VIII Simposio Nacional
sobre
Taludes y Laderas Inestables

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

E. Alonso, J. Corominas y
M. Hürlimann (Eds.)

Palma de Mallorca, 11 – 14 de Junio de 2013

Volumen II





VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables

E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)

Publicado por
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)

Barcelona, España

Primera edición, junio 2013

© Los autores

Impreso por:
DSIGNUM Estudi Gràfic, s.l., Barcelona, Spain

Depósito legal: B-12795-2013

ISBN VOL. II: 978-84-941407-0-9
ISBN OBRA COMPLETA: 978-84-941004-9-9

Presentación

En Junio de 2013 tiene lugar en Palma de Mallorca el **VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables**.

Este Simposio se ha consolidado como un foro independiente, abierto y pluridisciplinar, con el objeto de difundir los conocimientos entre los miembros de las comunidades técnica y académica, entre los investigadores, presentar los avances recientes y fomentar la discusión entre técnicos y científicos que trabajan en este apasionante campo.

En los últimos años, especialmente desde finales de 2008, se han producido en la Isla de Mallorca diversos desprendimientos y deslizamientos que han llamado poderosamente la atención por su número y dimensiones. El debate sobre la causa de esta anómala concentración de eventos, incluyendo la influencia del cambio climático, sigue abierto a día de hoy.

La edición 2013 es una excelente oportunidad para conocer de primera mano los detalles de estos eventos, los reconocimientos y soluciones adoptadas, así como las enseñanzas extraídas.

Como en anteriores ocasiones, el Simposio tiene además por objetivo la presentación y discusión de los progresos realizados en los diversos ámbitos temáticos.

Palma de Mallorca, Junio de 2013

Comité Organizador

Rosa María Mateos
Joan Rius
Inmaculada García
Eduardo Alonso
Jordi Corominas
Marcel Hürlimann

Comité Organizador Local

Mateu Oliver
Sergi Cruz
José Martí
Joan Rius
Raúl Aguiló
Bernardí Gelabert
Rosa M. Mateos
Inmaculada García
Borja López

Entidades Patrocinadoras

Caixa Forum, Palma de Mallorca
Consell Insular de Mallorca

Organizan

Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona (ETSECCPB)
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)
Instituto Geológico y Minero de España

Entidades Colaboradoras

Asociación Española de Geología Aplicada a la Ingeniería
Comité Nacional Español de Grandes Presas
Sociedad Española de Geomorfología
Sociedad Española de Mecánica de Rocas
Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica
Asociación de Geólogos de las islas Baleares AGEIB
Universitat de Les Illes Balears

Comité Científico

Antonio Abellán
U. Lausana
Eduardo Alonso
U.P. Catalunya
Manuel Arlandi
Geoconsult
José M Azañón
U. Granada
Jordi Corominas
U.P. Catalunya
Joaquín Celma
U.P. Valencia
José Chacón
U. Granada
Enrique Dapena
CEDEX
Ventura Escario
Consultor
Carlos Delgado
U.P. Madrid
Luis Fernández
CYGSA
Mercedes Ferrer
IGME
Antonio Gens
U.P. Catalunya
José A. Gili
U.P. Catalunya
Rene Gómez
C. Hidrográfica Hebro
Luis González de Vallejo
U. Complutense
J.M. Gutiérrez Manjón
FCC
Gerardo Herrera
IGME
Marcel Hürlimann
U.P. Catalunya
Francisco A. Izquierdo
U.P. Valencia
José L. justo Alpañés
U. Sevilla
Alberto Ledesma
U.P. Catalunya
Alejandro Lomoschitz
U. Las Palmas GC
Carles López Carreras
Eurogeotécnica
Roberto Luis Fonseca
Geobrugg Iberica
Rosa María Mateos
IGME
Carlos Monge
ADIF
Vicente Navarro
U.C. La Mancha
Claudio Olalla
U.P. Madrid
Pere Oller
IGC
Luis Ortuño
URIEL y Asociados
Carlos Oteo
U. Coruña
Fernando Pardo de Santayana
CEDEX
Manuel Pastor
U.P. Madrid
Aurea perucho
CEDEX
Isabel Reig
ACCIONA
Juan Remondo
U. Cantabria
José M. Rodríguez-Ortiz
U.P. Madrid
Manuel Romana Ruiz
U.P. Valencia
Moisés Rubín de Célix
Ministerio de Medio Ambiente
Eugenio Sanz
U.P. Madrid
Cesar Sagaseta
U. Cantabria
José B. Serón
U.P. Valencia
Davor Símic
Ferrovial Agroman
Antonio Soriano
U.P. Madrid
Meaza Tsige
U. Complutense
Pedro Varona
ITASCA
Joan M. Vilaplana
U. Barcelona
Irene Villegas
CEMOSA

ÍNDICE

CONFERENCIAS INVITADAS

La Mallorca Inestable
R.M. Mateos *23*

Estabilidad de Taludes de Cierre de Vertederos de Residuos *P. Lapeña, J. Cañizal, C. Sagaseta, A. Da Costa y J. Castro* *35*

Auscultación de Movimientos de Ladera para la Implementación de Sistemas de Alerta. Ejemplos del Pirineo y Prepirineo Central y Oriental
M. Hürlimann, J. Moya, C. Abancó y I. Vilajosana *51*

Estabilización de Taludes Mediante Pilotes
L. Ortuño Abad y T. Murillo Pérez *83*

