formados por grandes deslizamientos.

En general, las laderas más verticalizadas presentan una estructura en forma de *tarta* en la que alternan materiales piroclásticos (y paleosuelos) con coladas de lava (Figuras 5 y 6). Las lavas, son normalmente de composición máfica y están formadas por una zona central de enfriamiento más lento y dos zonas, a techo y base, con un patrón de enfriamiento más brusco debido al efecto de pérdida de temperatura y fluencia del material incandescente en contacto con la atmósfera y el suelo, respectivamente. La zona central de la colada, sufre durante su enfriamiento una pérdida de volumen que se manifiesta en la formación de grietas cogenéticas o diaclasado siguiendo un esquema generalmente hexagonal de máxima compacidad, dando lugar a columnas cuya esbeltez está en función de la velocidad de enfriamiento, más o menos prismáticas, con mayor o menor elongación dependiendo entre otros factores además de la potencia de la colada de lava. En algunos puntos de la isla se ha observado un esquema de fracturación pseudoesférico, dando lugar a bloques de gran tamaño y baja excentricidad. Los piroclastos, similares en composición a las lavas y disímiles en estructura, se presentan en diferentes grados de compactación, pero generalmente están sueltos y poco cementados, más compactos cuanto más antiguos. Esta configuración en capas de propiedades mecánicas diferentes confiere a las laderas una natural propensión a la generación de bloques en las que pueden intervenir procesos de descalce por meteorización y erosión diferencial de los materiales menos competentes sobre los que descansan las coladas de lava, que dan lugar a desplomes, vuelcos, desprendimientos o a un inicio del movimiento combinado entre estos tres.



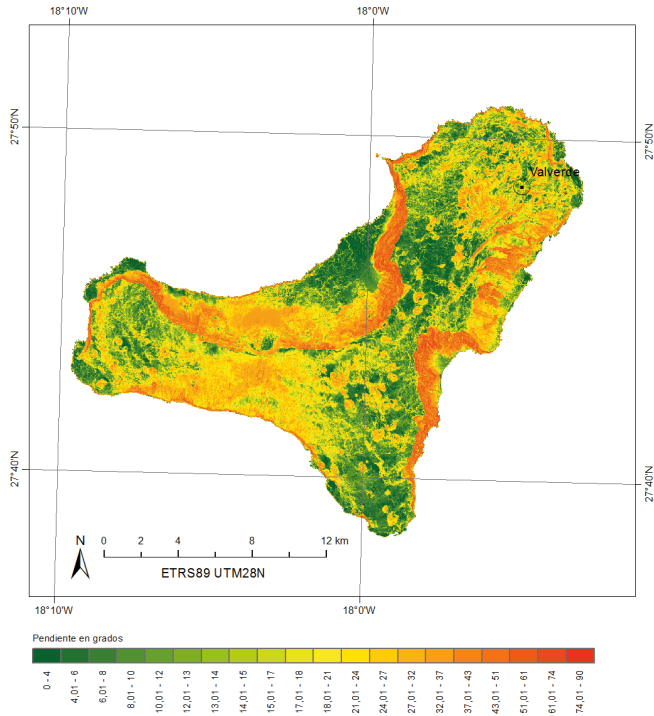


Figura 4. Modelo digital de pendientes de El Hierro.

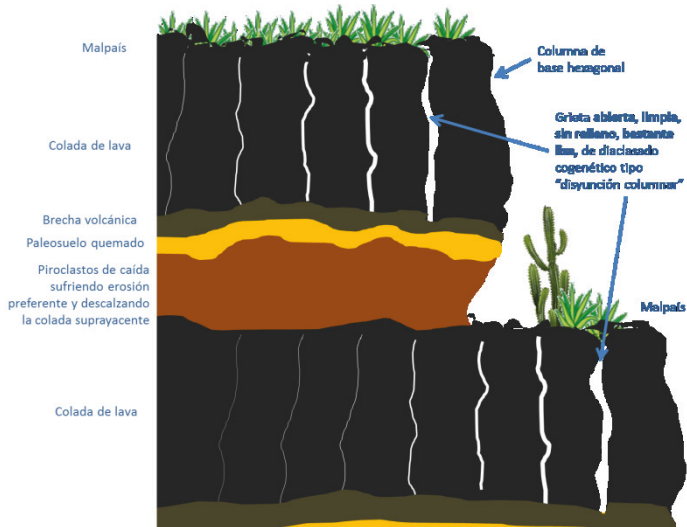


Figura 5. Esquema de la estructura de las laderas naturales de la isla de El Hierro.



Figura 6. Estructura en *tarta* de las laderas naturales de El Hierro.

La caracterización morfométrica adecuada de las laderas de El Hierro exige que se lleve a cabo sobre áreas morfológicamente homogéneas, para lo cual se ha dividido el territorio de la isla en tres grandes zonas con características geológicas, litológicas y con una historia morfotectónica y volcanogenética globalmente uniformes. Estas tres principales áreas morfométricas homogéneas son: El Golfo, El Julán y Las Playas, cuya divisoria se ha tomado coincidente con las alineaciones estructurales de dirección NE-SO, ESE-ONO y SSE-NNO, respectivamente. Al analizar y descomponer la distribución de las pendientes en cada una de estos sectores (Figura 7), individualmente, se identifican cuatro unidades morfológicas principales: 1) Pendientes de hasta  $30^\circ$  en su mayoría que forman las planicies con un ángulo de fricción interna próximo a los  $15^\circ$  sobre toda la isla; 2) los piedemonte, pendientes suaves comprendidas entre los  $20^\circ$  y los  $60^\circ$  que se encuentran en las partes bajas de las laderas, caracterizadas por los abanicos, coluviones, aluviones y depósitos de material transportado o desprendido y que se encuentran en los tres sectores con un ángulo de fricción común a los  $35^\circ$ - $40^\circ$  en los tres sectores; 3) a continuación, en el rango entre los  $50^\circ$  a  $70^\circ$ , se encuentran la mayoría de las pendientes más fuertes sobre las que surgen los afloramientos rocosos, muchos de ellos cubiertos de vegetación, pero que sólo se encuentran presentes en El Golfo y Las Playas; y 4) una unidad menos frecuente que las anteriores, pero común en toda la isla, los acantilados, riscos y cumbreras de pendientes muy pronunciadas, superiores a los  $65^\circ$ - $70^\circ$ . De acuerdo con las observaciones de campo, las áreas fuente identificadas en el terreno se encuentran en pendientes superiores a los  $50^\circ$ , por lo que estarían dentro de las dos últimas unidades morfológicas definidas.

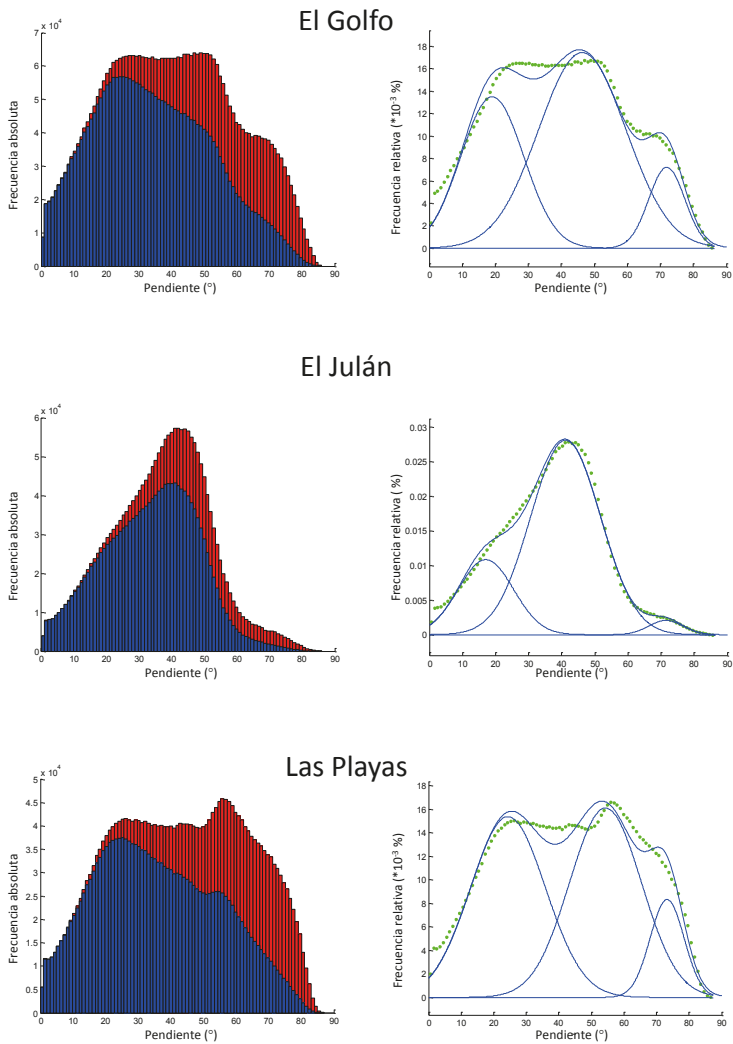


Figura 7. Izquierda: Histogramas frecuenciales de las pendientes sin ponderar (azul) y ponderado (rojo) de acuerdo al sesgo frecuencial que produce la pendiente. Derecha: Descomposición de los histogramas frecuenciales ponderados de las pendientes en distribuciones gaussianas y envolvente correspondientes a las unidades morfológicas utilizando un esquema de máxima esperanza.

El efecto escalonado observado en las zonas más propensas a liberar bloques puede ser cuantificado mediante la curvatura del terreno. La curvatura afecta al reparto de las direcciones de esfuerzos y a la resistencia cortante de la roca dentro de un desprendimiento de rocas en la dirección de movimiento. Las pequeñas diferencias topográficas debidas al escalonamiento pueden ser consideradas para identificar la parte superior de una pendiente pronunciada como un área potencial de despegue de rocas. Intuitivamente, la curvatura es la cantidad por la cual un objeto geométrico se desvía de ser una superficie lisa o plana y puede ser definida de diferentes maneras dependiendo del contexto (Klette & Rosenfeld, 2004). Aquí se refiere a la curvatura extrínseca, que se define para los objetos incrustados en otro espacio (es decir, la superficie de la Tierra en un espacio euclidiano 3D) de una manera que se relaciona con el radio de curvatura de los círculos que tocan el objeto. El procedimiento normalmente utilizado en los análisis morfométricos supone que la distribución hipsométrica  $z$  ( $x$ ,  $y$ ) que representa el relieve es suficientemente regular. El perfil de curvatura determina la velocidad cuesta abajo o cuesta arriba de cambio en la pendiente en la dirección del gradiente (enfrente de la pendiente dirección de aspecto) para cada posición en el terreno, que describe el perfil de la pendiente y las diferencias entre las formas cóncavas y convexas (las áreas más expuestas). La expresión utilizada para evaluar el perfil de curvatura  $\kappa$ , es la siguiente:

$$\kappa = \frac{\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \left( \frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 + 2 \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \frac{\partial z}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial y}}{\rho q^{3/2}}$$

para la que:

$$\rho = \left( \frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)^2$$

$$q = 1 + \left( \frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)^2$$

En la expresión anterior, el signo de  $\kappa$  determina la forma, la concavidad o convexidad, de la curva. Áreas del terreno con valores positivos de  $\kappa$  son cóncavas hacia arriba e indican una posible zona de piedemonte. Mientras, los valores negativos están en terrenos convexos hacia arriba e indican la parte

superior del escalón en una pendiente empinada que podría ser un área fuente de rocas potencial. Estas zonas más expuestas tienen un contraste topográfico positivo contra el comportamiento promedio de la superficie. En los cambios de curvatura convexa a cóncava de zona, el valor de  $\kappa$  es cero. De esta forma, con un modelo digital de curvaturas es posible representar en cada pixel la tasa de cambio de la tangente a la superficie en la dirección de máxima pendiente ( $m^{-1}$ ). Para utilizar la curvatura en la evaluación del mapa de susceptibilidad, puede establecerse un índice (Shary et al., 2002):

$$\kappa' = (\kappa / |\kappa|) \ln(1 + 104|\kappa|)$$

En cuanto al último factor condicionante considerado, la vegetación, se encuentra a veces sobre las áreas fuente empujando los bloques que se encuentran más próximos a la cara libre del risco, debido al efecto de cuña que provoca la penetración de sus raíces (Figura 8). De todas formas, durante los trabajos de campo se observaron dos comportamientos en relación con la cobertura de la vegetación con efectos opuestos que han sido descritos previamente para otras zonas (Pachauri & Pant, 1992; Gökçeoglu & Aksoy, 1996; Nagarajan et al., 2000; Yalcin & Bulut, 2007). Uno de ellos, como se ha dicho, en situaciones de escasa vegetación, las raíces actúan como cuñas de empuje que penetran en las discontinuidades favoreciendo la inestabilidad de los bloques de rocas (fenómenos de acuñaamiento por la raíz). Sin embargo, cuando la vegetación es abundante, la red que entretejen las raíces favorece la estabilidad del terreno. Teniendo en cuenta este doble efecto es posible crear diversos indicadores que, en función de la cobertura vegetal y su diversidad, modifiquen adecuadamente la susceptibilidad del terreno.

Finalmente, cabe destacar que se ha observado que los escarpes cercanos al mar que en algunos casos funcionan como acantilados activos tienen mayor propensión a los desprendimientos, lo que sugiere que el proceso de haloclastia puede estar actuando como condicionante, favoreciendo la apertura de las fracturas, y despegando bloques que, generalmente, acaban cayendo al mar.



Figura 8. Ejemplos de áreas fuente de desprendimiento de la isla de El Hierro. En la fotografía superior se observa el efecto cuña de la vegetación.

### 3. Desencadenantes

En El Hierro se ha observado que son frecuentes los desprendimientos asociados a periodos de lluvias intensas y/o fuertes vientos, aunque pueden producirse también súbitamente sin un meteoro importante, pero sí persistente o, incluso, sin éste. Por otro lado, durante el periodo de reactivación volcánica ocurrido en la isla desde 2011, se produjeron numerosos desprendimientos. En este sentido,

se estudió la posible relación entre la ocurrencia de eventos sísmicos y desprendimientos en base al análisis de los avisos de desprendimientos recibidos en el 112 y los datos del catálogo sísmico del Instituto Geográfico Nacional (<http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoFormularioCatalogo.do>). Las conclusiones preliminares sugieren que el papel desencadenante de los sismos está claro a partir de eventos de magnitud superior a 4.3 en la escala de Richter. No obstante, no se descarta que la deformación y la sismicidad acumulada (en forma de estrés o *fatiga* sísmica) puedan haber jugado también un papel importante.

### 3.1. Tamaño y forma de bloque

Los bloques desprendidos en El Hierro son muy heterométricos, si bien el tamaño de cada bloque individual al comienzo y al final del movimiento puede ser muy diferente debido a la rotura de éste durante su viaje. Sobre el suelo, los fragmentos que se han medido presentan tamaños típicos inferiores a un metro en su eje más largo (de 40 a 70 cm), con variaciones relativamente pequeñas en sus otros dos ejes, es decir, se trata de bloques generalmente prismáticos muy poco elongados (Figura 9). Cuando los bloques proceden de coladas con disyunción hexagonal bien desarrollada el eje mayor está más desarrollado que los otros dos, generando bloques más alargados. De manera excepcional, pero muy llamativa por las distancias de viaje mayores a los de tamaños más frecuentes, aparecen bloques de tamaños superiores al metro, con aristas generalmente bastante afiladas, de similares proporciones a los tamaños menores. En muchos de éstos últimos se pueden reconocer elementos que ayudan a determinar su área fuente, como líquenes, raíces y otras características (tamaño, estructura y cantidad de los minerales cristalizados y vacuolas, alteración por haloclastia y paleosuelos). Además, para los tamaños grandes no resulta muy difícil seguir parte de la trayectoria del bloque por las marcas de impacto (cráteres, zonas pulverizadas en otros bloques) y por las marcas de rodamiento de su trayectoria (vegetación con marcas de rotura, a veces en forma de túneles, acanaladuras en el suelo).



### 3.2. Mecanismo de movimiento

Debido a los condicionantes litológicos y estructurales, los movimientos de bloques en la isla de El Hierro comienzan con carácter general en forma de vuelcos, desplomes o colapsos (Figura 10). Si la plataforma sobre la que caen es suficientemente ancha, el bloque puede quedar retenido ahí, formando zonas de acumulación intermedias o *buffers* que pueden entrar a funcionar más tarde como consecuencia de más aportes o de otros procesos (lluvias intensas, sismicidad). Si por el contrario, la plataforma es lo bastante estrecha como para no acomodar el bloque, éste continúa su movimiento en caída libre hasta su siguiente punto de impacto. Si el recorrido aéreo es suficientemente grande, el bloque puede llegar a pulverizarse al impactar con el suelo o con bloques depositados al pie desde otras áreas fuente. Si por el contrario la energía con la que el bloque toca en sus rebotes no es lo bastante grande o parte de ésta se asimila como deformación plástica o frágil del terreno, se producen rebotes sucesivos. Si el bloque no encuentra impedimentos en su recorrido (otros bloques desprendidos, vegetación, infraestructuras, etc), éste continúa en rodamiento hasta detenerse por completo.



Figura 9. Detalle de las morfologías de los fragmentos de bloques desprendidos en dos puntos de la Carretera de Sabinosa, El Hierro.