Taludes de Gran Altura. Enfoque Actual
M. Romana Ruiz *123*

Modelling of Landslide Propagation: a SPH Approach
M. Pastor, T. Blanc, M. Martin Stickle, P. Dutto, P. Mira, J.A. Fernández Merodo, S. Sancho y A.S. Benítez *152*

CARACTERIZACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS

Paleodeslizamientos como Agente Espeleogenético. Casos en las Sierras de las Estancias y el Saliente (N de Almería) *A. González Ramón y R.M. Mateos* *183*

El Deslizamiento de es Marroigs (Fornalutx, Mallorca) de 1924. Aportaciones de Bartomeu Darder I Pericàs
R.M. Mateos, I. García-Moreno, E. Palmer, G. Herrera y F.J. Roldán *195*

Propuesta de Mejora de la Sensibilidad del Ensayo Slake Durability Test para la Caracterización de Taludes Excavados en Rocas Arcillosas
J. Martinez-Bofill, J. Corominas, A. Soler, R. Polvoreda y J.A. Navarro *207*

Toponimia en Laderas Inestables: el Caso de los Pirineos y Zonas próximas
X. Planas Batlle *219*

Análisis e Interpretación Geológica del Fondo Documental FRT sobre Eventos de Movimientos de Ladera en España en el Siglo XIX
A.L. Moreno Carrero, M.G. Garzón Heydt y A. Díez-Herrero *231*

Influencia de las Capas Competentes de Pequeña Potencia en la Estabilidad de Taludes con Litologías Carbonatadas Tipo Flysch de la Provincia de Alicante
M. Cano, R. Tomás y J. García-Barba *243*

Estimación de la Erosión Producida por las Corrientes de Derrubios Mediante Técnicas de Minería de Datos con Datos de Campo y Topográficos
C. Abancó y M. Hürlimann *254*

ESTABILIDAD

Factores de Seguridad en la Estabilidad de Taludes de Acuerdo con el Eurocódigo EC-7 y el Anejo Nacional Español
J. Estaire y G. Olivenza *269*

Papel del Agua Subterránea en la Concentración de Arcillas de Elevada Plasticidad a la Base de Deslizamientos (Caso de Diezma, Granada, España)
J.M. Azañón, J. Castro, F.J. Lamas, M.J. Rodríguez-Peces y C. Ureña *281*

¿Por qué Calcular sólo a Rotura? Estado Límite de Servicio = Deformación Máxima Admisible. Software BIOS
R. Majoral, J. Valdes, A. Eseverri y G. Giacchetti *290*

Rotura Plana Diferida de un Desmonte en Pizarras Paleozoicas
E. Alonso, D. Tarragó y E. Romero *302*

Cálculo de Estabilidad de Terraplenes sobre Terrenos Blandos Reforzados Mediante Columnas de Mezcla Profunda (DMM)
S. Melentijevic y P. Morilla *314*

Influencia del Desembalse en la Estabilidad de una Ladera. Caso Real
N.M. Pinyol, E.E. Alonso, J. Corominas y J. Moya *326*

Importancia de la Presencia de Niveles de Caolin en la Estabilidad y Drenaje de Taludes: el Caso de un Desmonte en la Aautovia A-52 de Orense a Pontevedra
E. Sanz Pérez, I. Menéndez Pidal, A. Lomoschitz Mora-Figueroa y P. Sanz de Ojeda *337*

SUSCEPTIBILIDAD

Peligrosidad de los Movimientos de Ladera en la Vertiente Meridional de Sierra Nevada (Granada) a partir de la Estimación Multi-Técnica de la Actividad
J.D. Jiménez-Perálvarez, C. Irigaray Fernández, R. El Hamdouni Jenoui, T. Fernández del Castillo, J.A. Palenzuela Baena, D. Costanzo y J. Chacón Montero *351*

Análisis de la Susceptibilidad a los Desprendimientos Rocosos en la Isla de Ibiza. Identificación de las Zonas de Mayor Riesgo
S. Farriol Cristóbal, R.M. Mateos y M. Vilaplana *363*

Análisis de la Susceptibilidad de las Inestabilidades de laderas por Efectos Sísmicos en los Andes Ecuatorianos
D. Gordón y M.J. Rodríguez-Peces *375*

Análisis de la Susceptibilidad por Caída de Rocas en un Tramo de la Carretera C-13 en Camarasa (la Noguera-Catalunya) a Partir de Datos LIDAR
M. Guinau, J. Mencos, N. Marsal y E. Álvarez *387*

Análisis Geomorfológico de la Susceptibilidad al Deslizamiento Traslacional de un Macizo Rocoso sobre la GC-2 en el Tramo de El Rincón, Gran Canaria
J. Yepes Temiño, C. Cabrera Fuentes, M. Martin Betancor y M.J. Rodríguez-Peces *399*

Posible Interrupción de la Autovía GC-2 (Gran Canaria) por Deslizamientos y Desprendimientos Rocosos: Análisis de Estabilidad del Acantilado de el Rincón
M.J. Rodríguez-Peces, J. Yepes y C. Cabrera Fuentes *411*

ESTABILIDAD-CASOS PRÁCTICOS

Los Megadeslizamientos de las Islas de Fogo (Cabo Verde) y el Hierro (Canarias), Diferencias y Semejanzas: una Revisión
A. Lomoschitz Mora-Figueroa y I. Galindo Jiménez *425*

Descripción y Caracterización Geotécnica del Deslizamiento, de abril de 2009, del Talud del IES Santa Margalida, Mallorca, Illes Balears
M. Oliver..... *437*

Análisis Retrospectivo de la Desestabilización de un Muro de Escollera en Obra Urbana
S. Alija, F.J. Torrijo, R. Valiente y S. Sobrecases *448*

Implicaciones Geotécnicas de las Sucesivas Reactivaciones del Deslizamiento de Pajonales-Rosiana(Depresión de Tirajana, Gran Canaria)
M.J. Rodríguez-Peces, J. Yepes, M. Tsige y B. Carrera..... *460*

Determinación de Mecanismos de Deslizamientos en Areas Urbanizadas de la Sierra de las Apretaderas, Término de Alcuzcuz, Benahavís, Málaga *I. Menéndez Pidal, E. Sanz Pérez, A. Lomoschitz Mora-Figueroa y L. Jiménez Donaire* ... *472*

Caracterización y Efectos de las Posibles Reactivaciones en el Pie del Gran Deslizamiento del Forn de Canillo (Andorra)
M. Vilalta, J. Torrebadella y J.M. Vilaplana *484*

PELIGROSIDAD Y RIESGOS

Reconstrucción de la Frecuencia de Corrientes de Derrubios en el Barranc d'Erill
C. Raïmat, R. Luis Foncesa, M. HÜRLIMANN, J. Corominas y J. Fernandez *519*

Análisis del Riesgo por Desprendimientos Rocosos en Zonas Urbanizadas: Aplicación en Cala LLamp (Andratx, Mallorca)
I. García-Moreno, R.M. Mateos, P. Reichenbach y G. Herrera *530*

Aplicación del Indice RHRS para la Evalucación del Riesgo de Inestabilidad de Taludes en la Carretera MA-10 de la Serra de Tramuntana de Mallorca
J.M. Rius Gibert y R. Aguiló..... *542*

Exposición a los Desprendimientos de Rocas en Montserrat
S. Fontquerni, J.M. Vilaplana, M. Guinau y M.J. Royán..... *554*

Metodología para la Evaluación Cuantitativa del Riesgo por Desprendimientos de Rocas en Escala Específica y Local
J. Corominas, O. Mavrouli, J. Moya y R. Ruiz..... *566*

Marco de Acción Global para Reducción de Desastres y Campaña de la UN/ISDR para Mejorar la Resiliencia de las Ciudades
L.M. Laguna Megal y H. Molin Valdés *578*

Risk Assessment of a Unstable Cliff above a Housing Estate in Vully-les-Lacs, Switzerland
J. Fretz, E. Prina Howald, C. Bonnard y J.-D Berchten..... *590*

Relación Magnitud-Frecuencia de Cicatrices por Desprendimientos de Rocosos, Utilizando Datos de Láser Escáner Terrestre
D. Santana, J. Corominas, O. Mavrouli y D. García-Sellés *602*

El Mapa Para la Prevención de Riesgos Geologicos de Cataluña 1:25 000: Aplicación de una Metodología a Escala Regional para la Evaluación de la Susceptibilidad a Generar Flujos Torrenciales
M. González, J. Pinyol, M. Camafort, J. Vilaplana y P. Oller *614*

Valoración de 10 Años de Mitigación del Riesgo de Caída de Rocas en el Cremallera de Montserrat
M. Janeras, J. Palau, E. Prat, J. Pons, H. Rodríguez, P. Martínez y J. Comellas *624*

SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN PARA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Medidas Correctoras Frente al Riesgo por Desprendimiento en Zonas Urbanas. El Caso de Montoro (Córdoba). Integracion Paisajística
F.J. Roldán, R.M. Mateos, J.M. Azañón y P. Mateos *639*

Estabilización del Contorno Rocoso de un Yacimiento Arqueológico (Cova del Rinoceront) Ubicado en un Antiguo Frente de Excavación de una Cantera de Roca Caliza en Castelldefels (Barcelona)
E. Terrado, M. Sanz, J. Daura y M. Méndez *649*

Experiencias de Aplicación de Barreras Dinámicas de Alta Energía como Elemento para la Creación de una Zona de Sombra frente a Desprendimientos en Obras Lineales
R. Luis-Fonseca, A. Sanz y C. Raïmat *661*

Actuaciones de Protección ante Desprendimientos Rocosos en las Carreteras de la Serra de Tramuntana. El Caso del Gorg Blau del 31 de Diciembre de 2008
J. Rius Gibert, C. Massanet y C. Raïmat *673*

Soluciones y Dificultades en la Estabilización del Escarpe Urbano en Chinchilla de Montearagón
F. Puell y N. Pastrana *685*

Malla de Triple Torsión: la Solución más Usada, se Actualiza. Nueva Norma Europea, EN-10223-3 y Nuevos Productos
R. Majoral, J.L. Valdes y A. Eseverri *693*

Problemas Planteados y Medidas Correctoras Adoptadas en la Excavación del Desmonte Nº 8 de la CV-13 (Castellon)
F.A. Izquierdo Silvestre, F. Zamarbide García y M.E. Garrido de la Torre *705*

Reconocimiento Geológico y Métodos de Estabilización de Taludes Rocosos en Formaciones Volcánicas del Sur de Gran Canaria y Fuerteventura, Islas Canarias
A. Lomoschitz Mora-Figueroa, A. Cilleros Conde, E. Sanz Pérez y I. Menendez-Pidal de Navascués *715*

Análisis de las Medidas Correctoras en Inestabilidades de Taludes con Litologías Carbonatadas tipo Flysch de la Provincia de Alicante
M. Cano, R. Tomás y J. García-Barba *726*