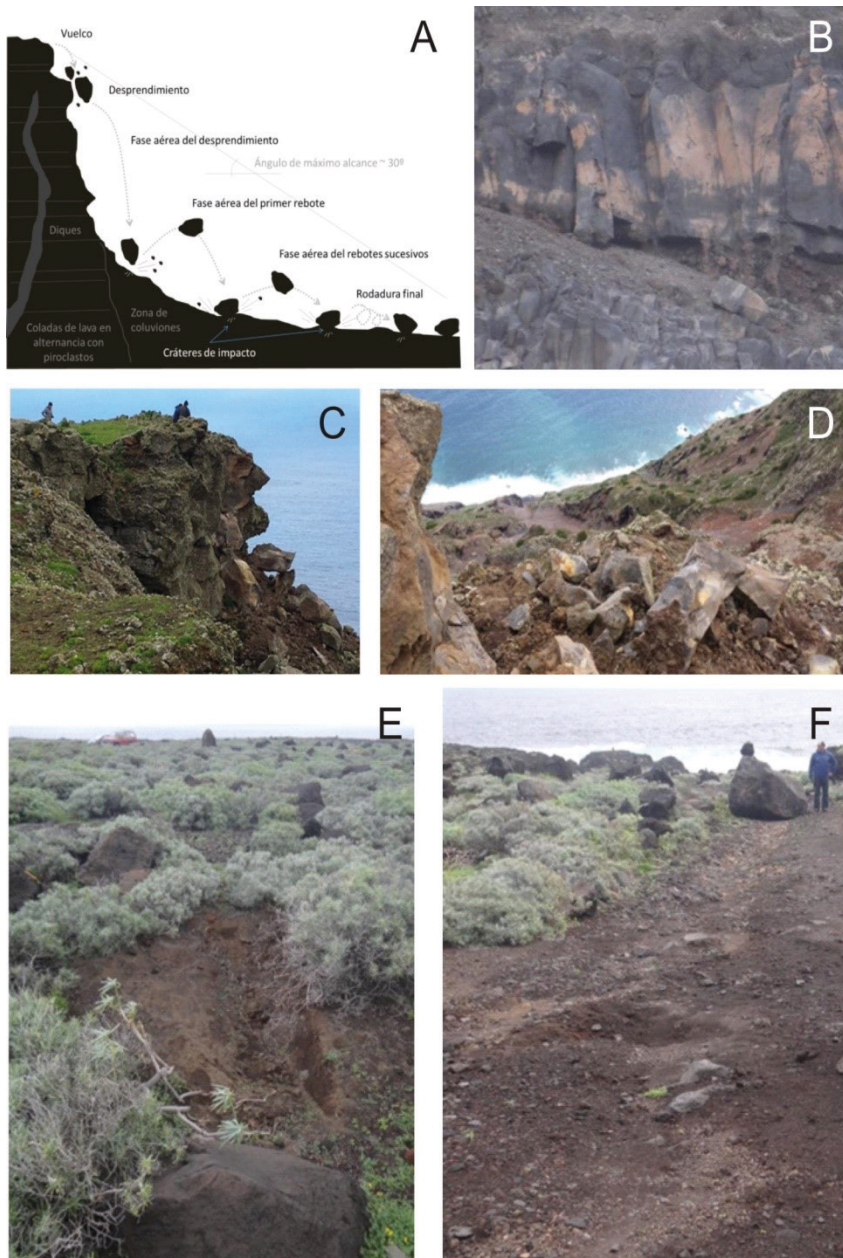


Figura 10. A: Esquema del movimiento de los bloques. B: Columna prismática descalzada y colapsada, a punto de iniciar un vuelco. A la derecha, fragmento de un vuelco. C y D: Vuelcos en las inmediaciones del Mirador de Bascos. E y F: Cráter de impacto (E) y acanaladura por rodamiento (F) del bloque localizado al lado de la persona en F.

## 4. Discusión y conclusiones

Los mapas de susceptibilidad a los movimientos del terreno elaborados siguiendo el método heurístico y el método indizado no ponderado se muestran en las figuras 11 y 12. Es importante resaltar que la gama de colores empleada no es la misma ya que en la figura 12 se representa una categoría menos (que queda representada en tono gris de fondo o "no considerado" ) y se desglosa la categoría intermedia en dos. En ambos mapas se puede observar la importante impronta que deja en el mapa el modelo digital de pendientes, alterada por el resto de variables. El modelo heurístico destaca frente al modelo indizado por no discriminar zonas de bajo relieve y por representar más áreas en el marco de la categoría de mayor susceptibilidad tratándose de un modelo más

conservador. Por el contrario, el modelo indizado permite identificar en distintos grados de susceptibilidad un mismo escarpe. No obstante, la validación sobre el terreno (Figura 13) parece señalar que algunas regiones que han cambiado de categoría muy alta a medio-baja han podido quedar subestimadas o sobreestimadas según de qué modelo se trate. En todo caso, ambas aproximaciones coinciden en marcar tres grandes zonas como de muy alta susceptibilidad en las que se concentran gran cantidad de áreas fuente observadas, a excepción del escarpe del sur-este, donde no ha sido posible realizar observaciones por resultar un escarpe inaccesible.

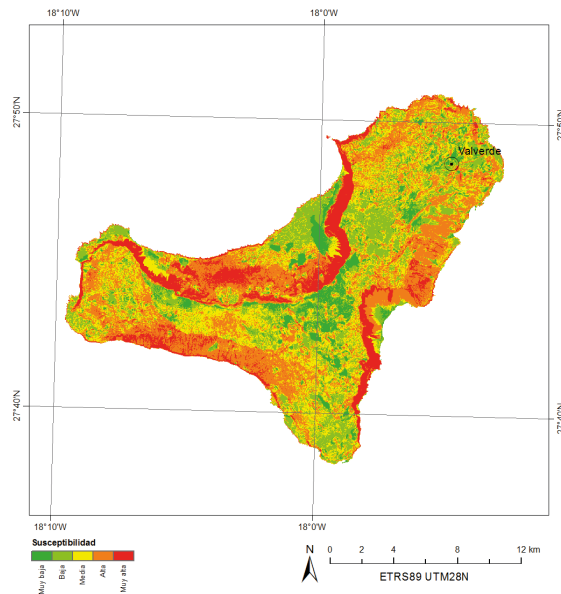


Figura 11. Mapa de susceptibilidad elaborado según el modelo heurístico.

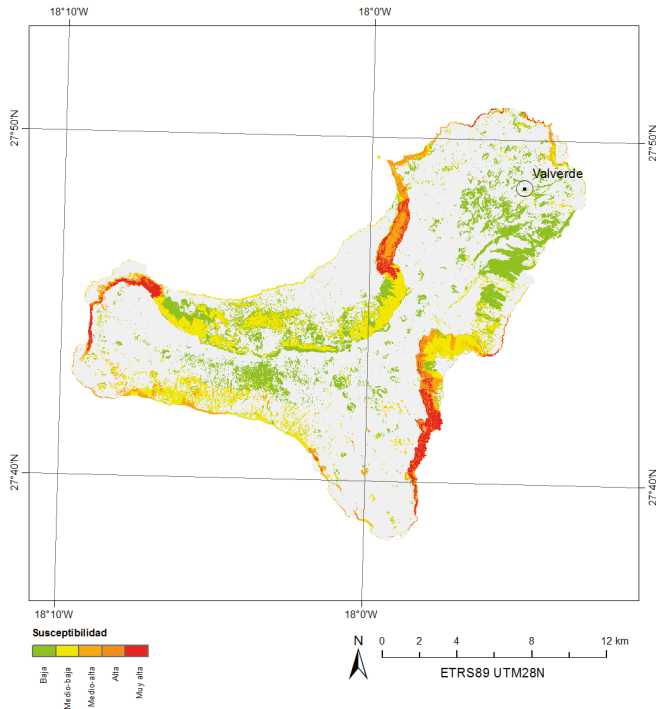


Figura 12. Mapa de susceptibilidad siguiendo el modelo indizado no ponderado (modificado de Fernández-Hernández et al., 2012).

Con todo ello se puede decir que el Hierro es una isla muy joven en la que es difícil observar perfiles estables. La morfología de la isla está fuertemente condicionada por el desarrollo de deslizamientos de gran volumen que han formado tres grandes valles de paredes muy escarpadas, especialmente en los valles de Las Playas y El Golfo.

Los desprendimientos en El Hierro están fuertemente condicionados por la geología, las pendientes y su grado de curvatura, la vegetación y, en zonas costeras, los procesos de haloclastia; aunque no se descartan otros factores como los cambios de humedad, la deformación en periodos de reactivación volcánica, etc.

La constitución heterogénea de los escarpes, constituidos por capas alternantes de rocas de distinta litología y propiedades mecánicas muy diferentes, facilita la generación de bloques susceptibles al desprendimiento, especialmente por erosión diferencial. La presencia de varias familias de diaclasas, principalmente

en las lavas, facilita la separación de bloques prismáticos y, más raramente, esféricos. Además, la producción de bloques aumenta en aquellas zonas del escarpe en las que la densidad de discontinuidades es elevada, especialmente cuando las fracturas están orientadas paralelamente al escarpe y buzan hacia el mismo.

El análisis de pendientes ha permitido distinguir cuatro morfologías principales en la isla: planicies (pendiente < 30°, ángulo de fricción < 15°), piedemontes (pendiente = 20-60°, ángulo de fricción = 35-40°), pendientes fuertes (pendiente = 50-70°) y acantilados, riscos y cumbres (pendiente > 65-70°). Es en los dos últimos grupos en los que se han identificado las principales áreas fuente de bloques. Otros factores condicionantes identificados en El Hierro y que deberían ser estudiados más en detalle son la presencia de raíces ocupando grietas y los procesos de haloclastia en escarpes costeros.

Los principales factores desencadenantes identificados son la lluvia y los vientos intensos y los sismos de magnitud superior a 4.3 en la escala de Richter. No obstante, cabe destacar que también se producen desprendimientos en la isla sin estas condiciones. En este sentido y con el fin de disponer de mejor información que permita afrontar la reducción de este riesgo geológico tan común en la isla, sería recomendable la elaboración de un catálogo de desprendimientos en el que, además de las características de los mismos y sus áreas fuente, se recogieran los posibles factores desencadenantes, incluyendo los datos meteorológicos durante el evento y en días previos.

Los bloques desprendidos identificados son normalmente prismáticos, muy heterométricos y de tamaño inferior a 1m en el eje mayor, aunque también se han observado tamaños mayores. El movimiento de los bloques es inicialmente por colapso, vuelco o desplome, pudiendo proseguir en caída libre y, ocasionalmente, rebotar y rodar, si la energía que alcanzan los bloques y los obstáculos que encuentra en su camino se lo permiten.

Finalmente, cabe destacar que los mapas de susceptibilidad a los movimientos del terreno representan las condiciones de despegue o inicio del movimiento, pero no de alcance, y por tanto en su utilización es aconsejable que se comprendan bien las ventajas y desventajas de cada método con el apoyo de expertos.

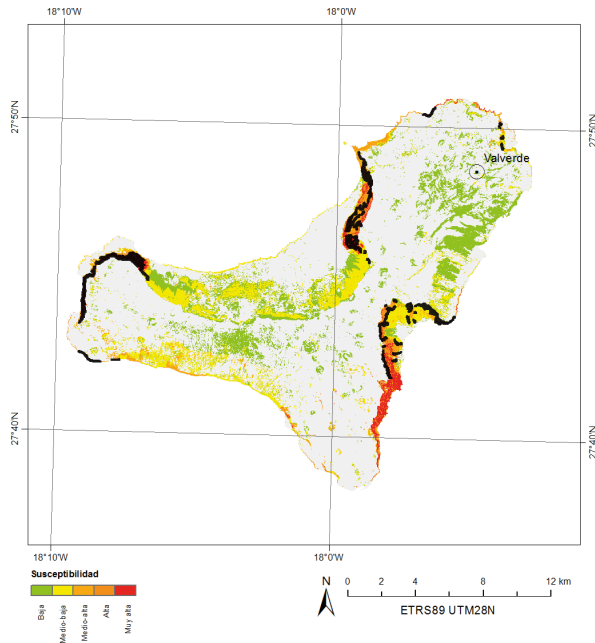


Figura 13. Mapa de susceptibilidad al desprendimiento junto con una recopilación de más de 600 áreas fuente identificadas sobre el terreno (manchas negras; modificado de Fernández-Hernández et al., 2012).

## 5. Agradecimientos

Agradecemos la colaboración del Cabildo Insular de El Hierro, especialmente a Juan Manuel Quintero, Guillermo Álamo, Miguel, Andrés, Vicky y Mari (Consejo Insular de Aguas), José Medina (Servicio de Carreteras, Consejería de Infraestructuras, Mantenimiento, Urbanismo y Aguas del Cabildo de El Hierro) y Néstor Padrón (Jefe de Sección de Seguridad y Emergencias). Queremos agradecer también las facilidades prestadas por la Dirección General de Seguridad y Emergencias del Gobierno de Canarias con especial atención a Humberto Gutiérrez y al grupo de rescate de La Frontera. Por último, pero no por ello menos importante, es de destacar que parte de las observaciones recogidas en este artículo se han realizado en diferentes proyectos del Instituto Geológico y Minero de España dirigidos por el Jefe del Área de Riesgos Geológicos, Luis Laín Huerta.

## 6. Bibliografía

- Ayala, F. J., Domínguez, M. J., Cubillo, E., Álvarez, A., Laín, L., González, A., Laín, R. y Ortiz, G. (2003). Mapas de susceptibilidad al alcance por desprendimientos rocosos graníticos. Sistema Central Español, Sierra de la Cabrera, Madrid, Escala 1/5.000. En: Ayala, F. J. & Corominas, J. (Eds.): *Mapas de susceptibilidad a los movimientos de ladera con técnicas SIG*. Publicaciones del IGME, serie Medio Ambiente, 4, 97-117.
- Baillifard, F. M., Jaboyedoff, M. & Sartori M. (2003). Rockfall hazard mapping along a mountainous road in Switzerland using a GIS-based parameter rating approach. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3, 431–438.
- Brown, R. L. & Richards, J. C. (1970). *Principles of powder mechanics essays on the packing and flow of powders and bulk solids*. Pergamon Press, 221 pp.
- Burrough, P. A. & McDonell, R. A., (1998).). *Principles of Geographical Information Systems*. Oxford University Press, New York, 190.
- Carracedo, J. C., Pérez, F. J., Paris, R. y Rodríguez E. (2009). Megadeslizamientos en las Islas Canarias. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*, 17.1, 44-56, I.S.S.N.: 1132-9157.
- Chau, K. T., Wong, R. H. C., Liu, J. & Lee, C. F. (2003). Rockfall hazard analysis for Hong Kong based on rockfall inventory. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 36, 383-408.
- Copons, R., Vilaplana, J. M. & Linares, R. (2009). Rockfall travel distance analysis by using empirical models (Solà d'Andorra la Vella, Central Pyrenees). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 2107–2118.
- Crosta, G. B., Agliardi, F., Frattini, P. & Lari, S. (2015). Key Issues in Rock Fall Modeling, Hazard and Risk Assessment for Rockfall Protection. *Engineering Geology for Society and Territory*, 2, 43-58.
- Cruden, D. M. & Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes: en Tuner, A. K. & Schuster, R. L. (Eds.). *Landslides, Investigation and Mitigation, Special report of the Transportation Research Board*, Natural Research Council, National Academy Press, Washington DC, 36–75.

- Davies, M. C. R., Hamza, O. & Harris, C. (2001). The effect of rise in mean annual temperature on the stability of rock slopes containing ice-filled discontinuities. *Permafrost and Periglacial Processes*, 12, 137-144.
- Dempster, A. P., Laird, N. M. & Rubin, D. B. (1977). Maximum likelihood from incomplete data via the EM algorithm. *Journal of the Royal Statistical Society, Series B*, 39, 1, 1-38.
- Dorren, L. K. A. & Seijmonsbergen, A. C. (2003). Comparison of three GIS-based models for predicting rockfall runout zones at a regional scale. *Geomorphology*, 56, 1-2, 49-64.
- Dorren, L. K. A. (2003). A review of rockfall mechanics and modeling approaches. *Progress in Physical Geography*, 27, 1, 69-87.
- Dorren, L. K. A., Domaas, U., Kronholm, K. & Labiouse, V. (2011). Methods for predicting rockfall trajectories and run-out zones. En: S. Lambert & F. Nicot (Eds.). *Rockfall engineering*. ISTE Ltd. / John Wiley & Sons Inc., 143-173.
- Evans, S. & Hungr, O. (1993). The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 620-636.
- Felicísimo, A. M. (1994). Modelos digitales del terreno. Pentalfa Ediciones, Oviedo, 222 pp.
- Fernández-Hernández, M., Paredes, C., Castedo, R., Llorente, M. & de la Vega-Panizo, R. (2012). Rockfall detachment susceptibility map in El Hierro island, Canary Island, Spain. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 64, 1247-1271.
- Ferrero, A. M., Migliazza, M., Roncella, R. & Segalini, A. (2011). Rock cliffs hazard analysis based on remote geostructural surveys: The Campione del Garda case study (Lake Garda, Northern Italy). *Geomorphology*, 125, 4, 457-471.
- Gökçeoglu, C. & Aksoy, H. (1996). Landslide susceptibility mapping of the slopes in the residual soils of the Mengen region (Turkey) by deterministic stability analyses and image processing techniques. *Engineering Geology*, 44, 147-161.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P. & Wieczorek, G. F. (2003). Rockfall hazard and risk assessment in the Yosemite Valley, California, USA. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3, 491-503.



- Harp, E. L., & Wilson, R. C. (1995). Shaking intensity thresholds for rock falls and slides: Evidence from 1987 Whittier Narrows and Superstition Hills earthquake strong motion records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85, 1739-1757.
- Horn, B. K. P. (1981). Hill shading and the reflectance map. *Proceedings of the IEEE*, 69, 1, 14-47.
- Hutchinson, J. N. (1988) General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: *Proceedings of the fifth international symposium on landslides*, Rotterdam, Balkema, 3–35.
- Jaboyedoff, M. & Labiouse, V. (2003). Preliminary assessment of rockfall hazard based on GIS data. ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 1, 575-578.
- Jaboyedoff, M., Dudt, J. P. & Labiouse, V. (2005). An attempt to refine rockfall hazard zoning based on the kinetic energy, frequency and fragmentation. *Natural Hazards and Earth System Science*, 5, 621-632.
- Jones, C. L., Higgins, J. D., Andrew, R. D. (2000). Colorado rockfall simulation program version 4.0. Colorado Department of Transportation, Colorado Geological Survey, 127 pp.
- Keefer, D.K. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95, 406-421.
- Klette, R., & Rosenfeld A. (2004). Digital Geometry. Geometric Methods for Digital Picture Analysis. *The Morgan Kaufmann Series in Computer Graphics Series*, Elsevier Inc., Amsterdam.
- Laín Huerta, L., Llorente Isidro, M., Díez Herrero, A., Rubio Navas, J., Maldonado Zamora, A., Galera Fernandez, J.M., Arribas Pérez de Óbanos, J. (2011). Mapas de peligrosidad geológica en el término municipal de Albuñol (Granada). Instituto Geológico y Minero de España, *Serie Informes Técnicos*, 3. 160pp.
- Lambert, C., Thoeni, K., Giacomini, A., Casagrande, D. & Sloan, S. (2012). Rockfall Hazard Analysis From Discrete Fracture Network Modelling with Finite Persistence Discontinuities. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 5, 871-884.
- Lan, H., Martin, C. D. & Lim, C. H. (2007). Rockfall analyst: A GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling. *Computers & Geosciences*, 33, 2, 262–279.