TÉCNICAS DE AUSCULTACIÓN

Análisis de la Deformación Precursora en Desprendimientos de Rocas Mediante LiDAR Terrestre
M.J. Royán, A. Abellán, J.M. Vilaplana, M. Jaboyedoff y J. Calvet *741*

Análisis y seguimiento de las laderas del Monasterio de Montserrat mediante LiDAR Terrestre
M.J. Royán, M. Guinau, J.M. Vilaplana y A. Abellán *751*

Ladera Inestable en Leintz-Gatzaga. Estudio Geotécnico y Control del Deslizamiento con Técnicas Terrestres y Espaciales
B. Gascón, G. Bru, A.G. Camacho, M. Avellaneda, J.F. Prieto, P.J. González, G. Herrera, J.J. Mallorquí, K.F. Tiampo, J.A. Navarro, A. Morales y J. Fernández..... *763*

Monitorización de Deslizamientos del Terreno con SAR Terrestre
M. Crosetto, O. Monserrat, G. Luzi, M. Cuevas-González, N. Devanthéry y R. Copons Llorens..... *775*

Monitorización de Deslizamientos muy Lentos en el Valle de Tena (Pirineo Central, España) Mediante Análisis de Imágenes SAR Multi-banda
J.C. García-Davalillo, G. Herrera, F. Gutiérrez, M. Hernández, J. Guerrero, D. Notti, J.P. Galve, J.A. Fernández-Merondo, G. Cooksley y T. Strozzi..... *787*

Consideraciones sobre el Deslizamiento del Forn de Canillo (Principat d'Andorra) a partir de Datos de Interferometría Radar y Nuevas Observaciones sobre el Terreno
J. Corominas, R. Iglesias, A. Aguasca, J.J. Mallorquí, X. Fàgregas, X. Planas y J.A. Gili *799*

Metodología para Mejorar el Análisis de Datos Satélite Radar en el Estudio de los Movimientos de Ladera: Resultados del Proyecto FP7 DORIS en la Serra de Tramuntana (Mallorca)
S. Bianchini, G. Herrera, R. Mateos, I. García-Moreno, O. Mora, C. Sánchez, J.C. García-Davalillo, M. Sanabria, M. López y J.A. Merodo *811*

Monitorización de un Talud en Yesos Mediante Laser Scanner Terrestre (TLS): el Caso de la Peña de Finestrat, Alicante
R. Tomás, A. Abellán, M. Cano, M. Jaboyedoff, J. Delgado, J.M. Saval, A. Tenza y F. Baeza *821*

Medida de los Desplazamientos en un Talud Inestable Sobre la Autovia A-44 Mediante Técnicas de Láser Escáner Terrestre
J.L. Pérez García, T. Fernández del Castillo, E. Mata de Castro, M.A. Hernández Caro, A. López Arenas, F.J. Cardenal Escarcena, A. Mozas Calvache y J. Delgado García..... *833*

Determinacón de la Causa de un Deslizamiento de Ladera, el Caso de la Font del Molla (Els Cortals D'Encamp), Principado de Andorra: Comparación entre Ensayos de Trazador e Infiltrometías y el Uso de la Resonancia Magnética Nuclear de Superficie (SNMR)
V. Turu, MªC. Gutiérrez y X Ros *845*

Resultados Preliminaries del uso de Piezómetros de Cuerda Vibrante como Herramienta a Considerar para el Estudio de la Generación de Deslizamiento en Morrenas Glaciales
C. Raïmat, M. Zarroca, M. Hürlimann, J. Corominas y R. Luis Fonseca *857*

Empleo de una Plataforma Aérea Ligera No Tripulada (UAV) y Técnicas Fotogramétricas para el Estudio de una Zona Inestable en la Guardia de Jaén
T. Fernández, J.L. Pérez, A. López, J.M. Gómez, M. Sánchez, F.J. Cardenal, J. Delgado y A.M. Pérez de la Torre *869*

Análisis Cinemático de un Talud Carretero de la Provincia de Jaén Mediante Técnicas de Laser Escáner Terrestre
F. Moya Giménez, J.L. Pérez García, T. Fernández del Castillo y J. Chacón Montero... *881*

Estimación de la Magnitud de Procesos Torrenciales Mediante Diferentes Técnicas Geomáticas. Aplicación a la Cuenca el Rebaixader (Pirineo Central)
M. Hürlimann, F. Buill, A. Nuñez, J. López, C. Abancó, J. Moya y J. Bonet..... *893*

Análisis de la Evolución de un Deslizamiento Diacrónico Mediante la Comparación entre MDE Obtenidos Mediante Técnicas de Fotogrametría Digital y Lidar en las Alpujarras (Granada)
T. Fernández del Castillo, J.L. Pérez Garcia, F.J. Cardenal Escarcena, J. Delgado García, C. Colomo Jiménez, C. Irigaray Fernández y J. Chacón Montero ... *905*

Control y Seguimiento de una Grieta de Tracción Relacionada con Extracciones Mineras. Medidas de Drenaje. El Caso de Padul (Granada)
M. A Diaz Puga y R. M Mateos *917*

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN Y CONTENCIÓN DE DESLIZAMIENTOS

Deslizamientos Producidos por Desmontes en Zonas Urbanas. El Caso de Rute (Córdoba). Propuesta de Medidas de Estabilización
F.J. Roldán, R.M. Mateos, J.M. Azañón y P. Mateos Ruiz..... *949*

Estudio y Estabilización de un Talud de Gran Altura en la Autovía A-2 (La Panadella, Barcelona)
J.L. García de la Oliva, F.J. González-Gallego y C. de las Heras *961*

Estudio de los Problemas de Inestabilidad y medidas Correctoras Propuestas para el Desmonte 32 en el Tramo Enlace de Polopos-Enlace de Albuñol de la Autovía del Mediterraneo, A-7, en la Provincia de Granada
F.J. González-Gallego, J.L. García de la Oliva y C. de las Heras *973*

El Deslizamiento del "Comellar de Sa Guixeria" en la Carretera de Andratx a Estellencs de la Serra de Tramuntana de Mallorca
J.M. Rius Gibert, C. Massanet y J. Leciñena *985*

Ángulo Estable y Tratamientos y Mejora de Taludes en las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG)
M. Tsige y F. Corral *997*

Corrección de Inestabilidad de Ladera-Terraplén en Margas Miocenas en la Construcción de la Autovía A-316, PK 0+600, en el T.M de Baeza (JAÉN)
I. Mochón López, G. Dios Fuentes, A. Romero Bella y L.M. Salazar Martín *1009*

Utilización de la Malla de Alambre de Acero de Alto Límite Elástico TECCO® en la Estabilización del Desmonte D-1 de la obra: Vía de Conexión Corredor del Nalón – Autovía del Cantábrico, Fase III (Asturias).
F. Valperga Ovejero, J. Requena Guerra, P. Roza Manzano, J. Prieto Fernández y A. Álvarez Bengoechea *1021*

Corrección de un Talud Inestable en el Puerto de Jávea (Alicante)
F.A. Izquierdo Silvestre, V. Ibarra Damía y M. Cánovas Carreño *1033*

El camino de Balaam. Soluciones Geotécnicas Integradas en las Carreteras de Mallorca
F. Grimalt Vigo *1044*

CINEMÁTICA Y DINÁMICA DEL MOVIMIENTO

Desprendimientos Rocosos en la Serra de Tramuntana (Mallorca) durante el frío y lluvioso Periodo 2008-2009. Simulación 2D con el Código Stone
R.M. Mateos, I. García-Moreno, P. Reichenbach y G. Herrera *1059*

Distancia Recorrida por el Material Afectado por Inestabilidades en Taludes de Carretera
D. S Cardoso, M.G. Romana y D.R. Hiltunen *1070*

Predicción de la Velocidad de un Deslizamiento en Base a la Precipitación Efectiva. Aplicación en la Zona de Estudio Piloto de Vallcebre (Pirineos Catalanes)
A. Abellán, J. Moya, M. Jaboyedoff y J. Corominas *1081*

Metodología EUROBLOCv2 para el Estudio de Desprendimientos Rocosos
J. Torrebadella, J. Altimir, P. Ferrer, C. Lopez y J. Amigo *1093*

Aproximación Probabilística al Número y Tamaño de Bloques en Desprendimientos con Fragmentación
J. Moya, J. Corominas, O-C. Mavrouli y R. Copons *1107*

Modelización Numérica de Movimientos de Ladera Lentos: el Caso del Deslizamiento del Portalet (Huesca)
J.A. Fernandez-Merodo, J.C. Garcia-Davalillo y G. Herrera *1119*

Experiencia de Aplicación de *RAMMS* para la Modelización de Flujo tras la Aplicación de las Soluciones Flexibles VX en el Barranc de Portainé
C. Raïmat, E. Riera, C. Graf, R. Luis-Fonseca, C. Fañanas Aguilera y M. Hürlimann *1131*

Análisis de la Rotura de la Presa de Aznalcóllar
E.E. Alonso y F. Zabala *1145*

Análisis de Procesos termo-hidro-mecánicos en Deslizamientos Rápidos en un Nuevo Equipo de Corte Anular Rápido
V. Serri, E. Romero, A. Lloret, J. Suriol y E.E. Alonso *1157*

ALUDES DE NIEVE

Efecto Combinado de la Temperatura y la Precipitación en la Actividad de Grandes Aludes en el Pirineo Oriental
S. Manguán, C. García-Sellés, G. Martí, P. Oller y P. Martínez *1169*

Experiencias de Estudio del Riesgo de Aludes de Nieve en Explotaciones Mineras de los Andes Centrales de Chile y Argentina
M. Janeras, P. Oller, R. Arancibia, J. Pons, O. Costa y C. Garcia1181

Cuantificación de Aludes de Nieve a partir de las Señales Sísmicas y de Infrasonido Generadas
C. Pérez-Guillén, P. Roig, E. Suriñach y M. Tapia *1193*

Evaluación del Desencadenamiento de un Alud en el Vallèe de la Sionne (Suiza) Causado Posiblemente por un Terremoto Próximo
C. Pérez-Guillén, M. Tapia, E. Suriñach y G. Furdada *1205*

Plan de Zonificación del Terreno Según la Peligrosidad por Aludes para el Pirineo de Cataluña
P. Oller, M. Janeras, O. Costa, C. García-Sellés, E. Muntán, G. Martí y P. Martinez *1217*

SISMICIDAD Y DESLIZAMIENTOS

Primeros Datos Experimentales sobre el Comportamiento Dinámico de Grandes Deslizamientos en la Cordillera Bética (SE España)
J. Delgado, C. Esteve, J. Garrido, J.J. Giner, P. Jáuregui, L. Lenti, C. López-Casado, S. Martino y J.L. Soler *1231*

Análisis de la Interacción entre el Campo de Ondas y la Geometría de una Ladera Inestable durante el Terremoto de 2011 en Lorca (Mw 5.1): Implicaciones Prácticas
J. Delgado, P. Alfaro, F.J. García-Tortosa, J.J. Giner, L. Lenti, C. López-Casado, S. Martino y G. Scarascia-Mugnozza *1242*