- Loye, A., Pedrazzini, A., & Jaboyedoff, M. (2008). Regional indicative rockfall map using LIDAR based slope frequency histogram and cone-fall modelling. In: Proceedings of the interdisciplinary workshop on rockfall protection, Morschach, Switzerland, 64–66.
- Loye, A., Jaboyedoff, M., & Pedrazzini, A. (2009). Identification of potential rockfall source areas at a regional scale using a DEM-based geomorphometric analysis. *Natural Hazards and Earth System Science*, 9, 1643–1653.
- Marquínez, J., Menéndez, R., Farias, P. & Jiménez M. (2003). Predictive GIS-Based Model of Rockfall activity in Mountain Cliffs. *Natural Hazards*, 30, 341–360.
- Matasci, B., Carrea, D., Jaboyedoff, M. & Pedrazzini, A. (2011). Structural characterization of rockfall sources in Yosemite Valley from remote sensing data and field surveys, *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*, 8 pp.
- Matsuoka, N., & Sakai, H. (1999). Rockfall activity from an alpine cliff during thawing periods. *Geomorphology*, 28, 309–328.
- McLachlan, G., & Krishnan, T. (1997). *The EM algorithm and extensions*. Wiley series in probability and statistics. Wiley, New Jersey, 400 pp.
- Menendez, R. & Marquínez, J. (2002). The influence of environmental and lithologic factors on rockfall at a regional scale: an evaluation using GIS. *Geomorphology*, 43, 1–2, 117–136.
- Metzger, R., Jaboyedoff, M. & Oppikofer, T. (2009). New insights into high resolution DEM structural analysis with Coltop3D software. *Geophysical Research Abstracts*, 11, 13071.
- Nagarajan, R., Roy, A., Vinod Kumar, R., Mukherjee, A. & Khire, M. V. (2000). Landslide hazard susceptibility mapping based on terrain and climatic factors for tropical monsoon regions. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 58, 275–287
- Pachauri, A. K. & Pant, M. (1992). Landslide hazard mapping based on geological attributes. *Engineering Geology*, 32, 81–100.
- Piacentini, D. & Soldati, M. (2008). Application of empiric models for the analysis of rock-fall runout at a regional scale in mountain areas: examples from the Dolomites and the northern Apennines (Italy). *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, 31, 215–223.

- Selby, M. J. (1993). *Hillslope Materials and Processes (2<sup>nd</sup> edition)*. Oxford University Press, New York, 451 pp.
- Shary, P. A., Sharaya, L. S., & Mitusov, A. V. (2002). Fundamental quantitative methods of land surface analysis. *Geoderma*, 107, 1-2), 1-32.
- Shirzadi, A., Saro, L., Joo, O. H. & Chapi, K. (2012). A GIS-based logistic regression model in rock-fall susceptibility mapping along a mountainous road: Salavat Abad case study, Kurdistan, Iran. *Natural Hazards*, 64, 2, 1639-1656.
- Stoffel, M. (2006). A review of studies dealing with tree rings and rockfall activity: the role of dendrogeomorphology in natural hazard research. *Natural Hazards*, 39, 51-70.
- Strahler, A.N. (1950). Equilibrium theory of erosional slopes approached by frequency distribution analysis. *American Journal of Sciences*, 248, 673-696, 800-814.
- Topal, T., Akin, M. & Ahmet Ozden, U. (2007). Assessment of rockfall hazard around Afyon Castle, Turkey. *Environmental Geology*, 53, 191-200.
- Toppe, R. (1987). *Terrain models: a tool for natural hazard mapping, in: Avalanche formation, movement and effects*. In: Salm, B. & Gubler, H. (Eds.). International Association of Hydrological Sciences, Wallingford, UK, 162, 629-638.
- Van Dijke, J. J. & Van Westen, C. J. (1990). Rockfall hazard, a geomorphological application of neighborhood analysis with ILWIS. *ITC Journal*, 1, 40-44.
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In: Special Report 176: Landslides: Analysis and Control (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). *Transportation and Road Research Board*, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33.
- Varnes, D. J. (1984). *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. Unesco, Paris.
- Wang, X., Frattini, P., Crosta, G. B., Zhang, L., Agliardi, F., Lari, S. & Yang, Z. (2013). Uncertainty assessment in quantitative rockfall risk assessment. *Landslides*, 11, 4, 711-722.
- Whalley, W.B. (1984). Rockfalls. In: *Slope Instability* (Eds: Brunsdon D. & Prior, D. B.). John Wiley and Sons Ltd, 217-256.

- Wieczorek, G. F. & Jäger, S. (1996). Triggering mechanisms and depositional rates of postglacial slope-movement processes in the Yosemite Valley, California: *Geomorphology*, 15, 17-31.
- Wyllie, D. C. (2014). Calibration of rock fall modeling parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 67,170–180.
- Yalcin, A. & Bulut, F. (2007). Landslide susceptibility mapping using GIS and digital photogrammetric techniques: a case study from Ardesen (NE-Turkey). *Natural Hazards*, 41, 201-226.

## CAPÍTULO 14

---

# Actuaciones de estabilización y saneamiento del bien de interés cultural (BIC) “Ladera de Martiánez”

Carmelo Asensio Doz

Ana Isabel Santana Mancheño

Emilio José Grande de Azpeitia

M<sup>a</sup> Candelaria López Felipe

### Introducción

Históricamente, la Ladera de Martiánez ha sufrido numerosos episodios de desprendimientos que han supuesto intranquilidad a los vecinos de la zona y los usuarios de las infraestructuras colindantes. Ladera de Martiánez fue declarada Bien de Interés Cultural, con la categoría de Zona Arqueológica, mediante decreto del Gobierno de Canarias de 11 de diciembre de 2007. Debíó constituir una zona de habitación y de enterramiento en época prehistórica y, en la actualidad, se conservan varios yacimientos arqueológicos –muy amenazados por la inestabilidad de la ladera–, entre los que destaca una estación de grabados rupestres de gran singularidad. Es por ello que, dada su singularidad, en el año 2013 se declaró por parte del Excmo. Cabildo Insular de Tenerife, la emergencia de las obras de actuaciones de estabilización y saneamiento del BIC Ladera de Martiánez, con el fin de detener las afecciones provocadas por dichos desprendimientos. Las especiales condiciones de la zona, debido a la presencia de elementos patrimoniales, de elementos ambientales de interés y de instalaciones, supusieron una dificultad añadida que fue superada gracias al esfuerzo conjunto de la Propiedad con representación de Sergio Gutiérrez como Técnico Gestor del Servicio Técnico de Patrimonio y Mantenimiento del Área de Hacienda del Excmo. Cabildo Insular de Tenerife, la Dirección Facultativa de las obras representada por Trazas Ingeniería y la empresa adjudicataria de las obras, SOLUTIOMA.

## 1. Marco geológico

Ladera de Martiánez constituye un acantilado fosilizado por los aportes aluviales del Barranco de Martiánez y, posteriormente, por las obras de urbanización y construcción de infraestructuras, que han alejado mar adentro el frente litoral. Está formado por materiales procedentes de las emisiones de la Dorsal NE que conforman una franja de morfología abrupta.

Los materiales volcánicos emitidos desde la línea de cumbres actual (Dorsal de Pedro Gil) descendieron hacia el mar con una suave inclinación hacia el Pleistoceno Inferior (aproximadamente unos 2-1,5 Ma). Posteriormente, la erosión debido a la acción del oleaje unida a los procesos de transgresión y regresión marina originaron la deposición de materiales sedimentarios que se encuentran intercalados con estas emisiones lávicas configurando el acantilado de unos 45 m de altura.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, en la zona de estudio se diferenciaron dentro de las formaciones volcánicas, las coladas basálticas del Edificio Dorsal NE que forman el acantilado y las coladas traquifonolíticas máficas. Dentro de las formaciones sedimentarias destacaban las arenas limosas que aparecían intercaladas entre ambos materiales.

## 2. Riesgos e inestabilidades

Con objeto de aplicar una metodología que permitiera abordar problemas tipo y adoptar las soluciones adecuadas a cada caso, se llevó a cabo un reconocimiento de campo, realizándose una clasificación en los siguientes cinco tipos de inestabilidades (Hernández, 2013):

1. Inestabilidad por formación de cornisas por erosión diferencial.
2. Inestabilidad por desprendimiento de bloques.
3. Inestabilidad por bloques sueltos a media ladera.
4. Inestabilidad por chineo o caída de bloques menores.
5. Inestabilidad por flujo de detritos.

## 2.1. Formación de cornisas por erosión diferencial

Producidas por la erosión más intensa que afecta a los niveles escoriáceos y a las depósitos sedimentarios o arenas limosas, frente a la producida en los niveles suprayacentes de roca masiva de las coladas traquifonolíticas y basálticas. Estos últimos, al estar afectados por intenso grado de fracturación, se descomponen en bloques, pudiendo los más externos quedar en el aire y caer tal y como recoge la Figura 1.



Figura 1. Inestabilidad por formación de cornisas por erosión diferencial.

## 2.2. Desprendimiento de bloques

Los niveles masivos de las coladas traquifonolíticas y de las coladas basálticas estaban afectados por un diaclasado con pendiente preferentemente vertical, responsable de la existencia de varias familias de juntas con esa pendiente y distinta orientación; al interaccionar con la familia de juntas horizontales o subhorizontales, que configuran en el caso de las fonolitas el lajeado, provocaban la formación de bloques de dimensiones importantes, susceptibles de desprenderse y caer por vuelco o cuña de la manera especificada en la Figura 2.



Figura 2. Inestabilidad por desprendimiento de bloques.

### 2.3. Bloques sueltos a media ladera

Se identificaron numerosos bloques de proporciones decimétricas a métricas que, como muestra la Figura 3, aparentemente se encontraban sueltos en algunos puntos de la ladera.



Figura 3. Inestabilidad por bloques sueltos a media ladera.

## 2.4. Chineo o caída de bloques menores

Se determinó como chineo a la caída de partículas de pequeño tamaño, centimétrico a decimétrico, procedentes de los depósitos coluviales o piedemonte de forma análoga a la Figura 4.



Figura 4. Inestabilidad por chineo o caída de bloques menores.

## 2.5. Flujo de detritos

Este tipo de inestabilidad afecta también a los depósitos coluviales o piedemonte. Se produce cuando toda o una buena parte del depósito se moviliza por pérdida de la cohesión entre sus partículas por la presencia de agua según el mecanismo descrito en la Figura 5.





Figura 5. Inestabilidad por flujo de detritos.

### 3. Medidas adoptadas

Previo al inicio de los trabajos se estableció un plan de actuaciones valorando los riesgos existentes para las viviendas adyacentes así como los riesgos para los trabajadores en ejecución de los trabajos. Con este objeto, se zonificó la ladera de Martíánez por actuaciones para el control de los riesgos de desprendimiento existentes derivados de múltiples tipos de inestabilidades detectadas y contempladas en el informe previo de "Actuaciones de estabilización del Bien de Interés Cultural Ladera de Martíánez, según recoge la Figura 6.



Figura 6. Disposición de las zonas de actuación en ladera Martíánez.

De esta manera se definió una secuencia de trabajos ascendiendo desde pie a coronación de talud, priorizando las actuaciones que minimizasen el riesgo a las viviendas y garantizaran la seguridad de los trabajadores.

En la Tabla 1 se recogen de forma esquemática las distintas zonas en las que se dividió la actuación, así como las inestabilidades presentes en ellas junto con las medidas propuestas para su corrección.

Tabla 1. Cuadro – resumen de inestabilidades y medidas correctoras por zonas.

| Zona | Tipo inestabilidad   | Actuación  |
|------|--|--|
| A    | Bloques sueltos a media ladera .<br>Bloques embebidos en matriz de piedemonte.<br>Chineo y pequeños desprendimientos.  | Red de cable + malla<br>Malla TT tendida<br>Barrera Estática                             |
| B    | Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación.   | Malla reforzada con anclajes de 16 mm y cable de 12 mm                                   |
| C    | Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación.   | Red de cable, bulones 25 mm, l de 2,5 a 3 m sobre MTT                                    |
| D    | Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación.   | Barrera 1000 kJ h=4 m  |
| E.1  | Desprendimiento de bloques debido a la formación de cornisas por erosión diferencial de los niveles escoriáceos.<br>Desprendimiento de bloques debido al diaclasado vertical y la existencia de familias de juntas de diferente orientación. | Red de cable, bulones 25 mm, l de 2,5 a 3 m sobre MTT<br>Malla TT tendida en zonas bajas |
| E.2  | Desprendimiento por existencia de alternancia de diaclasado vertical y horizontal y familia de juntas en las coladas traquitofonolíticas.  | Tratamiento interior de cuevas (perfiles de acero + malla)                               |
| F    | Bloques sueltos a media ladera.  | Red de cable, bulones 25 mm, l de 2,5 a 3 m sobre MTT                                    |

### 3.1. Ejecución de los trabajos

#### 3.1.1. Zona A

En esta zona el talud estaba formado por un depósito coluvial con una matriz compuesta por materiales de granulometría variable y elementos rocosos de potencia considerable. En este caso la problemática fundamental se centraba en la erosión superficial continua y el depósito a pie de talud del material resultante. Esta erosión superficial generaba la inestabilidad de los bloques rocosos embebidos en la matriz que quedaban descubiertos con riesgo de caída.

Las obras se iniciaron con la protección del perímetro de la ladera para evitar el alcance de los desprendimientos a las viviendas colindantes mediante la instalación de una barrera estática que interceptase la trayectoria de los bloques sueltos deprendidos.

A continuación se tendió la malla de triple torsión para proteger contra los desprendimientos y se fijaron los bloques inestables embebidos en la matriz coluvial mediante red de cable de acero en paños independientes y con anclajes de barra de acero adicionales en los casos necesarios como muestra la Figura 7.



Figura 7. Aspecto general de la Zona A una vez finalizados los trabajos.

### 3.1.2. Zona B

Las inestabilidades existentes en la zona resultaban de la existencia de coladas basálticas surcadas por familias de diaclasas originadas en su proceso de enfriamiento y retracción y favorecidas por la vegetación y los efectos de la erosión. Este diaclasado vertical en comunicación con numerables familias de grietas orientación variable generaban el riesgo de caída de bloques de potencia variable.

Debido a la existencia de una vegetación abundante en el talud de especies trepadoras, que de por sí creaban una malla vegetal continua desde la coronación al pie, se planteó el aprovechamiento de la misma reforzándola con malla de acero de triple torsión anclada con barras de acero de diámetro 16 mm. Estos anclajes, reforzados con cable en diagonal permitieron la fijación del conjunto al talud impidiendo el movimiento de los bloques inestables mediante la formación de un entramado estable. De esta manera quedó asegurado el acceso a las zonas traseras del edificio y garantizada la seguridad en las viviendas colindantes, tal y como se puede observar en la Figura 8.



Figura 8. Vista de la malla de triple torsión reforzada con anclajes y cables.



### 3.1.3. Zona C

Al igual que en la zona anterior, la inestabilidad existente en la zona era debida a la existencia de múltiples familias de diaclasas de orientación variable que producen la inestabilidad de los bloques resultantes con el consecuente riesgo de desprendimiento por vuelco o desplome de los macizos afectados.

Para el tratamiento de esta inestabilidad se ejecutaron dos tipos de actuaciones diferentes, pero a la vez complementarias. Inicialmente, para el control de desprendimientos de pequeña entidad se instaló una malla de triple torsión, ajustada al terreno de forma que impidiese la movilización de pequeños bloques. Posteriormente, y para fijar los bloques de mayor tamaño, se reforzó la malla con red de cable de acero y anclajes de barra de acero de diámetro 25 mm y profundidad variable. De esta manera se consiguió la estabilización de los bloques potencialmente inestables garantizándose la seguridad en la zona común de las inmediaciones de la piscina comunitaria. La Figura 9 muestra el aspecto de la zona una vez finalizadas las actuaciones.



Figura 9. Bloques estabilizados con malla de triple torsión y red de cables.

### 3.1.4. Zona D

Una vez estabilizado el pie de talud, las actuaciones continuaron con la instalación de barreras dinámicas a media ladera para la interceptación de trayectorias de caída de los posibles desprendimientos procedentes de los macizos inestables en coronación de talud. Esta actuación en media ladera se consideró prioritaria para evitar que durante la ejecución de los trabajos en coronación pudiese desprenderse algún bloque inestable y afectar a los residenciales del pie. La instalación de la barrera dinámica se planteó en fases en función de las estabilidades detectadas en coronación y la probabilidad de desprendimiento existente. Las barreras dimensionadas consistieron en pantallas dinámicas de capacidad de absorción de energía 1000 KJ y 4 metros de altura.

La primera fase de instalación de barreras se dispuso a pie del macizo potencialmente inestable debido a la alta fisuración en coronación y la existencia de inestabilidades derivadas de la formación de cornisas por la erosión de las capas escoriáceas inferiores. Se definieron dos tramos solapados por sus extremos final e inicial respectivamente, de longitudes 42 m y 32 m respectivamente.

La segunda y última fase de instalación de pantallas dinámicas se localizó en la segunda zona potencialmente inestable del macizo rocoso. Se estudiaron las trayectorias de afección a las viviendas y se determinó así la localización más eficiente para la interceptación de los desprendimientos posibles. Se definieron dos tramos de 30 m y 50 metros igualmente dispuestos, solapados por sus extremos.

Debido a lo escarpado de la zona, el transporte del material y parte de los trabajos de montaje de las pantallas dinámicas se llevaron a cabo con la ayuda de un helicóptero tal y como se puede apreciar en la figura 10.

Con la finalización de los trabajos de instalación de los tramos de pantalla dinámica se consigue la disminución del riesgo de alcance de las viviendas de manera considerable, pudiéndose así comenzar las labores de estabilización del macizo rocoso de coronación.



Figura 10. Trabajos de montaje de pantalla dinámica con helicóptero.

### 3.1.5. Zona E

Esta zona comprende la totalidad de la coronación del macizo de ladera de Martíáñez, el cual se encontraba afectado por inestabilidades fundamentalmente de dos tipos.

- Inestabilidad debido a la formación de cornisas por erosión de la capa escoriácea. La continua erosión de capas escoriáceas generaba el descalce de las capas superiores formadas por coladas basálticas masivas generándose situaciones de inestabilidad potencial y elevado riesgo de desprendimiento.
- Inestabilidad por presencia de familia de diaclasas de orientación variable. Se suceden capas en las que la presencia de familias de diaclasas de diferentes orientaciones propias de este tipo de macizos puede producir desprendimientos por vuelcos o desplome de cuñas.
- Esta zona se dividió, a su vez, en 2 sub-zonas identificándose una con el macizo y la otra con una de las cuevas existentes en su interior.