La Orientación de la Sacudida Sísmica como Factor Desencadenante de Inestabilidades de Ladera: El Caso del Terremoto de Lorca de 2011
M.J. Rodríguez-Peces, J.J. Martínez-Díaz, J. García-Mayordomo y M. Tsige *1254*

Movimientos de Ladera Inducidos por Terremotos en la Península Ibérica
J. Delgado, F.S. Marques y T.G. Vaz *1266*

PELIGROSIDAD Y RIESGOS

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

RECONSTRUCCIÓN DE LA FRECUENCIA DE CORRIENTES DE DERRUBIOS EN EL BARRANC D'ERILL

Carles RAÏMAT [1], Roberto LUIS FONSECA[1], Marcel HURLIMANN[2], Jordi COROMINAS[2], Jesus FERNANDEZ[3]

[1] Geobrugg Ibérica S.A.

[2] Universitat Politècnica de Catalunya

[3] Forestal Catalana S.A.

RESUMEN

El Barranco d'Erill, Pirineos Centrales, presenta un importante espesor de material de origen glaciar perteneciente a las últimas glaciaciones depositado sobre un paleo relieve en roca ígnea y metamórfica con tendencia a inestabilizarse en forma de debris flow asociado a episodios lluviosos que condiciona en gran medida el uso presente y futuro del territorio.

Se ha realizado una importante recopilación histórica de fotografías (1890-2012), una encuesta exhaustiva a los ancianos del lugar que pudieran haber sufrido directa o indirectamente los estragos del barrano en el S.XX, datos de precipitación diaria (1928-2012. Adicionalmente se ha obtenido el permiso necesario para la realización de catas transversales al flujo en la parte más distal del fan que han permitido identificar los eventos y los espesores de los distintos episodios identificados fotográficamente correspondientes al S.XX. Además y gracias a la toma de muestras fósiles durante la etapa de excavación de la cata (restos óseos humanos, dentición de animales y otras) y, se ha podido obtener resultados fiables de datación absoluta que han permitido cuantificar el número total de eventos y volumen total depositado en los últimos 40.000 años.

El resultado de este trabajo ha permitido cartografiar los depósitos generados por los episodios del S.XX así como cuantificar un volumen acumulado correspondiente a estos eventos de más de 150.000m^3.

Paralelamente durante los 6 últimos años se ha realizado una exhaustiva monitorización de la cuenca para determinar la dinámica torrencial de la misma que ha permitido registrar varios eventos torrenciales de volumen menor.

El análisis combinado de la estratigrafía, arqueología y paleontología, los eventos históricos del pasado siglo y la auscultación más reciente nos permiten establecer una curva magnitud-frecuencia muy completa para la cuenca del Barranco de Erill, que tal vez pueda ser usada en otras cuencas Pirenaicas con características análogas.

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos en masa, entre los que se incluyen las corrientes de derrubios constituyen una de las causas más frecuentes de desastres. La evaluación de la amenaza por deslizamientos y la capacidad de predecir estos movimientos es un tema de gran interés entre la comunidad científica.

Caracterizar la peligrosidad requiere la evaluación de la susceptibilidad de la ladera a romper y de la probabilidad de ocurrencia Crosta y Fratini (2003).
Las investigaciones sobre corrientes de derrubios en el Pirineo comenzaron a raíz de las grandes inundaciones de noviembre de 1982 (Gallart y Clotet, 1988; Corominas y Alonso, 1984,1990; Hürlimann y Baeza, 2002), y siguieron en los últimos años con los eventos en el Prepirineo de 1992 y 1996 Hürlimann et al., (2003 y 2010) y además los trabajos dedicados al desastre de Biescas, White et al., (1997) y otros.

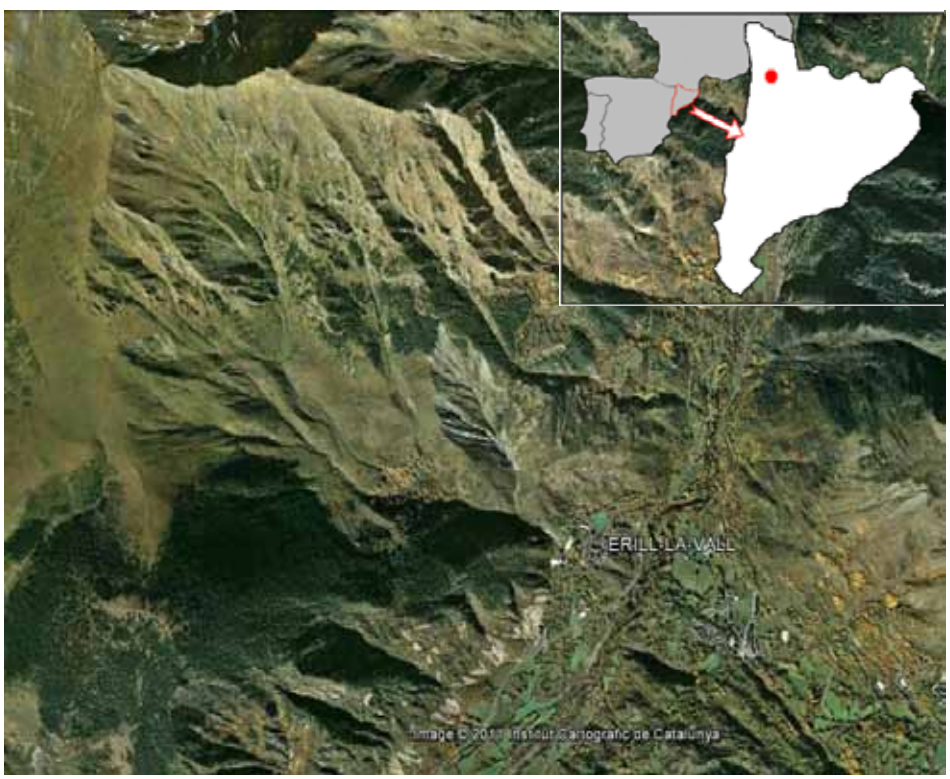


Fig. 1. Localización de la cuenca del barranco de Erill, en la comarca de la Alta Ribagorza (Lerida-España).