### a) Zona E.1

La combinación de situaciones de inestabilidad hacía necesaria la aplicación de métodos de fijación de los bloques sobre el mismo talud para el control del riesgo de desprendimiento. Una vez identificadas las inestabilidades y riesgos se definieron las medidas para su control, diferenciando por zonas los tratamientos a ejecutar. La totalidad del talud fue cubierta con malla de acero de triple torsión para el control de pequeños desprendimientos con anclaje en coronación y pie y ajustes para el ceñido de la malla. De esta manera se evitaría la caída de pequeños bloques e irrupción en la acera inferior, aislando también las cuevas existentes evitando la entrada en ellas. Por otro lado, en la coronación del talud, donde se evidenciaban las inestabilidades descritas anteriormente, se instaló red de cable de acero y se ejecutaron anclajes adicionales en función de las necesidades detectadas para la fijación de los bloques inestables al macizo rocoso. En la Figura 11 se aprecia esta actuación.



Figura 11. Ejemplos de bloques estabilizados.



**b) Zona E.2**

Las actuaciones correspondientes a esta zona se centraron en el tratamiento de una de las cuevas de Ladera de Martiánez debido a su interés arqueológico. En el interior de las cuevas existía un continuo desprendimiento de bloques debido al lajeado horizontal propio de las fonolitas, por esto se planteó la necesidad de realizar un tratamiento en su interior con el objeto de garantizar la seguridad de los estudios arqueológicos y frenar el continuo descalce del macizo.

Se plantearon acciones en la misma partiendo de la necesidad de su reversibilidad, por ello, se instalaron perfiles de acero tipo HEB para la contención de los desprendimientos en el interior de la cueva. Adicionalmente para evitar el alcance de los pequeños desprendimientos a los arqueólogos en el estudio de la misma se procedió a su cobertura mediante malla de triple torsión. El acabado final se observa en la Figura 12.



Figura 12. Cueva visitable gracias a las medidas de estabilización.

### 3.1.6. Zona F

Esta zona delimitaba puntos de la ladera con macizos rocosos desprendidos y sueltos a media ladera. Los bloques rocosos procedían de los macizos de coronación y debido a su propio peso y a las condiciones de la ladera han quedado diseminados en su extensión. En función de su disposición, este tipo de macizos fueron tratados mediante ejecución de anclajes independientes, fijándolos a la ladera o bien, debido a su potencia, tratados con paños independientes de red de cable y bulones de contorno para su fijación. Adicionalmente en zonas en la que la proliferación de los mismos era elevada y su potencia variable se instaló previamente malla de triple torsión para posteriormente disponer paños de red de cable sobre los mismos y anclajes de contorno para su fijación. La Figura 13 refleja la situación una vez finalizados los tratamientos.

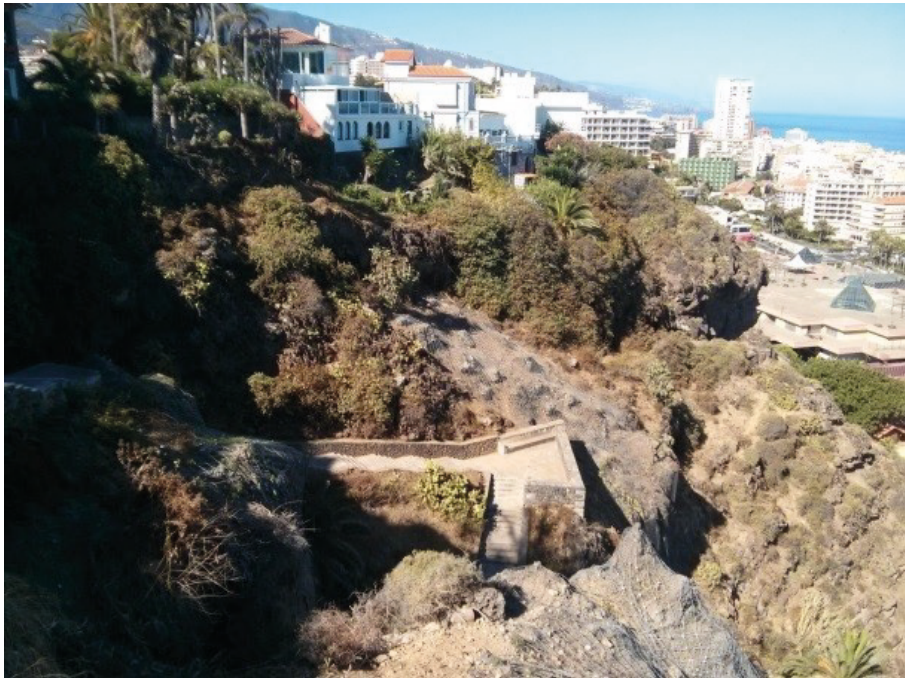


Figura 13. Bloques dispersos fijados sobre el mismo talud.

## 4. Conclusiones

- El estudio pormenorizado de todos los condicionantes existentes y el trabajo codo a codo de todos los actores intervinientes, junto con la amplia experiencia de los mismos, permitió ofrecer una solución que cumpliera con todos los requisitos exigidos.
- La solución propuesta fue evolucionando con el transcurso de las obras, adaptándose a las necesidades y exigencias que iban surgiendo pero manteniendo unos estándares altos, prefijados de antemano, en cuanto a la calidad, la seguridad, la conservación del patrimonio y el respeto por los elementos ambientales de interés.
- Transcurrido prácticamente medio año desde la finalización de las obras, la solución propuesta cumple satisfactoriamente con los requisitos exigidos inicialmente en cuanto a la estabilización de los taludes, la protección de las infraestructuras y sus usuarios, y la conservación patrimonial y medioambiental del conjunto.

## 5. Bibliografía

Hernández Gutiérrez, L.E. (2013). La playa de La Arena en Tacoronte: Historia de la estabilidad de una ladera. *Ediciones Idea*. ISBN: 978-84-15872-65-8

## CAPÍTULO 15

---

# Estudio geotécnico y de estabilización del acantilado del Parador de Turismo de La Gomera. Una metodología de investigación innovadora para un problema común

Germán Hernández Durán  
Israel Hernández Rodríguez  
Jonay Trujillo Mora

### Introducción

El Parador de Turismo de La Gomera está ubicado en el Término Municipal de San Sebastián de La Gomera, sobre una pequeña meseta de bordes acantilados cuya cota de coronación está entre los 70-75 m. Una de las vertientes del acantilado se orienta hacia el Sureste y la Playa de La Cueva. Esta zona escarpada coincide con un antiguo acantilado costero cuya morfología se modificó por la extracción de roca para la construcción del actual puerto. Al pie de la zona acantilada y en la trasera de La Playa de La Cueva, se encuentran las instalaciones deportivas del Club Náutico de La Gomera. El Parador de La Gomera se inaugura en el año 1972, y se construye sobre una antigua zona de cultivos una vez finalizadas las labores de extracción de roca para el puerto.

La condición de zona acantilada, junto a los efectos de fracturación de la roca debido al uso de explosivos, generan un gran número de inestabilidades que dan lugar a desprendimientos de roca. El más grave sucede el 3 de noviembre de 2012, movilizándose un gran volumen de rocas, en torno a 1.500m<sup>3</sup>, que afectan a buena parte de las instalaciones de del Club Náutico y a una zona de terraza y jardines del Parador.



Figura 1. Localización de la zona de estudio.

## 1. Marco geológico – geotécnico

### 1.1. Geología de la zona de estudio

La isla de La Gomera se encuentra situada en el sector central de las Canarias Occidentales, con una extensión de unos 380 Km<sup>2</sup>. Su contorno es aproximadamente redondeado y presenta la forma de un escudo cortado por profundos barrancos radiales. La elevación máxima de 1487m se encuentra en el centro de la misma, el Garajonay. Esta isla es la única del archipiélago que no ha experimentado actividad volcánica reciente (desde hace aproximadamente 2,8m.a.), por lo que las formas de erosión cuaternarias no se han visto alteradas. En ella, se han diferenciado tradicionalmente dos grandes unidades geológicas: El Complejo Basal y Las Series Volcánicas Subaéreas posteriores.

En la zona de estudio afloran materiales pertenecientes a los Basaltos Antiguos Superiores y a los Basaltos Recientes, pertenecientes ambas formaciones a Las Series Volcánicas Subaéreas. La ladera junto a la que discurre la Avenida Fred Olsen está formada en la parte



baja del acantilado por los Basaltos Antiguos Superiores mientras que los Basaltos Recientes afloran en su parte alta; sin embargo en la ladera orientada hacia la Playa de La Cueva únicamente afloran materiales pertenecientes a los Basaltos Recientes. Esta vertiente de ladera está formada por un apilamiento de coladas basálticas, que en su parte media y baja están cubiertas por derrubios. La parte suroeste de la zona de estudio está constituida por un cono de piroclastos de igual composición, que está en parte sepultado por las mencionadas coladas. En conjunto se trata de un paleoacantilado con relieves de fuertes pendientes producto de la erosión del oleaje, y sobre el que a su vez se han llevado a cabo desmontes con explosivos para su uso en la construcción del puerto.

Dentro de los materiales que aparecen en la zona de estudio, cabe destacar tres grandes grupos: los piroclastos basálticos, las coladas basálticas y los derrubios. Cada uno de ellos, debido a sus características geotécnicas intrínsecas, da origen a un movimiento de ladera diferente, que junto con el tamaño de bloque condiciona su nivel de peligrosidad.

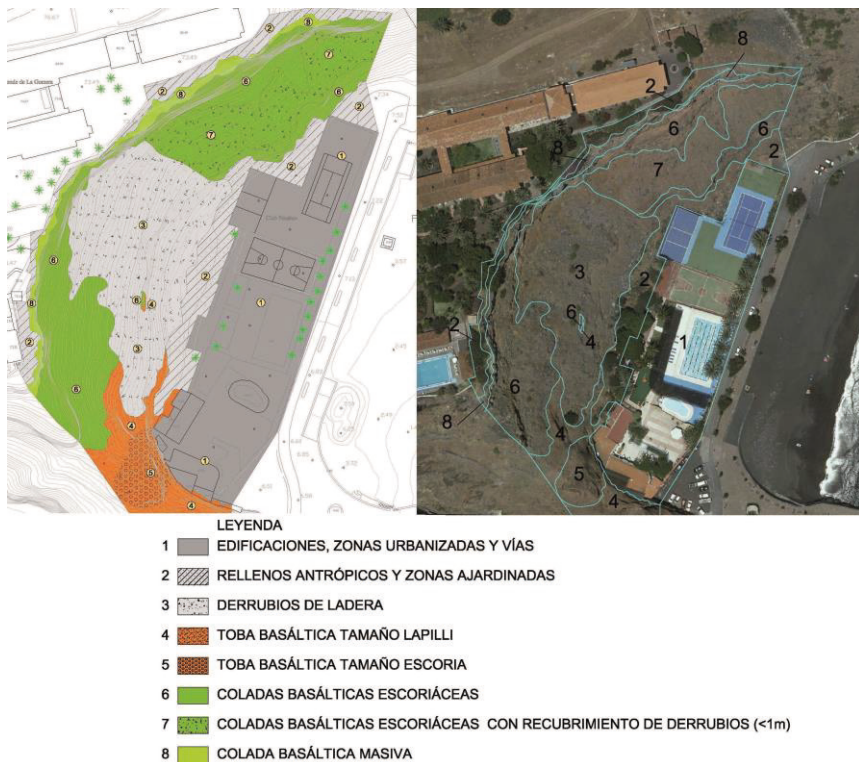


Figura 2. Planta Geológica.

### 1.1.1. Piroclastos basálticos

Los materiales más antiguos de la zona son los que forman el cono de piroclastos basálticos. Los piroclastos originalmente sueltos han sufrido una diagénesis convirtiéndose en una roca blanda o toba basáltica, también conocida localmente como “tosca”. El centro de emisión del cono de piroclastos basálticos estaba situado aproximadamente en la punta popularmente conocida como “La Antorcha”, que ha sido parcialmente desmantelado por la acción del oleaje. Los piroclastos basálticos alcanzan su máxima potencia en el sector situado sobre el bar del Club Náutico (40 m), disminuyendo su potencia hasta desaparecer totalmente conforme nos movemos hacia el Nordeste (alejándonos del centro de emisión). La zona de trabajo coincide con la parte distal del cono, donde son más abundantes los tamaños lapilli y escoria, de manera que aunque son fácilmente erosionables por el viento y las aguas de lluvia, los tamaños generados suponen un peligro menor frente a otros materiales.



Figura 3. Distribución de los materiales en la ladera de estudio.

### 1.1.2. Coladas basálticas

Sobre el cono de piroclastos aparece un apilamiento de coladas basálticas que lo cubren parcialmente, con un buzamiento subhorizontal de sus capas. Éstas constituyen un grupo de 5 a 7 coladas basálticas de espesor variable y morfología "aa", con una predominancia de la parte escoriácea (más suelta) sobre la parte masiva (roca compacta). La totalidad del conjunto tiene una potencia entre los 50m en la parte Nordeste hasta los 20m en la parte Suroeste donde se van acuñando al apoyarse sobre el cono de piroclastos. Las coladas basálticas escoriáceas están cubiertas parcialmente con material de derrubios, alcanzando un mayor espesor en la parte central y baja de la ladera. La parte alta del acantilado está coronada por una potente colada basáltica que se apoya directamente sobre el apilamiento de coladas escoriáceas. Esta colada destaca por constituir una pared vertical de roca homogénea de entre 8 y 15m de espesor.

#### 1) Coladas Basálticas Escoriáceas

El conjunto de las Coladas Basálticas Escoriáceas llega a alcanzar potencias de hasta 50m, donde la parte escoriácea de las coladas constituye aproximadamente el 70% de la misma, pero debido a su antigüedad y compactación forman un aglomerado que se comporta como una roca blanda o un suelo denso. La pendiente del conjunto es muy variable desde zonas verticales en la parte más alta del conjunto y en zonas cercanas a las canchas, hasta pendientes próximas a 45° a mitad de ladera. Este hecho origina diferentes situaciones de riesgo. Estas coladas son las que presentan una mayor fracturación del acantilado, y en ellas se dan la mayoría de inestabilidades de tipo superficial.

La parte masiva de las coladas tiene espesores entre 1 y 5m, y presentan mayoritariamente 2 familias de juntas subverticales cuya continuidad afecta a todo el espesor de la colada y su espaciamiento está entre 25 y 40cm; y varias familias subhorizontales con orientaciones muy diferentes; dando lugar a bloques inestables de 0,5m<sup>3</sup> de tamaño medio llegando incluso a tamaños próximos a 1m<sup>3</sup>. En este conjunto el espesor de la escoria de las coladas es variable, pero como media está entre 5 y 10m. El grado de soldadura es alto y al ser más blanda que la parte masiva de las coladas suelen presentar pendientes naturales más suaves. No presentan fracturación y aunque los fragmentos que componen la escoria están entre el tamaño arena y los 10-15cm de diámetro máximo; al estar soldada se pueden desprender bloques de mayores dimensiones.



## 2) Colada basáltica masiva

Se localiza a techo de la secuencia de las coladas escoriáceas, conformando la parte alta del acantilado. El contacto con los niveles inferiores es fácilmente identificable ya que existe un nivel de escorias de tonos rojizos (almagres) que marca este punto. En esta colada solo es visible la parte masiva de la misma. El espesor se mantiene más o menos uniforme a lo largo de toda la colada (en torno a los 15m) hasta la parte central del acantilado, disminuyendo su espesor hasta los 8m aproximadamente en la parte más cercana al puerto. En esta colada se observa la orientación de las juntas subverticales y la erosión de niveles inferiores ha propiciado la formación de taludes invertidos donde existe riesgo de desprendimiento de los prismas por vuelco. En cuanto a las discontinuidades, la colada presenta 3 familias de juntas, 2 de ellas subverticales, y una oblicua o subhorizontal. Su continuidad suele ser de unos 15m, afectando prácticamente a todo el espesor de la colada y su espaciamiento medio entre 1 y 2m. dando lugar a bloques inestables que superan individualmente los 5m<sup>3</sup>.



Figura 4. Distribución de las coladas basálticas y derrubios de ladera.

### 1.1.3. Derrubios

Donde la inclinación de la ladera es más suave (en torno a los 45°), los materiales volcánicos están cubiertos en parte por material de derrubios. Estos materiales presentan mayor potencia en la parte baja de la ladera, donde llegan a alcanzar hasta los 10m, y se acuñan hasta desaparecer en la parte alta. Es una morfología típica de un depósito de piedemonte o coluvión, aunque en este caso existe una mezcla entre materiales naturales (desprendidos y arrastrados por las lluvias) y de origen antrópico (antigua cantera). Son materiales sueltos formados por bloques, bolos y gravas, angulosos y heterométricos, englobados en una matriz arenosa con una cohesión nula. Cuando se encuentran dispuestos en un ángulo de reposo alto existe riesgo de deslizamientos y/o desplomes en taludes de fuerte pendiente como los existentes en algún punto de la parte baja de la ladera. También existe riesgo de desprendimientos de los bloques mayores por erosión de la matriz que los soporta, con diámetros de hasta 40cm.

## 2. Antecedentes

El borde acantilado que limita las instalaciones del Parador ha sido origen de numerosos desprendimientos. En este acantilado están presentes una serie de factores naturales que dan origen a inestabilidades, como son una fuerte pendiente, estructura geológica, propiedades geomecánicas, etc. Pero por otro lado existen una serie de factores desencadenantes, todos ellos humanos, que agravan aún más la situación; como son las modificaciones en el relieve, dejando zonas en desplome; las voladuras con métodos hoy en día desechados que han abierto las fracturas naturales del macizo rocoso; riegos de jardines y siembra de árboles que aumentan la probabilidad de ocurrencia de desprendimientos.

El desprendimiento más antiguo del que se tiene noticia por su especial relevancia, es el sucedido sobre una gasolinera que estaba situada en la Avenida Fred Olsen; suceso que obligó a su cierre a principio de los años 90. El evento anterior y otros sucedidos en el mismo tramo de acantilado, derivaron en una serie de actuaciones de protección contra desprendimientos llevadas a cabo desde el año 1994 hasta el 2012, y que protegen un tramo de esta Avenida. Sin embargo, la vertiente orientada hacia la Playa de La Cueva no ha sido objeto de actuaciones de protección hasta el año 2012.

## 2.1. El desprendimiento del 19 de septiembre de 2011.

El 19 de septiembre de 2011 se produjo un desprendimiento, donde una roca de casi 3 toneladas causó daños en el muro del frontón del Club Náutico, lo que obligó al cierre provisional de estas instalaciones por Decreto de la Alcaldía de San Sebastián de La Gomera. Este desprendimiento es el que motiva el encargo de los estudios de estabilidad del talud, en un primer momento por parte del Club Náutico de La Gomera, y con posterioridad por el Instituto de Turismo de España (Turespaña), organismo que gestiona las inversiones de la red de Paradores.

A partir de los datos aportados por el personal del Club Náutico que fue testigo del desprendimiento, así como a las huellas dejadas por el bloque desprendido se pudo deducir su origen y la trayectoria más probable. El área fuente del desprendimiento estaba localizada aproximadamente a la cota 50m, y dentro de un nivel de basalto masivo de 3 a 6m de espesor, muy fracturado a causa de las voladuras, y limitado arriba y abajo por niveles de escorias. Al encontrarse muy afectado por las voladuras y estar rodeado a techo y a muro por materiales más blandos, la erosión de las escorias provoca la caída por descalce de bloques desde 40 a 80cm de lado. Este estrato blando es a su vez el apoyo de la colada basáltica masiva, luego la erosión de éste por desprendimiento desestabiliza también al nivel superior.

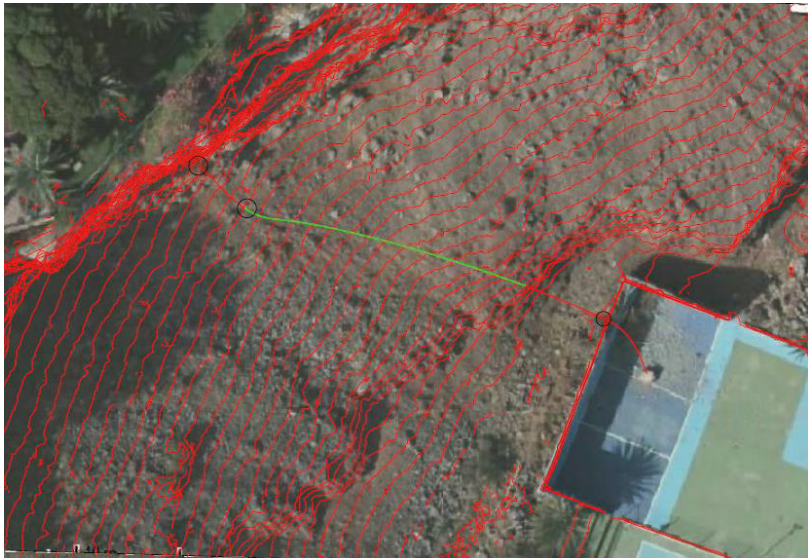


Figura 5. Deducción de la trayectoria seguida por el desprendimiento ocurrido en septiembre de 2011.

Se realizó un análisis retrospectivo del desprendimiento, y en las simulaciones efectuadas, la energía antes del impacto está próxima a los 1000kJ, reduciéndose a los 600kJ tras el mismo. Las dimensiones aproximadas del bloque simulado son 1,75m de alto por 0,75m de ancho, lo que supone un peso aproximado de 2,6t para una densidad tipo de basalto ( $2,65t/m^3$ ).



Figura 6: Daños en el muro del frontón producidos por el impacto del bloque desprendido.

## 2.2. El desprendimiento del 3 de noviembre de 2012.

Ya iniciados los trabajos del estudio geotécnico destinado a la caracterización del macizo rocoso y determinar el nivel de riesgo de las instalaciones del Parador de Turismo de La Gomera y del Club Náutico, se produce un nuevo desprendimiento de carácter más grave que el anterior.

El 3 de noviembre de 2012 tras varios días de intensas lluvias se produce un nuevo desprendimiento, esta vez de un gran volumen de rocas y que afecta a buena parte de las instalaciones de del Club Náutico y a una zona de terraza y jardines del Parador. Este desprendimiento causa graves daños materiales pero ningún daño personal.



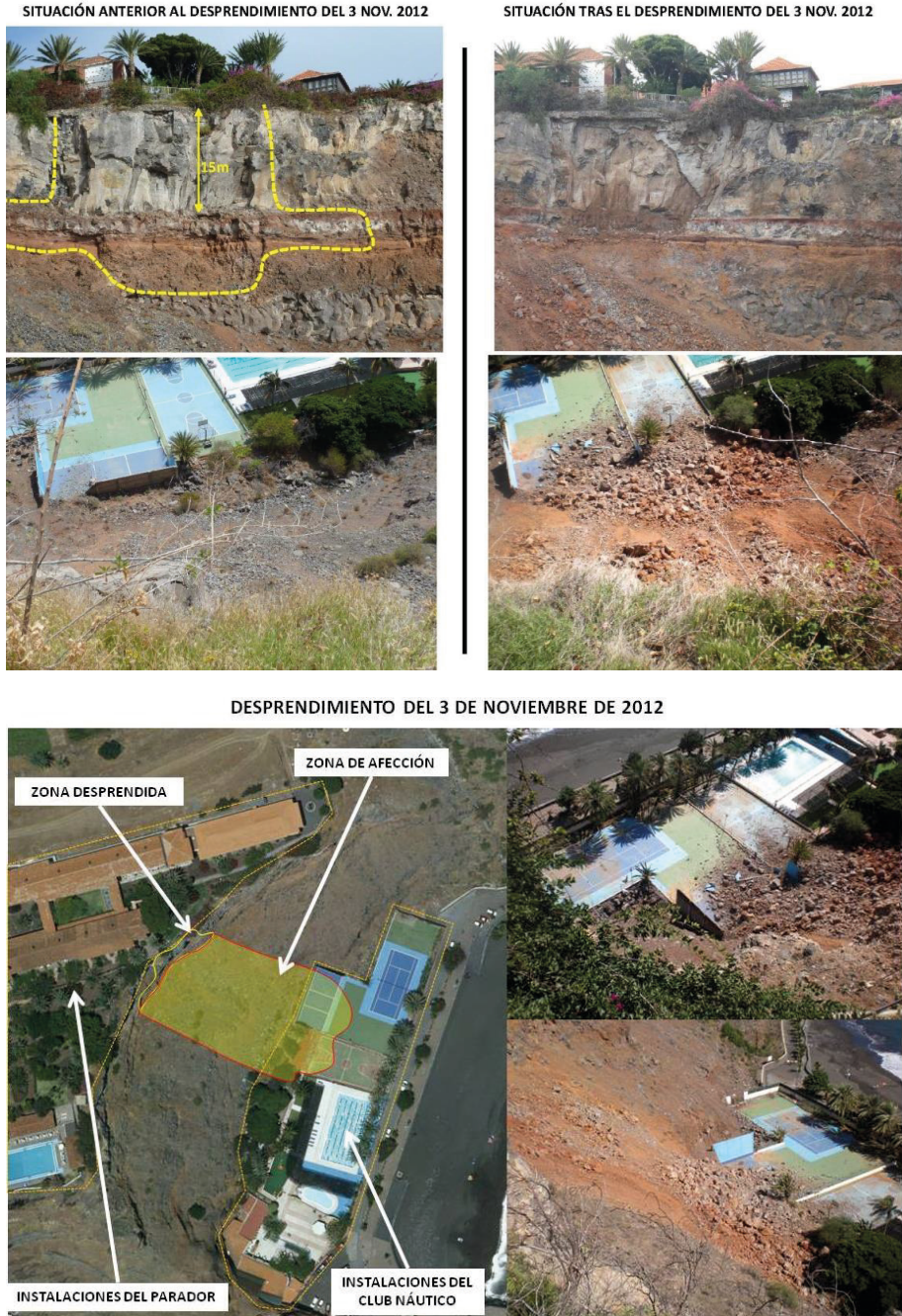


Figura 7. Esquema del desprendimiento del 3 de noviembre de 2012.

Este incidente obligó a un nuevo cierre de las instalaciones del Club Náutico por Decreto de la Alcaldía de San Sebastián de La Gomera, y a una clausura de una parte de los jardines y paseo del Parador.

El origen del desprendimiento es el escarpe rocoso situado inmediatamente bajo las instalaciones del Parador de Turismo. Se desprendió una importante masa rocosa en forma de avalancha. La masa rocosa desprendida genera numerosos bloques de 1-1,5 m. de lado, llegando a tener los más grandes una forma semicúbica de 2,5 m. de lado. El evento destruye la totalidad del frontón y las gradas de la cancha de baloncesto, ocupando parcialmente ésta última.

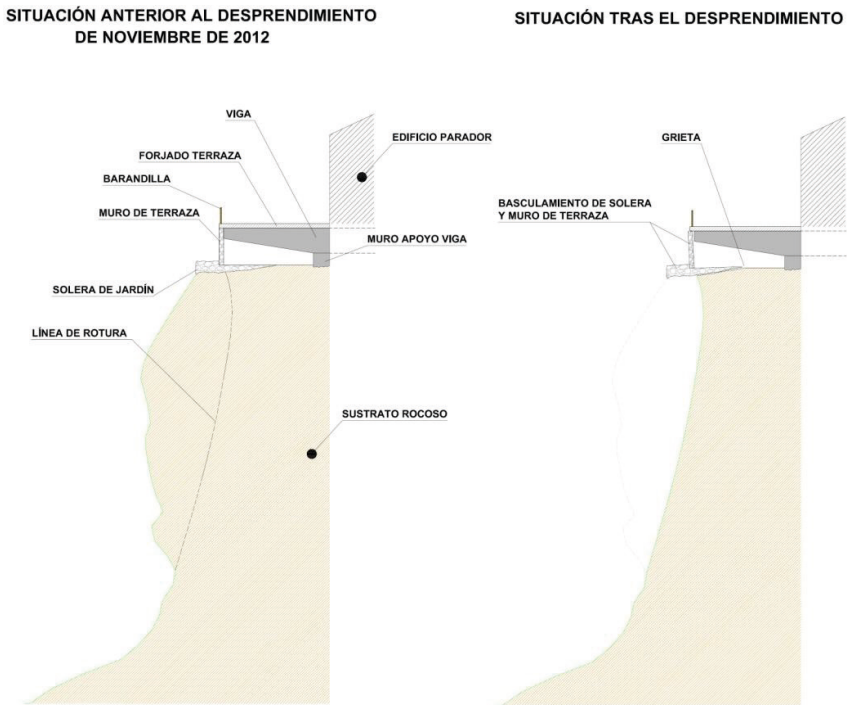


Figura 8. Sección de la rotura del 3 de noviembre de 2012 bajo la terraza del Parador.

El deslizamiento de rocas se produjo a favor de una fractura paralela al talud y afectó tanto a la colada basáltica masiva como a un nivel más blando situado inmediatamente debajo (en algunos puntos 25m de altura). La rotura afecta a una superficie del talud de unos  $1.200\text{m}^2$ , generando una avalancha de rocas de unos  $1.500\text{m}^3$ . El origen del desprendimiento es una gran grieta abierta paralela al talud y localizada en algún punto a 4m de la superficie.

Esta grieta y todas las que presentan una apertura tan patente son producto de las voladuras que ensancharon las fracturas naturales del macizo. En este caso la fractura tuvo que ser visible durante la construcción del Parador, ya que la terraza del edificio no se apoyaba sobre el terreno sino que estaba construida sobre vigas que arrancan desde la estructura del propio edificio. Los riegos de jardines, el efecto cuña de raíces leñosas y la acción de la gravedad fueron movilizando la masa rocosa poco a poco durante muchos años hasta que se superó el punto de equilibrio.

Por otro lado, la existencia de material blando en la base del acantilado, donde descansaba la masa rocosa separada del macizo, provocó la rotura por el pie y el deslizamiento del conjunto.

### 2.3. Obras de emergencia y nuevo planteamiento del estudio geotécnico

Tras la avalancha de rocas, quedaron en las instalaciones del Parador de Turismo jardines y parte de una terraza en voladizo, así como bloques de gran tamaño en situación inestable. En base a los datos obtenidos de las visitas de inspección del talud tras el evento del 3 de noviembre, se llega a la conclusión de que debido al riesgo a corto plazo de que se produzcan nuevos desprendimientos, era necesario sanear los bloques inestables de manera controlada y retirar los materiales desprendidos a pie de talud. Por tal motivo, el Instituto de Turismo de España acometió una obra de emergencia para eliminar los riesgos inminentes derivados de la situación inestable del talud, (“ACTUACIÓN DE EMERGENCIA EN EL ESCARPE ROCOSO DEL LÍMITE DE LA PARCELA DEL PARADOR DE LA GOMERA”), adjudicada a la empresa VILLAR TRABAJOS VERTICALES CANARIOS, S.L. y cuya dirección facultativa corrió a cargo de la empresa INTERRA INGENIERÍA Y RECURSOS S.L.U.

Esta nueva situación determinó la suspensión temporal del estudio geotécnico que se estaba realizando y requirió plantear una manera diferente de abordar el problema. Las labores de inspección realizadas con anterioridad al desprendimiento del 3 de noviembre ya habían detectado numerosas inestabilidades de tipo superficial (especialmente en el sector donde se produjo la rotura). Se habían inspeccionado todas las zonas de cabecera del talud, terrazas, paseos y demás instalaciones del Parador, sin haberse detectado grietas que pudieran dar lugar a la rotura que se produjo. Era necesario poder determinar con

seguridad que no existían otras grietas ocultas que pudiesen dar lugar a nuevas grandes roturas. Tras descartar los métodos de investigación convencionales como los sondeos o geofísica, ya que con ellos no se podría localizar con precisión grietas paralelas al talud, se planteó realizar perforaciones horizontales aprovechando la ejecución de las obras de emergencia.



Figura 9. Perforaciones horizontales y demolición del macizo rocoso inestable.

Durante las obras de emergencia se desarrollaron una serie de trabajos destinados a mejorar las condiciones de seguridad, e investigar el estado del macizo rocoso de cara a su evaluación geotécnica. De manera resumida, los trabajos consistieron en:

- Controles topográficos.
- Saneos y demoliciones de masas rocosas y estructuras inestables.
- Perforaciones horizontales para auscultación del macizo rocoso.
- Movimientos de tierras consistentes en la retirada del material desprendido, construcción de una cubeta y una escollera de protección.

### 3. Estudios realizados. Metodología de Trabajo

Tras el primer desprendimiento ocurrido el 19 de septiembre de 2011, comienzan los primeros trabajos cuyo objeto era analizar la estabilidad de la zona acantilada sobre la que se asienta el Parador de Turismo de La Gomera, para en su caso, poder definir y valorar las actuaciones necesarias para reducir al mínimo los riesgos originados por los posibles desprendimientos. Para dar cumplimiento a este objetivo se plantearon inicialmente una serie de trabajos:



- Un estudio topográfico detallado que sirviese como base para el posterior estudio geológico-geotécnico.
- Un estudio geotécnico para establecer el grado de estabilidad del acantilado, y determinar las posibles afecciones sobre los bienes del Parador, así como a instalaciones de terceros situadas al pie del acantilado. Este estudio comprendería la realización de una cartografía geológico-geotécnica a escala 1:1.000, estudio histórico de desprendimientos, estudio de trayectorias de desprendimientos en 3D y 2D mediante software específico, etc.
- Propuesta de soluciones en base a estos estudios.
- Desarrollar a futuro el Proyecto de ejecución de las medidas de protección en base a la alternativa de mayor viabilidad.

El evento del 3 de noviembre de 2012 no cambió el objetivo de los trabajos, pero la incorporación de un método de auscultación del talud diferente, combinado con una topografía de alta precisión, ha revelado unos resultados sorprendentes y que han resultado claves para garantizar la seguridad del talud.

Las perforaciones horizontales se auscultaron con una videocámara de inspección, detectando una serie de planos de fractura muy abiertos que podrían dar lugar a grandes roturas. La conexión de esas líneas de fractura ocultas con otras visibles en el talud fue posible gracias a la combinación con un levantamiento topográfico de detalle realizado mediante un Láser Escáner.

### 3.1. Topografía de precisión

La mayor parte de la ladera objeto de estudio tiene una fuerte pendiente, que en algunos casos está próxima a la vertical e incluso tiene zonas en desplome. La elaboración de cartografía a partir de restitución fotogramétrica no ofrece buenos resultados en estas condiciones orográficas. La necesidad de conocer con precisión el tamaño y la inclinación de los bloques para determinar su estabilidad, junto a lo inaccesible de los escarpes hacen ideal el empleo de un laser escáner topográfico. Mediante esta técnica se consigue un barrido frontal de la ladera de gran definición.

Este levantamiento topográfico de detalle se realizó mediante un Láser Escáner GLS 1000 de Topcon, geoposicionado mediante una Estación Total Robotizada Leica. El Láser Escáner es un equipo con tecnología de sensor innovadora en la realización de levantamientos topográficos, muy útil para la realización de labores de inspección como la que nos ocupa. Este equipo tiene un rango de alcance de 330 m, y una precisión constante de 4 mm hasta 150m, generando nubes de millones de puntos, aportando datos para un trabajo preciso y fiel a la realidad. El postproceso de los puntos tomados en campo se realiza mediante el software Scan Master y una vez depurados los datos se construye el modelo 3D de la ladera mediante la malla de triangulación de los puntos. A partir de la Malla - Modelo de Elevación del Terreno (MDT) se puede realizar la representación topográfica mediante curvas de nivel con la precisión que se desee.

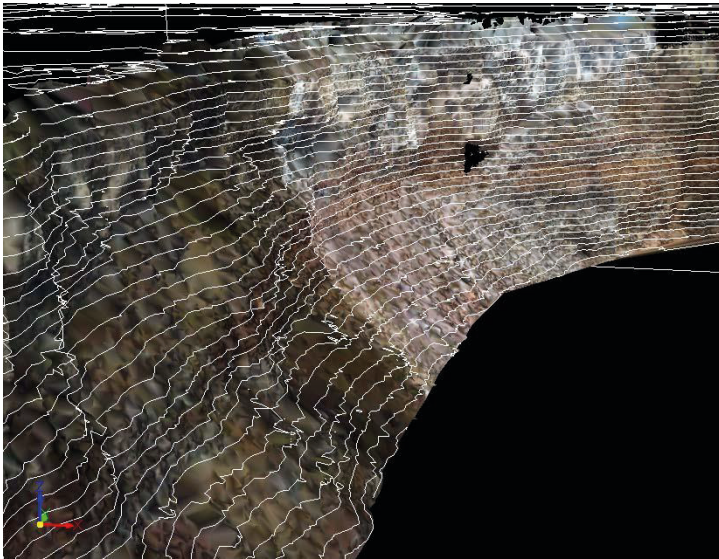


Figura 10. Proceso de generación de curvas de nivel a partir de un MDT. Parte superior del acantilado.