En 2005 se inició un proyecto de investigación en el Barranco de Erill (Fig.1), una de las cuencas más activas de los Pirineos en el S.XX, en materia de corrientes de derrubios (Luis-Fonseca et al. 2005). La abundante información histórica y el estado de escasa antropización de la cuenca, suponían una buena preservación del área fuente y cono aluvial que avalaban la

posibilidad de analizar la relación entre la magnitud y la frecuencia de las corrientes de derrubios. Para tal objetivo se ha combinado la recopilación de datos históricos, la auscultación de la cuenca y el análisis estratigráfico, arqueológico y peleontológico del depósito.

2. METODOLOGÍA

La construcción de curvas magnitud–frecuencia (M-F) a escala regional para deslizamientos tiene un origen relativamente reciente (Hungr et al. 1999, Malamud et al. 2004) y tiene como objetivo fundamental el análisis de la peligrosidad.

La construcción de una curva M-F regional se basa en el inventario de deslizamientos de fechas conocidas y magnitudes a partir de archivos históricos, fotos aéreas, trabajo de campo, entre otras fuentes de información. Para reducir los efectos de omisión de datos, es conveniente analizar los conjuntos de datos en categorías de magnitud. Porque grandes eventos son menos frecuentes y también menos probables de ser omitidos, deberían ser muestreados durante períodos más largos que los eventos pequeños Hungr et al., (1999). Los registros se clasifican en el orden decreciente de magnitud.

El análisis Magnitud–Frecuencia proporciona un resumen del número y tamaño de las corrientes de derrubios que se han registrado en un área específica durante una ventana de tiempo definido. La técnica permite la definición de un tamaño de deslizamiento característico o rango de tamaños. Permite calcular la probabilidad de ocurrencia de eventos de distinta magnitud, proporcionando la base empírica del análisis de peligrosidad (Guzzetti et al. 2002).

En el barranco de Erill, el establecimiento de la relación magnitud-frecuencia se ha realizado una **c**orrelación a distintas escalas temporales. La **escala interanual** se ha considerado mediante los datos tomados de la auscultación de la cuenca; la **escala decenal** es el resultado del registro histórico meteorológico y fotográfico combinado con la corroboración y ponderación proporcionada por las encuestas personales, por último la **escala secular** es el resultado de dos partes, la primera consistente en la interpretación estratigráfica de catas realizadas en el cono aluvial combinados con identificación de fotos históricas (ejemplos en Fig.2 y Fig.3) y la segunda el resultado de la datación de muestras fósiles tomadas de las catas estratigráficas.

2.1. Escala Interanual - Auscultación

Se ha instalado un sistema de 4 geófonos en el canal de flujo de la cuenca en cuestión conectados a sistema de filmación y registro y un sistema interceptor de flujo UX/VX. El equipamiento permite registrar la señal de vibración de todo evento hiperconcentrado o debris flow que pueda generarse en la cuenca así como tomar una filmación que corrobore y permita la interpretación física del fenómeno.

2.2. Escala decenal - Recopilación documental histórica y encuesta personal

Se ha realizado la búsqueda de datos históricos documentados del S.XX, que es el Siglo más próximo y del que se esperaba conseguir más datos objetivos.