El Láser Escáner toma fotografías georreferenciadas al mismo tiempo que obtiene los puntos de la superficie a levantar, de esta manera se dispone de un modelo sólido en 3D con los colores del relieve, muy útil para identificar cualquier elemento topografiado (niveles estratigráficos, tamaño de posibles bloques inestables, rellenos, etc.).

La obtención de datos de gran precisión en coordenadas absolutas permite la combinación con otros datos topográficos como los vuelos LIDAR de Canarias. De esta manera se pueden crear modelos topográficos de distintas resoluciones en función de las necesidades. Por ejemplo para los cálculos de proyecto, mediciones y dimensionamiento se ha utilizado la cartografía realizada mediante LASER ESCANER realizada durante las Obras de Emergencia y El Estudio Geotécnico; y con las nubes de puntos de los vuelos LIDAR de Canarias se generaron modelos para la simulación de las trayectorias de los desprendimientos.

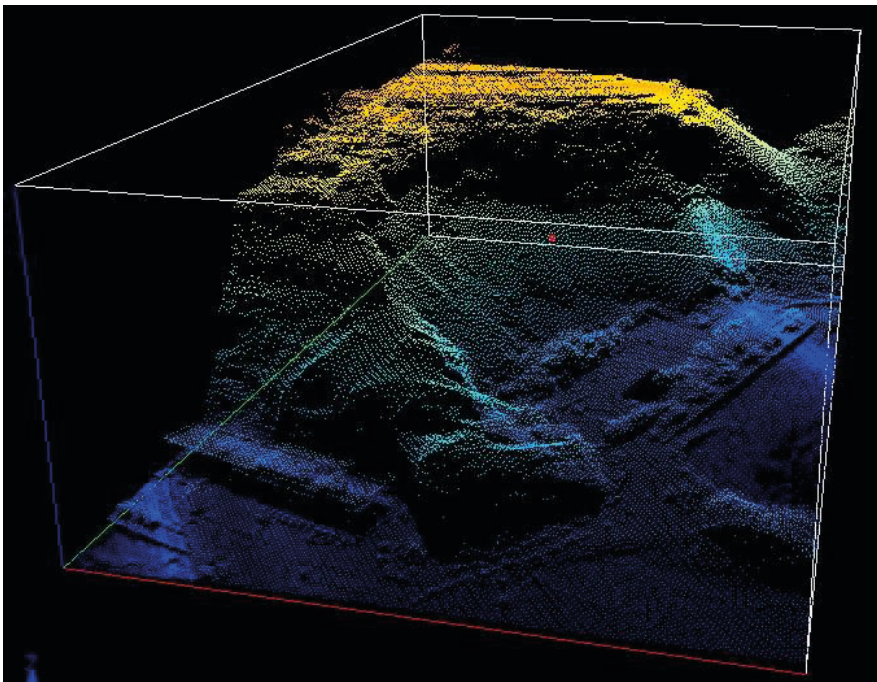


Figura 11. Vista en perspectiva de la nube de puntos LIDAR de la zona de estudio.

Una vez depurados los datos se generan los diferentes MDT (Modelo Digital de Terreno) mediante los software SCANMASTER de TOPCON y ARC GIS de ESRI.

En la totalidad de la ladera situada entre las instalaciones del Parador y el Club Náutico ha sido necesario obtener una información topográfica de detalle para realizar tanto los estudios de estabilidad como el control de las obras de emergencia. Se ha podido determinar con exactitud el tamaño de posibles bloques inestables, cartografiar

pequeñas irregularidades del terreno que puedan influir en la trayectoria de los desprendimientos, determinar la situación final de la ladera y controlar la ejecución de las obras efectuadas; realizando levantamientos antes y después de las obras, reproduciendo fielmente la situación inicial y final de la ladera.

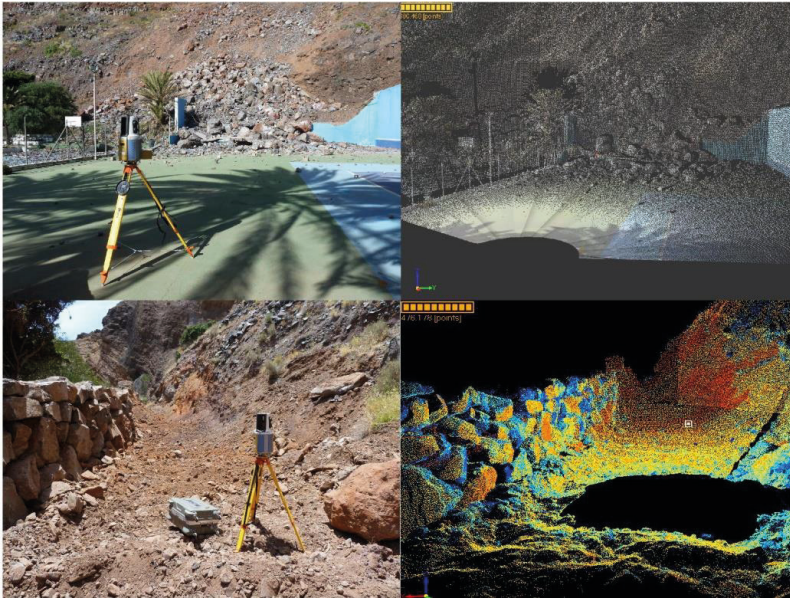


Figura 12. Fotografías del estacionamiento del Láser Escáner (Izquierda) y nubes de puntos obtenidas (derecha).

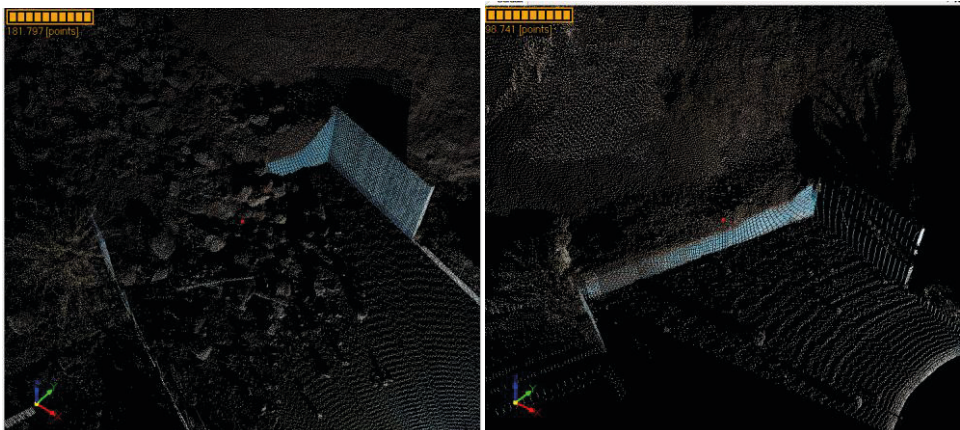


Figura 13. Representación de las nubes de puntos antes y después del movimiento de tierras. Software Scan Master.



### 3.2. Inspección del interior del talud mediante perforaciones horizontales

Para comprobar la existencia o no de otras grietas ocultas que pudiesen dar lugar a grandes roturas como la del 3 de noviembre de 2012, se realizaron una serie de perforaciones horizontales perpendiculares a la zona acantilada para determinar si existían grietas de tracción que pudiesen suponer un riesgo a futuro.

Las perforaciones se ejecutaron con carro de perforación adaptado para trabajos verticales. Se usó un tallante de 35mm de diámetro, resultando un diámetro final de la perforación cercano a los 40mm. Se ejecutaron un total de 20 perforaciones completas de 8 metros de profundidad equidistantes entre sí unos 12 - 15m, englobando la totalidad de la zona vertical del talud. Posteriormente se inspeccionaron mediante una videocámara que permite filmar y grabar el interior de las perforaciones para su posterior análisis.

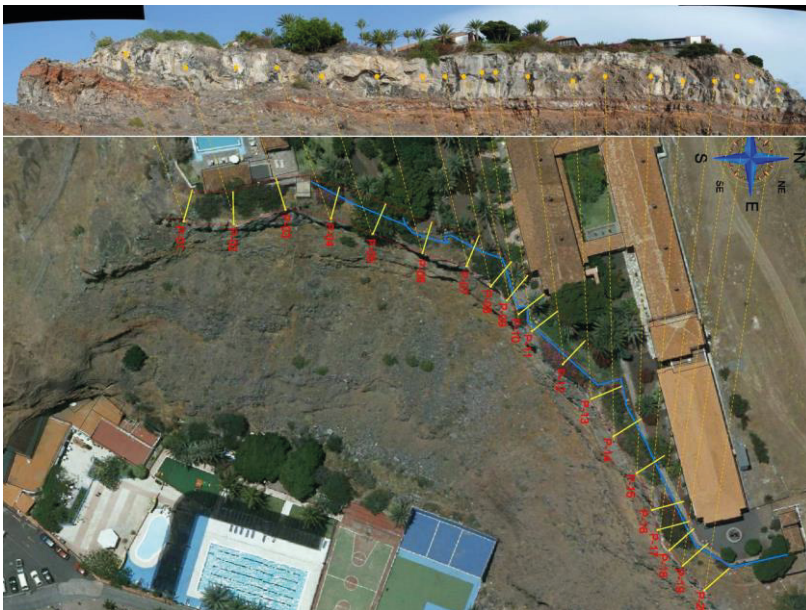


Figura 14.Planta y Alzado de las perforaciones horizontales.

### 1) Auscultación de las perforaciones mediante videocámara

En las 20 perforaciones horizontales se llevó a cabo una auscultación de las mismas mediante la grabación directa de video de alta resolución. Para esta labor también fue necesario el empleo de técnicas de trabajos verticales.

En todas las perforaciones se midió su orientación y se geolocalizó su boca mediante una estación total. En gabinete se llevó a cabo la edición e interpretación de los videos, determinando la orientación y características de las grietas visualizadas para poder determinar si existía un riesgo de rotura de algún sector de la zona alta del talud.



Figura 15. Auscultación de las perforaciones mediante videocámara.



Figura 16. Izda: Perforación horizontal P-4. Grieta abierta >de 40cm a los 3,5m de profundidad. Dcha: Labores de auscultación del talud. Bloque inestable y efecto de las raíces sobre la grieta abierta.

## 2) Inspección detallada del talud

Se inspeccionó la parte vertical del talud en los 20 puntos donde se realizaron las perforaciones horizontales, así como un recorrido de su pie en los tramos en que fue posible. De esta manera se obtuvo un inventario de bloques y/o sectores inestables del talud, donde se tomaron datos para poder determinar su grado de estabilidad. En los sectores donde se detectaron problemas de estabilidad se llevaron a cabo mediciones de orientaciones en líneas de fractura para la interpolación con los datos de las perforaciones.

## 3) Resultado

El resultado de la investigación fue la localización de varias grietas subverticales con orientaciones paralelas al talud que podrían dar lugar a roturas globales del mismo. Se identificaron tres sectores del talud donde han aparecido numerosas grietas abiertas, algunas de las cuales tienen una apertura próxima a los 40cm. Las grandes grietas abiertas posteriormente se representaron en 3D para llevar a cabo los cálculos de estabilidad de cada sector y el dimensionamiento de las soluciones.



Figura 17. Vista en perspectiva del Modelo 3D de la parte superior de la ladera y representación del plano de una de las grietas abiertas con orientación paralela al talud.

### 3.3. Cálculos y estudio de soluciones

Gracias a los datos arrojados por el estudio detallado del talud fue posible definir soluciones muy concretas de estabilización in situ, tanto para inestabilidades de tipo superficial como para las grandes roturas del talud.

Para la parte alta del acantilado se contemplan medidas de estabilización in situ o activas, para consolidar, por un lado, los sectores del talud que presentan un mayor número de inestabilidades de tipo superficial, y por otro aquellos sectores del talud que tienen grietas abiertas y cuya orientación puede dar lugar al desprendimiento de grandes masas de rocas.

Con los sistemas definidos se consiguen presiones de estabilización pequeñas, pero suficientes para evitar la caída de pequeños fragmentos, hasta la estabilización de conjuntos de roca mayores ejerciendo presiones de hasta  $85\text{kN/m}^2$ .

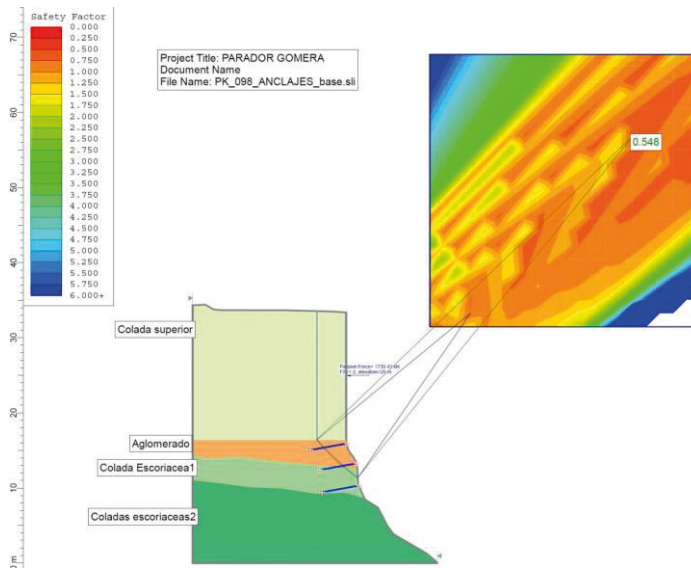


Figura 18. Cálculo de roturas globales del talud mediante el software Slide.



Para proteger las instalaciones del Club Náutico de aquellos sectores del talud que pudiendo ocasionar desprendimientos no se hayan estabilizado in situ, se ha contemplado la instalación de barreras dinámicas, calculadas mediante el software específico RC PRO 3D.

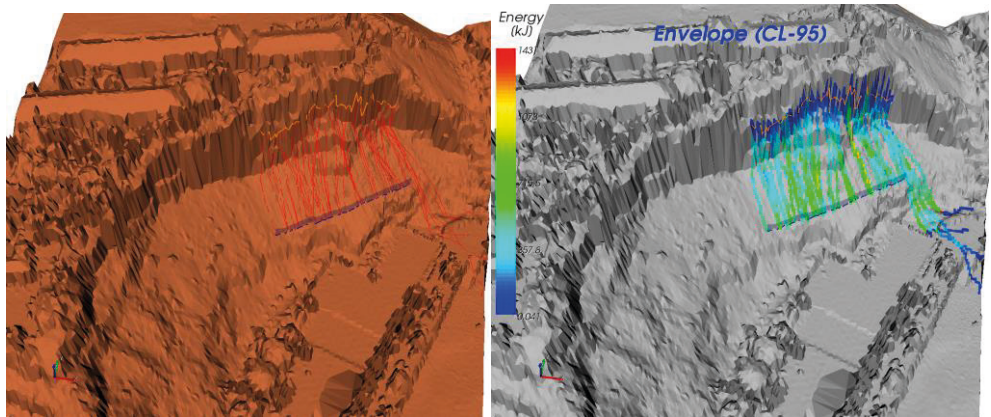


Figura 19. Análisis de trayectorias y energía de impacto en barrera dinámica. Software RC PRO 3D.

## 4. Conclusiones

La combinación de un método de auscultación del talud diferente, a través de una cámara de inspección; combinado con una topografía de alta precisión mediante Láser Escáner, ha arrojado unos resultados sorprendentes que han resultado claves para garantizar la seguridad del talud.

Sin el empleo de éstas tecnologías no hubiese sido posible la detección de grandes grietas que ponen en riesgo la estabilidad global del talud, mostrándose como un método eficaz para investigar problemas similares y que pasan desapercibidos cuando se usan técnicas de investigación geotécnicas convencionales.

## 5. Agradecimientos

Queremos agradecer a los técnicos del Área de Proyectos y Obras de Turesspaña, haber depositado su confianza en nuestro equipo, facilitando enormemente nuestra labor y apostando unas técnicas de investigación no convencionales.

Así mismo, agradecer tanto a la dirección y personal del Parador, como a la directiva y empleados del Club Náutico de La Gomera; su colaboración y buena disposición durante la ejecución de estos trabajos.



# FICHAS DE AUTORES





**Dr. LUIS E. HERNANDEZ GUTIERREZ**

Dr. en Ciencias Geológicas

Jefe del Laboratorio de la Consejería de Obras Públicas y Transportes  
del Gobierno de Canaria

Durante más de 20 años ha trabajado en el Servicio de Laboratorios y Calidad de la Construcción, participando en múltiples proyectos y obras, tanto civiles como de edificación, en el archipiélago canario.

Cuenta con más de 70 publicaciones, entre artículos de revistas indexadas, capítulos de libros, revistas técnicas, etc. Ha impartido gran variedad de conferencias en instituciones españolas e internacionales. Ha publicado varios libros y videos sobre Ingeniería Geológica y aguas en terrenos volcánicos.

Ha coordinado la redacción y es co-autor de la "Guía para la planificación y realización de estudios geotécnicos para edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias, GETCAN-011" .

Ha coordinado la elaboración del "Mapa Geotécnico de las Islas Canarias" , que se puede consultar en internet a través de la plataforma MAPA de GRAFCAN.

Es el creador de la "Litoteca de Canarias" , que contiene una de las colecciones de rocas volcánicas, con una base de parámetros geoquímicos y físico-mecánicos, más completa del mundo.



**Dr. JUAN CARLOS SANTAMARTA CEREZAL**

Doctor Ingeniero por la Universidad Politécnica de Madrid (ETSICCP)

Ingeniero de Montes (UPM)

Ingeniero Civil (ULPGC), Ingeniero de Recursos Energéticos (UJA)

e Ingeniero Técnico de Minas (UPM)

Universidad de La Laguna

jcsanta@ull.es

Research Affiliate en el Water Resources Research Center, USA. Investigador Colaborador del Instituto Universitario del Agua y las Ciencias Ambientales de la Universidad de Alicante. Profesor Colaborador Máster Oficial; Agua. Análisis Interdisciplinar y Gestión Sostenible, (Universidad de Barcelona).

Profesor Colaborador Máster en Ingeniería del Agua, (Universidad de Sevilla). Profesor Colaborador Visitante 2º Ciclo en Ingeniería y Gestión de Sistemas de Agua, (Universidad de Azores). Profesor Asociado de la Escuela Politécnica y de Arquitectura de la UN en Madrid. Miembro del Claustro de profesores del Master en Gestión del Agua de la UPM. Profesor-Tutor UNED (Grado en C.C. Ambientales).

Ha impartido 79 seminarios y cursos universitarios incluyendo; 12 Cursos de extensión Universitaria, 10 Universidades de Verano, 15 Interdisciplinares y de 8 Fundaciones Universidad-Empresa, siendo director académico de 52 de ellos.

Director de 22 proyectos fin carrera, grado y máster. Director de tres tesis doctorales. Ingeniero Consultor, con 16 años de experiencia en proyectos singulares y como asesor de I+D+i en empresas del sector del agua y medioambiente. Decano del Colegio de Ingenieros de Montes en Canarias desde 2010. Su actividad investigadora en el campo de los recursos hídricos y la ingeniería ambiental y del terreno se resume en una producción de más de 125 publicaciones, 45 publicaciones indexadas (JCR, Scopus, ISI) 11 libros técnicos, 30 capítulos en libros y en la participación en 18 proyectos de investigación e innovación, 8 Europeos (2 como IP), 1 Nacional, 3 Regionales y 6 con empresas privadas (5 como IP) y la Administración. Miembro del COST Action Europeo de Expertos en recursos forestales y el ciclo del agua FP0601. Participación en 52 Congresos Nacionales e Internacionales. 43 Materiales docentes realizados (todos de libre acceso). 1er Premio en Innovación en Enseñanzas Universitarias (2013), Dos Menciones de Calidad en 2014 y 2012.



**Dr. ALEJANDRO LOMOSCHITZ MORA-FIGUEROA**

Dr. en CC. Geológicas y Eurogeólogo  
Departamento de Ingeniería Civil  
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria  
alejandro.lomoschitz@ulpgc.es

Licenciado en Ciencias Geológicas por la Universidad Complutense de Madrid (1984), trabajó como Geólogo consultor en proyectos de carreteras, de urbanización y edificación. En 1992 realizó el Curso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (CEDEX, Madrid) y durante siete años fue profesor de Mecánica de Suelos en la Escuela de Arquitectura de Las Palmas de Gran Canaria.

Profesor Titular de Universidad desde 1998 del área de Ingeniería del terreno, su actividad investigadora ha estado centrada en el reconocimiento de grandes deslizamientos en las Islas Canarias, así como en el estudio de taludes afectados por desprendimientos rocosos. Su tesis doctoral versó sobre el origen y evolución de la depresión de Tirajana en Gran Canaria, que presentó en la Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Barcelona en 1995.

Como profesor de la EIIC (Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles) de las Palmas de G.C., ha realizado también tareas de asesoramiento en diversos proyectos de ingeniería civil y edificación, a través del Servicio de Ingeniería del Terreno de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

En la actualidad imparte docencia en el Grado de Ingeniería Civil (ULPGC) y en el Máster Universitario de Ingeniería de Puertos y Costas (ULPGC-ULL) en los temas relacionados con Geología aplicada y Geotecnia. Es coordinador del Área de Ingeniería del terreno de la ULPGC. Pertenecer a la SGE (Sociedad Geológica de España), la AEG (Association of Environmental and Engineering Geologists, USA) y a la IAEG (International Association for Engineering Geology and the Environment). Es investigador del IOCAG (Instituto de Oceanografía y Cambio Global) de la ULPGC, en el grupo GEOGAR (Geología Aplicada y Regional).





**DÑA. ANA ISABEL SANTANA  
MANCHEÑO**

Ing. Técnica de Obras Públicas  
Técnica Superior en Prevención de  
Riesgos Laborales  
SOLUTIOMA, S.L.  
ana.santana@solutioma.com

Actual Responsable Técnico de Canarias la empresa SOLUTIOMA, S.L., especializada en los campos de la estabilización y protección de taludes, la protección contra desprendimientos, el control de la erosión y la restauración paisajística y medio ambiental.

Con experiencia de 5 años en dichos sectores, ha presentado 4 ponencias en Jornadas Técnicas, todo ello relacionado con los campos de actividad de la empresa.



**D. CARMELO ASENSIO DOZ**

Ingeniero de Montes (UdL) e Ingeniero  
Técnico Forestal (UdL)  
SOLUTIOMA, S.L.  
carmelo.asensio@solutioma.com

Actual Director Técnico de la empresa SOLUTIOMA, S.L., especializada en los campos de la estabilización y protección de taludes, la protección contra desprendimientos, el control de la erosión y la restauración paisajística y medio ambiental.

Con una experiencia de 16 años en dichos sectores, ha publicado 2 artículos técnicos y ha presentado 9 ponencias en 6 Jornadas y Congresos Técnicos, todo ello relacionado con los campos de actividad de la empresa.



**Dr. CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (UPM)

Premio Extraordinario (UPM)

Catedrático "Ingeniería del Terreno"

Director del Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno (UPM)

Durante más de 25 años ha trabajado en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Con más de cuarenta años de experiencia profesional ha participado en múltiples proyectos y obras civiles de todo tipo. Ha ejercido la profesión en todos los continentes; Europa, Asia, América, África y en Nueva Zelanda.

Ha publicado cerca de 30 artículos en revistas indexadas, en particular en el "Int. Journal Rock Mechanics Mining Engineering", "Canadian Geotechnical Journal" y en el "Geotechnique", entre otras revistas indexadas. Ha impartido gran variedad de conferencias en instituciones españolas e internacionales. Ha publicado varios libros y capítulos de libros.

Miembro de las comisiones que redactaron; la ROM 0.5. 94 y 05.05 (para Obras Marítimas); las "Guías Técnicas de Seguridad de Presas" nº 2 ("Estudios Geológico-Geotécnicos") y 3 ("Proyecto de Presas de Materiales Suelos") y la "Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera".

Ha sido Presidente de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (2006 – 2013). Desde 2010 es miembro de la Junta Directiva de la SEMSIG. Es miembro del "Comité Español de Grandes Presas" y durante varios años fue representante Español en el "Comité de Materiales de Presas de Materiales Suelos" del ICOLD.



**Dr. CARLOS PAREDES BARTOLOMÉ**

Doctor Ingeniero de Minas  
Dpto. de Ingeniería Geológica y Minera  
Escuela Técnica Superior de Ingenieros  
de Minas y Energía  
Universidad Politécnica de Madrid  
carlos.paredes@upm.es

Ingeniero de Minas (1992) y Doctor Ingeniero de Minas (1995) por la Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular de Universidad. Estuvo adscrito al Dpto. de Matemática Aplicada y Métodos Informáticos hasta 2014, actualmente en el Dpto. de Ingeniería Geológica y Minera de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas y Energía. Técnico en Prevención de Riesgos Laborales por la U.P.M (2009).

Hasta la fecha, ha participado en numerosos proyectos y asistencias técnicas, de concurrencia competitiva, públicos y privados, como coordinador, investigador y experto en sistemas complejos, para abordar el estudio, análisis, conceptualización, modelización y simulación de fenómenos y peligros geológicos en diferentes localizaciones geográficas y ámbitos geológicos geomorfológicos.

Su producción científica se materializa en más de 50 artículos en revistas científicas internacionales y nacionales, la dirección de varias tesis doctorales, así como su participación en más de 50 eventos como organizador y ponente de cursos, seminarios, workshops, congresos y máster.



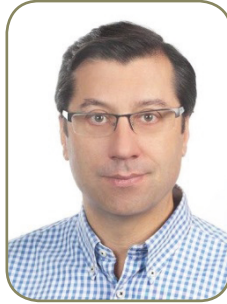
**D. EMILIO JOSÉ GRANDE DE AZPEITIA**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
TRAZAS INGENIERÍA S.L.  
egraazp@trazasing.com

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad de Cantabria (1986-1992).

Director de la empresa consultora  
TRAZAS INGENIERÍA SL.

Durante más de 20 años ha trabajado en obras y proyectos de ingeniería civil, participando en numerosos estudios sobre las propiedades geotécnicas de los materiales volcánicos de las Islas Canarias.



### **D. GERMÁN HERNÁNDEZ DURÁN**

Ingeniero de Minas  
INTERRA Ingeniería y Recursos S.L.U.  
german@interra.es

Ingeniero de Minas por la Universidad Politécnica de Madrid (1988). Director de la empresa Interra Ingeniería S.L.U.

En los últimos 20 años ha trabajado en la redacción de estudios de riesgos naturales, proyectos para la estabilización de taludes y medidas de control contra desprendimientos.

Ha dirigido trabajos en la aplicación de GIS y teledetección para el desarrollo de estudios de ordenación de recursos naturales y de riesgos naturales.

En la actualidad lidera proyectos de desarrollo de plataformas web con aplicación a la prevención de riesgos naturales.

Ha dirigido diferentes proyectos de I+D+i financiado por fondos nacionales e internacionales, destacando los proyectos de riesgos naturales en colaboración con el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Como investigador ha participado en numerosos artículos en revistas científicas nacionales e internacionales.

En la actualidad también se encuentra desarrollando proyectos en Perú y Colombia, relativos a Minería Sostenible, especialmente para la empresa Barrick S.A.



**DÑA. INÉS GALINDO JIMÉNEZ**

Licenciada en C.C. Geológicas  
Instituto Geológico y Minero de España.  
Ministerio de Economía y Competitividad  
i.galindo@igme.es

Doctora por la Universidad de Barcelona  
y Licenciada en Ciencias Geológicas por  
la Universidad de Zaragoza.

Responsable de la Unidad Territorial del  
Instituto Geológico y Minero de España  
en Canarias.

Miembro de la Sección de Volcanología  
de la Comisión Española de Geodesia y  
Geofísica

Especialista en volcanología física, volcано-  
tectónica, reducción del riesgo volcánico,  
cartografía de peligros volcánicos y  
peligrosidad geológica en terrenos  
volcánicos. 15 años de experiencia en la  
geología de las Islas Canarias.

Publicación de más de 20 artículos  
y 65 resúmenes en congresos  
mayoritariamente internacionales.

Participación en más de 30 proyectos  
de investigación.

Directora de seis prácticas de empresa,  
un trabajo de fin de carrera y una Tesis.

Colaboradora científica del Grupo de  
investigación "Geología Aplicada y  
Regional (GEOGAR)" de la Universidad  
de Las Palmas de Gran Canaria.



**D. ISRAEL HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ**

Geólogo  
INTERRA Ingeniería y Recursos S.L.U.  
israel@interra.es

Licenciado en Ciencias Geológicas por  
la Universidad de Granada (1997).

En la actualidad es Responsable del  
área de Ingeniería y Ciencias de la Tierra  
INTERRA Ingeniería y Recursos S.L.U.

Durante más de 15 años ha trabajado  
como consultor especializado en  
geotecnia aplicada a la ingeniería civil  
e investigación de recursos geológicos  
para su empleo en la construcción,  
participando en numerosos estudios  
y proyectos constructivos de túneles,  
carreteras, aeropuertos y embalses.

Buena parte de su labor ha estado  
vinculada al estudio y solución de  
riesgos geológicos, participando  
en varios proyectos de I+D+I sobre  
esta temática. La experiencia en este  
campo ha derivado en un alto grado  
de especialización en la resolución  
de los riesgos por desprendimientos,  
con numerosos estudios y proyectos,  
y la dirección de varias obras de  
protecciones contra desprendimientos.

Destacan su participación en artículos  
científicos sobre metodologías de  
riesgos geológicos, y la publicación  
de manuales técnicos para ejecución  
de obras de captación de aguas  
subterráneas.



**Dr. JOSÉ ESTAIRE GEPP**

Dr. Ingeniero de Caminos  
Laboratorio de Geotecnia.

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

[jose.estaire@cedex.es](mailto:jose.estaire@cedex.es)

Dr. Ingeniero de Caminos por la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) en el año 2004.

Actualmente está a cargo, dentro del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, del Área de Geotecnia Básica y Experimental, responsable de los ensayos de laboratorio.

Su labor profesional la ha desarrollado en dicho centro, desde el año 1991, realizando múltiples informes, estudios, cálculos, proyectos, dictámenes en aspectos muy variados tales como: cimentación de edificios, diseño de infraestructuras viarias, túneles, terraplenes, cimentaciones portuarias y patologías de carretera.

En su faceta investigadora destaca la publicación de más de 100 artículos en revistas y congresos científicos, nacionales e internacionales.

Desde Junio de 2001 es Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno adscrito a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) y participa como docente en el Master Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica que imparte el CEDEX.

Es el Secretario del Comité AEN/CTN 140-SC7 responsable de los aspectos normativos relacionados con el Eurocódigo 7 dedicado al Proyecto Geotécnico.



**D. JUAN ANTONIO AFONSO MOSEGUE**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

[jafonso@satocan.com](mailto:jafonso@satocan.com)

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (Promoción 1973)

Diplomado en Alta Dirección de Empresas (1996)

Miembro de la "PIANC" (Asociación Mundial para promover el desarrollo las Infraestructuras del Transporte Marítimo y Fluvial y Costeras) desde 1992.

Profesor en cursos de Postgrado en Ingeniería de Puertos y Costas en la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria desde 2003.

Promotor, profesor y miembro de la Comisión Académica del Master Interuniversitario en Ingeniería de Puertos y Costas de las Universidades de La Laguna y Las Palmas de Gran Canaria desde 2013.

Miembro del Comité Organizador de las XI Jornadas Españolas de Costas y Puertos 2011.

Premio a la "Carrera Profesional en el Sector de la Ingeniería Marítimo-Costera" de las Jornadas Españolas de Costas y Puertos.

Consejero Delegado y socio de SATOCAN desde su fundación en 1990.

Presidente, Administrador y/o Consejero de varias empresas del grupo SATOCAN.

Desde 1973, año en que inició su ejercicio profesional, ha participado en más de 200 obras marítimas en Canarias y fuera de ella. Fundamentalmente como constructor, aunque también ha ejercido de proyectista, director de obra, consultor, asesor, promotor de puertos deportivos y de terminales portuarias, etc..... En ese periodo ha intervenido, de una u otra forma, en la mayoría de los puertos y en muchas costas de Canarias.

Autor del primer programa de Clima Marítimo de Canarias - CLIMACAN (1986) en base a datos de Observaciones Visuales de Barcos en Ruta, usado desde entonces para el cálculo de estructuras marítimas en Canarias. En 2010 finalizó la versión 6ª del CLIMACAN en base a datos procedentes de Reanálisis y que actualmente se enseña en el Master en Ingeniería de Puertos y Costas - ULL-ULPGC.

Analista de los sistemas antirreflexión del oleaje en dársenas portuarias, es autor de varios proyectos y obras sobre estos sistemas, alguno de los cuales ha sido objeto de patente.

Autor de artículos y publicaciones diversas en los campos de la Ingeniería de Puertos y Costas, de los Eventos Extremos en el mar, del Clima Marítimo en general, y del de Canarias y África Occidental en particular, así como de presentaciones en conferencias y congresos de dichas especialidades.



**D. JUAN ANTONIO DÍEZ TORRES**

Director de Programa

Laboratorio de Geotecnia.

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

[jadiez@cedex.es](mailto:jadiez@cedex.es)

Licenciado de Grado en Ciencias Geológicas por la Universidad de Salamanca con la calificación de Premio Extraordinario y Master en Ingeniería Geológica por la Universidad Complutense de Madrid.

En la Universidad de Salamanca defendió su tesis de licenciatura relacionada con la génesis y mineralogía de arcillas en la Cuenca del Duero y colaboró en diferentes proyectos de investigación sobre el comportamiento de los minerales fibrosos de la arcilla y sobre la alteración del Patrimonio Histórico Artístico, completando su formación en el Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) de la Universidad de Florencia (Italia).

Desde 1991 en que ingresó en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, ha participado en numerosos estudios y proyectos sobre patología geológica y geotécnica relacionada con la Ingeniería Civil: puertos, presas, edificación, vías de comunicación, etc., habiendo publicado y presentado sus conclusiones más relevantes en diferentes revistas y congresos tanto nacionales como internacionales.

Ha colaborado en la organización del Workshop W3 "Preservation of Natural Stone and Rock Weathering" del 11º Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) celebrado en Lisboa y Madrid en julio de 2007 y en el Simposio Europeo de Mecánica de Rocas (EUROCK) celebrado en Vigo en mayo de 2014.

Es representante del CEDEX en la Sociedad Española de Mecánica de Rocas y en la Sociedad Geológica de España y participa como docente en el Master Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.





**D. JAVIER JONAY TRUJILLO MORA**

Ingeniero Agrónomo  
INTERRA Ingeniería y Recursos S.L.U.  
jonay@interra.es

Ingeniero Agrónomo por la Universidad de La Laguna (2000). Miembro del equipo técnico de la empresa Interra Ingeniería S.L.U.

Se ha especializado en la aplicación de GIS para el desarrollo de estudios de ordenación de recursos naturales y de riesgos naturales.

En los últimos 10 años ha trabajado en la redacción de estudios de riesgos naturales, proyectos para la estabilización de taludes y medidas de control contra desprendimientos.

Ha participado en diferentes proyectos de I+D+i financiado por fondos nacionales e internacionales, destacando los proyectos de riesgos naturales en colaboración con el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Como investigador ha participado en varios artículos en revistas científicas nacionales e internacionales.



**DÑA. JESICA RODRÍGUEZ MARTÍN**

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos  
Diplomada en Estudios Avanzados,  
Departamento de Ingeniería Civil:  
Ordenación del Territorio, Urbanismo y  
Medio Ambiente(UPM)  
Ingeniera Técnica de Obras Públicas,  
especialidad Hidrología (ULL)  
Oficina Técnica y Estudios de Obra,  
Empresa Constructora SATOCAN, S.A.  
jrodriguez@satocan.com

Máster en Ingeniería del Agua por la Universidad de Sevilla, desde el año 2007 hasta la actualidad desempeña su trabajo como responsable de la oficina técnica y estudios de obra en la Empresa Constructora SATOCAN, S.A. realizando direcciones de obra, asistencia técnicas y ejecutando las memorias técnicas para las licitaciones a obras del Ministerio de Fomento en las islas Canarias, Gobierno de Canarias, Cabildos, Ayuntamientos y entidades privadas en el ámbito de la obra civil.

Esta labor la desempeña a la vez que publica artículos en revistas de investigación y capítulos en libros técnicos.



**D. JAVIER GONZÁLEZ-GALLEGO**

Geólogo

Laboratorio de Geotecnia CEDEX.

Ministerio de Fomento

[javier.gonzalez@cedex.es](mailto:javier.gonzalez@cedex.es)

Licenciado en Ciencias Geológicas por la Universidad de Granada (1986-1991). Desde el año 1992 trabaja en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX donde actualmente ocupa el cargo de Director de Programa en el Área de Auscultación y Ensayos de Campo.

Es el coordinador del Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica organizado por el CEDEX y la UNED, donde lleva siendo profesor desde el año 1997.

Ha participado, tanto como ponente como organizador, en más de 30 congresos, seminarios, cursos, etc, tanto internacionales como nacionales; fundamentalmente en relación con la estabilidad de laderas y las clasificaciones geomecánicas.

Es autor de numerosos artículos y capítulos de libros en publicaciones del ámbito de la geotecnia.

Es editor del libro "Volcanic rock mechanics" publicado con motivo del "3rd International Workshop on Rock Mechanics and Geoenvironment in Volcanic Environments".

Ha sido revisor de los artículos publicados en el Congreso Europeo de Mecánica de Rocas celebrado en Vigo en 2014.

Es revisor de artículos en la revista Ingeniería Civil.

Actualmente es el Secretario General de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas



**D. MIGUEL LLORENTE ISIDRO**

Licenciado en C.C. Geológicas  
Instituto Geológico y Minero de España.  
Ministerio de Economía y Competitividad  
m.llorente@igme.es

Licenciado en Ciencias Geológicas por la Universidad de Salamanca (2003), Grado de Salamanca sobre Modelización en Riesgos Geológicos (2004), Master en Hidrología General y Aplicada por el Centro de Exerimentación de Obras Públicas de España (2005), Diploma de Estudios Avanzados por la Universidad Complutense de Madrid (2005).

Actual Jefe de la Unidad Territorial de Galicia del Instituto Geológico y Minero de España.

Experto Europeo en Riesgos Naturales del Grupo de Trabajo de la Directiva INSPIRE.

Representante del Centro Nacional de Referencia de Riesgos Naturales de España.

Durante 10 años ha trabajado en el Área de Riesgos Geológicos del Instituto Geológico y Minero de España

En su faceta investigadora destaca la publicación de más de 50 artículos en revistas científicas nacionales e internacionales.

Ha participado en más de 50 eventos como organizador y ponente de cursos, seminarios, workshops, congresos y máster.



**D. MAURO MUÑOZ MENÉNDEZ**

Geólogo  
Laboratorio de Geotecnia – CEDEX  
Ministerio de Fomento  
mauro.muniz@cedex.es

Licenciado en Geología por la Universidad de Oviedo (2007).

Master en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, CEDEX-UPM (2009).

Master en Ingeniería Geológica y Geotécnica por la Universidad Complutense de Madrid (2011).

Su labor profesional se ha centrado en el ámbito de la geotecnia, participando en numerosos proyectos de edificación y obra civil.

Vinculado al CEDEX desde 2009, ha desarrollado labores de investigación en mecánica de rocas, materia de la que imparte clases en el master organizado por este organismo. De esta labor investigadora han surgido varias publicaciones y ponencias presentadas en congresos nacionales e internacionales.

Desde 2013 es vocal del área de estudios geológicos en la junta directiva de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR).



**DÑA. MARÍA SANTANA RUIZ DE  
ARBULO**

Geóloga

Laboratorio de Geotecnia del CEDEX  
Maria.S.Ruiz@cedex.es

Licenciada en Ciencias Geológicas por la Universidad del País Vasco (1995-2000) y Máster en Ingeniería Geológica por la Universidad Complutense de Madrid (2000-2002).

La mayor parte de su carrera profesional se ha llevado a cabo en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, realizando numerosos estudios sobre las propiedades y el comportamiento de suelos y rocas.

Ha participado en varios proyectos internacionales, siendo su aportación más significativa la elaboración de mapas de alerta temprana de desastres y mitigación de riegos en Morazán (El Salvador).

Su actividad investigadora incluye la publicación de 8 artículos en congresos internacionales y 5 en congresos nacionales, relacionados, principalmente, con la estabilidad de laderas y la caracterización de materiales volcánicos.

Su actividad se completa con la elaboración de material didáctico para la Formación Profesional en materia de sondeos y excavaciones.



**DÑA. Mª CANDELARIA LÓPEZ  
FELIPE**

Geóloga

Empresa Estudios del Terreno S.L.  
maria@estudiosdelterreno.com

Licenciado en Ciencias Geológicas por la Universidad de Salamanca (1990-1995). Es socia fundadora en el año 2000 de la empresa ESTUDIOS DEL TERRENO S.L., donde compatibiliza labores de dirección del laboratorio GTC con la dirección de proyectos.

En su faceta investigadora destaca la participación en proyectos de investigación y en congresos y seminarios técnicos de ámbito nacional.

Miembro de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas y colaboradora con la Universidad de La Laguna.

Ha participado en la elaboración y dirección de más de 1000 estudios e informes geotécnicos en Canarias.



**Dr. MIGUEL ÁNGEL FRANESQUI GARCÍA**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria  
[miguel.franesqui@ulpgc.es](mailto:miguel.franesqui@ulpgc.es)

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos por la Universidad de Cantabria (1994) y Doctor por la Universidad Politécnica de Madrid (2012).

Profesor titular del Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes y Subdirector de la Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles de la ULPGC.

Accésit en la IV Edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras "Juan Antonio Fernández del Campo" de la Fundación de la Asociación Española de la Carretera (2012), así como Premio Dragados y Construcciones S.A.-Fundación Leonardo Torres Quevedo de la UC (1996).

Profesor visitante en el Departamento de Ingeniería Civil y Medioambiental de la Helsinki University of Technology, Finlandia (2004) y en el Departamento de Ingeniería Civil, del Medioambiente y de la Arquitectura de la Università degli Studi di Parma, Italia (2005).

Sus líneas de investigación se han centrado principalmente sobre los pavimentos asfálticos (materiales, ciclo de vida, mecanismos de fisuración, auscultación, sostenibilidad y fabricación de mezclas a baja temperatura), sobre las rocas y áridos volcánicos y sobre problemas geotécnicos en estos materiales. Ha dirigido dos servicios externos departamentales de la ULPGC y ha participado en varios proyectos de investigación. Su actividad investigadora ha producido más de una treintena de publicaciones y cerca de cuarenta aportaciones en congresos. Ha sido miembro del comité científico de varios congresos internacionales y evaluador externo de proyectos de I+D+i.

Ha llevado a cabo la organización y dirección académica de 38 cursos, jornadas y seminarios en el ámbito de la tecnología de carreteras. Ha impartido docencia en más de veinte de esos cursos.

Además, ha desarrollado también su actividad profesional en empresas constructoras, así como proyectista y consultor técnico en más de una treintena de proyectos y estudios para diferentes Administraciones canarias y entidades privadas.



**D. RAFAEL JUAN LARIO BÁSCONES**

Ingeniero de Minas  
 Consejería de Empleo, Industria y Comercio  
 Dirección General de Industria y Energía  
 Gobierno de Canarias  
 rlarbas@gobiernodecanarias.org

Ingeniero de Minas por la Universidad Politécnica de Madrid. Actual Jefe de Sección de Coordinación de Explotaciones y Seguridad Minera.

Empieza su andadura profesional en 1994 en el Centro de Innovación y Tecnología **Aitemin**, dedicado principal, aunque no únicamente, al diseño, implementación e instalación de sistemas de control ambiental en atmósferas explosivas y participando en varios proyectos de investigación europeos y Congresos Internacionales de Minería y Metalurgia. Hasta 2005 trabaja sobre el terreno en las principales minas subterráneas de carbón españolas, compaginando el trabajo técnico con la docencia a nivel de formación para electricistas mineros en la Fundación Barredo (Asturias).

En 2005 da el salto al sector público como funcionario de carrera, primero como técnico actuario y más tarde como Asesor Técnico de Medioambiente Minero en el Departamento de Minas de la Junta de Andalucía, en la provincia de Córdoba.

Desde 2008 desarrolla su labor en el Servicio de Minas de la Dirección General de Industria y Energía del Gobierno de Canarias, primero como Jefe de Sección de Recursos y Explotaciones Acuíferas y desde 2013 ocupando su actual puesto. Desde el primer momento se dedica a las tareas de inspección de las condiciones de seguridad de las explotaciones de aguas subterráneas en Canarias, examinando sobre el terreno más de un centenar de pozos y galerías, aprovechando dichas visitas para desarrollar paralelamente una labor investigadora y de divulgación que se plasma a través de su participación en diferentes Workshops, Congresos, publicaciones y como docente en cursos oficiales relacionados con el sector.

Es colaborador del grupo de investigación de la Universidad de La Laguna INGENIA, Ingeniería Geológica, Innovación y Aguas.



**Dr. ROBERTO PONCELA PONCELA**

Dr. por la Universidad de Alicante. Programa Ingeniería de los Materiales, Agua y Terreno  
Eurogeólogo (Federación Europea de Geólogos)  
Geólogo Profesional Especialista en Hidrogeología y Medioambiente (ICOG)  
Licenciado en Ciencias Geológicas: Sección Geología Aplicada (UB)  
Masters en Hidrología Subterránea (UPC) y en EIA (IIE)  
rponcela\_geo@yahoo.es

Geólogo Consultor con 30 años de experiencia profesional, de los que más de 20 se han desarrollado en terrenos de naturaleza volcánica (Islas Canarias y Sudamérica), en temas relacionados con Hidrogeología, Medioambiente y Evaluación de Impacto Ambiental, e Ingeniería Geológica y Geología aplicada a las Obras Públicas y a la Minería.

Investigador Visitante en la IAEA (Organismo Internacional de Energía Atómica en Viena, 1991) y en el USGS (Servicio Geológico de Estados Unidos, 1992).

Profesor colaborador adscrito (Barcelona: 1989-1992) a las asignaturas "Hidrología Subterránea" (ETS Ing. CCyP, UPC), y a la asignatura "Hidráulica e Hidrología" (EU ITOP, UPC).

Ha participado en diversos Proyectos públicos de I+D+i y privados (desde 1988).

Ha escrito más de 35 publicaciones técnico-científicas (desde 1986) presentadas en libros, revistas, monografías, congresos y simposios, tanto nacionales como internacionales.

Perito Judicial de la Comunidad Autónoma de Canarias (desde 2000).

Expositor/consultor internacional (desde 2010) para capacitación y proyectos en Hidrogeología y Medioambiente en el ámbito de la minería para CAMIPER (Cámara Minera del Perú).

Delegado de la Junta de Gobierno del ILUSTRE COLEGIO OFICIAL DE GEÓLOGOS (ICOG) en la Comunidad Autónoma de Canarias (desde 2012).

Ha impartido diversas ponencias en Cursos Universitarios organizados por la Universidad de La Laguna - Fundación General (desde 2013).

Miembro del grupo de investigación INGENIA (Ingeniería Geológica, Innovación y Aguas) de la Universidad de La Laguna (desde 2013).



**Dr. JOSÉ ANTONIO RODRÍGUEZ LOSADA**

Doctor en Ciencias Geológicas

Universidad de La Laguna

[jrlosada@ull.edu.es](mailto:jrlosada@ull.edu.es)

Doctor en Ciencias Geológicas por la Universidad Complutense de Madrid desde 24 de junio de 1988.

Comenzó a prestar sus servicios como docente e investigador en el Departamento de Geología de la Universidad de La Laguna en octubre de 1983.

Obtuvo la plaza de Profesor Titular de Universidad en el Departamento de Edafología y Geología de la Universidad de La Laguna en abril de 1990.

Desde el comienzo de su actividad universitaria, trabajó en temas relacionados con el campo de la volcanología. Posteriormente, empezó a compartir la investigación en volcanología con la actividad en el campo de la Geología Planetaria. Ha impartido las asignaturas de Geología General en la Facultad de Biológicas de la ULL, Geología Aplicada en la Escuela de Ingeniería Civil de la ULL, Geología y Climatología en la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agraria, Astrogeología en la Facultad de Biología de la ULL. Los cursos de doctorado sobre "Volcanología Aplicada: materiales, estructuras y métodos", "Exobiología" y "Fotogeología y Cartografía de regiones volcánicas" en la Universidad de La Laguna. Participó en 9 ediciones del curso internacional de Volcanología y Geofísica Volcánica del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, desde 1991 hasta 2000.

Es codirector de 2 tesis doctorales y de 7 trabajos de investigación para la obtención del DEA.

Desde el año 2003 hasta la actualidad comenzó a realizar trabajos de investigación en el campo de la Geotecnia mediante la participación en varios proyectos de investigación y asistencias técnicas para realizar el primer estudio sistemático de las propiedades geotécnicas de las rocas volcánicas de las Islas Canarias y para la elaboración de los mapas de zonificación geotécnica de la Comunidad Autónoma de Canarias. Sus publicaciones abarcan fundamentalmente temas de Volcanología, de Geología Planetaria y de Geotecnia.

Ha publicado 52 artículos en revistas nacionales y extranjeras y 64 artículos en congresos y reuniones científicas nacionales e internacionales.

Es Colaborador Científico del Instituto Volcanológico de Canarias (INVOLCAN) y miembro de la Sociedad Geológica de España, Sociedad Española de Mecánica de Rocas, Ilustre Colegio Oficial de Geólogos y Asociación Española para la Enseñanza de las Ciencias de la Tierra.





## OTROS LIBROS EDITADOS

2015. Restauración de la Cubierta Vegetal y de espacios Degradados en la región de la Macaronesia. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes. (en imprenta).

2014. Investigación, Gestión y Técnica Forestal, en la Región de la Macaronesia. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp 326. ISBN: 978-84-617-3391-0.

2014. Climate Change and Restoration of Degraded Land. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp. 589. ISBN 978-8-617-1377-6.

2014. Natural Hazards & Climate Change. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp. 211. ISBN 978-84-617-1060-7.

2013. Ensayos geotécnicos de suelos y rocas. Universidades de Alicante y de La Laguna. Universidad de Alicante y universidad de La Laguna, pp 475. ISBN: 978-846165397-3.

2013. La playa de La Arena en Tacoronte: Historia de la estabilidad de una ladera. Ediciones IDEA, pp 101. ISBN 978-84-15872-65-8.

2013. Avances en la Investigación de los Recursos Hídricos en Islas y Terrenos Volcánicos. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp. 274. ISBN 978-84-616-3860-4.

2013. Hidrología y Recursos Hídricos en Islas y Terrenos Volcánicos. Métodos, Técnicas y Experiencias en las Islas Canarias. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp. 556. ISBN 978 -84 -616 -3858 -1.

2013. Environmental Security, Geological Hazards and Management. Tenerife: Universidad de La Laguna, pp. 233. ISBN 978-84-616-2005-0.

2013. Ingeniería Forestal y Ambiental en Medios Insulares. Técnicas y Experiencias en las Islas Canarias. Madrid: Colegio de Ingenieros de Montes, pp 654. ISBN 978-84-616- 3859-8, pp 477. ISBN 978-84-616-5397-3.

2012. Minería del agua y recursos hídricos en islas y terrenos volcánicos. Tenerife: Universidad de La Laguna. ISBN 978-84-695-6588-9.

2012. Laboratorio virtual de mecánica de suelos y rocas. Tenerife: Universidad de La Laguna. ISBN 978-84-695-6589-6.

2010. Volcanic Rock Mechanics. CRC Press/Balkema, pp, 355. ISBN 978-0-415-58478-4



# ENTIDADES Y EMPRESAS COLABORADORAS

**Ingenia**  
Ingeniería Geológica, Innovación y Aguas



**Gobierno de Canarias**  
Consejería de Obras Públicas  
y Transportes  
Viceconsejería de Infraestructuras  
y Transportes





# INGENIERÍA GEOLÓGICA EN TERRENOS VOLCÁNICOS

## MÉTODOS, TÉCNICAS Y EXPERIENCIAS EN LAS ISLAS CANARIAS

---

La presente obra es un compendio de conceptos, metodologías y técnicas útiles para acometer proyectos y obras en terrenos volcánicos desde el punto de vista de la ingeniería geológica y la geotecnia.

El libro se presenta en tres partes diferenciadas. La primera es conceptual y metodológica, con capítulos que tratan sobre la clasificación de las rocas volcánicas con fines geotécnicos, la caracterización geomecánica, los problemas geotécnicos y constructivos asociados a los distintos materiales, y una guía metodológica para la redacción de informes geotécnicos para la edificación. La segunda parte aborda las aplicaciones a obras de ingeniería, incluyendo deslizamientos, obras subterráneas, infraestructuras marítimas y obras públicas. La tercera parte recoge capítulos dedicados a describir distintos casos prácticos de obras y proyectos en los que la problemática geotécnica en terrenos volcánicos ha tenido un papel relevante.

Los capítulos han sido elaborados por técnicos y científicos de reconocido prestigio en el campo de la ingeniería geológica en terrenos volcánicos, que han plasmado en ellos sus conocimientos y experiencias en la materia. Los editores y autores de parte de los capítulos del libro, los Doctores Luis E. Hernández Gutiérrez (Geólogo) y Juan Carlos Santamarta Cerezal (Ingeniero de Montes, Civil y Minas), son los responsables del grupo de investigación INGENIA (Ingeniería Geológica, Innovación y Aguas). Su actividad investigadora comprende más de 200 publicaciones en el área de la ingeniería geológica, la geotecnia, medio ambiente y el aprovechamiento del agua en islas y terrenos volcánicos. En relación a la docencia han impartido y dirigido más de 90 seminarios y cursos de especialización a nivel nacional e internacional, incluyendo la organización de 4 congresos internacionales. Fueron premiados por la Universidad de La Laguna en los años 2012, 2013 y 2014 por su calidad docente e innovación universitaria, y son pioneros en los laboratorios virtuales para la enseñanza de la ingeniería. Participan activamente como profesores colaboradores e investigadores en varias universidades e instituciones españolas e internacionales. Todas sus publicaciones están disponibles en internet, con libre acceso.

Ingeniería geológica en terrenos volcánicos, es una obra de gran interés para, consultores, técnicos de administraciones públicas, proyectistas y demás profesionales implicados en obras y proyectos de infraestructuras en terrenos volcánicos; también es útil para académicos y estudiantes de ingeniería o ciencias geológicas que quieran investigar o iniciarse en las singularidades que presentan los materiales volcánicos en la edificación o en la ingeniería civil y minera.



ISBN 978-84-608-5072-4