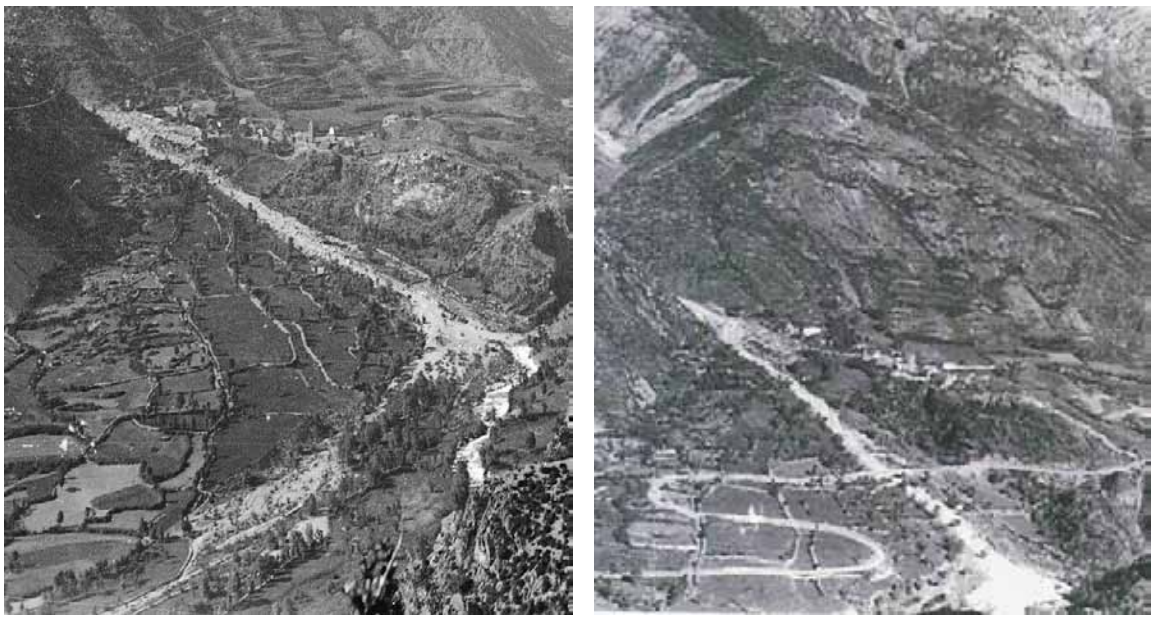


Fig. 2. (A) Fotografía histórica del cono de Erill tomada en 1920 (B) Fotografía histórica tomada en 1953 durante la construcción de la carrera de acceso a la Prese de Cavallers con vistas al Barranco de Erill y pueblo de Erill-la-Vall.



Fig. 3. (A) Fotografía histórica tomada el 7 de agosto de 1920 desde el pueblo de Boí con vistas al Barranco de Erill y pueblo de Erill-la-Vall.(B) Fotografía tomada en 1954.

Esta tarea se ha dividido en tres partes de igual importancia: **registro histórico fotográfico**, **registro histórico de series meteorológicas de precipitación** y **encuesta personal** a los habitantes del Valle de Boí de mayor edad que hayan podido ser testigos oculares de los acontecimientos.

Se ha conseguido un **registro fotográfico** histórico a partir de fotografías antiguas (a partir de 1920) de archivos públicos y privados. Se ha realizado una **encuesta personal** a 19 vecinos del municipio del Valle de Boí (3 vecinos de Erill) que han vivido directa o indirectamente los eventos durante el Siglo XX. La encuesta ha proporcionado fechas y magnitudes aproximadas de los eventos observados por los que ahora son los ancianos del lugar, pero que por edad pueden ser el último testigo ocular de los episodios del Siglo XX (Fig. 3).

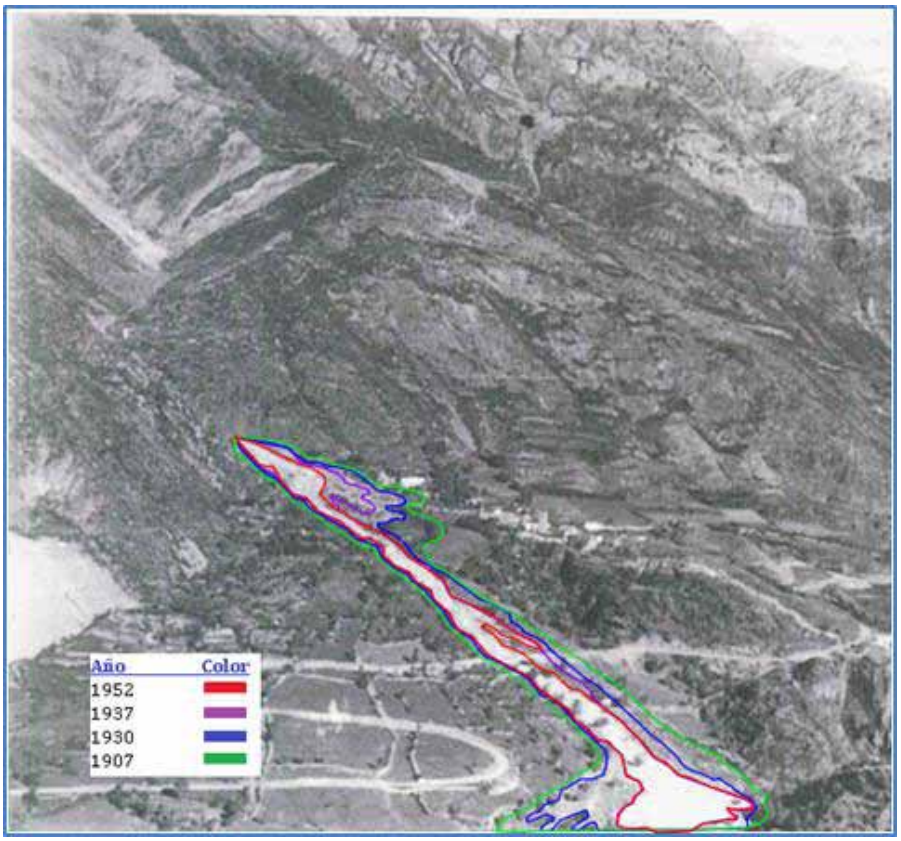


Fig. 3. Fotografía histórica del evento de 1952 interpretada con los distintos eventos del S.XX.

2.3. Cata estratigráfica

A partir de la observación de las fotografías históricas que mostraban el área afectada por los eventos del S.XX se decidido realizar una cata estratigráfica de unos 80 metros de longitud, interceptando estos depósitos, en la parte más baja del cono aluvial, perpendicularmente al

flujo (Fig. 4). Con esta cata se ha podido identificar y medir la potencia del depósito de cada uno de los eventos identificados fotográficamente y muestrear restos fósiles que permitan la datación absoluta de algunos niveles y con ello la datación relativa los niveles supra yacentes (Fig. 5).



Fig.4. Cata excavada en el cono aluvial y detalles de la toma de datos estratigráficos y arqueológicos.

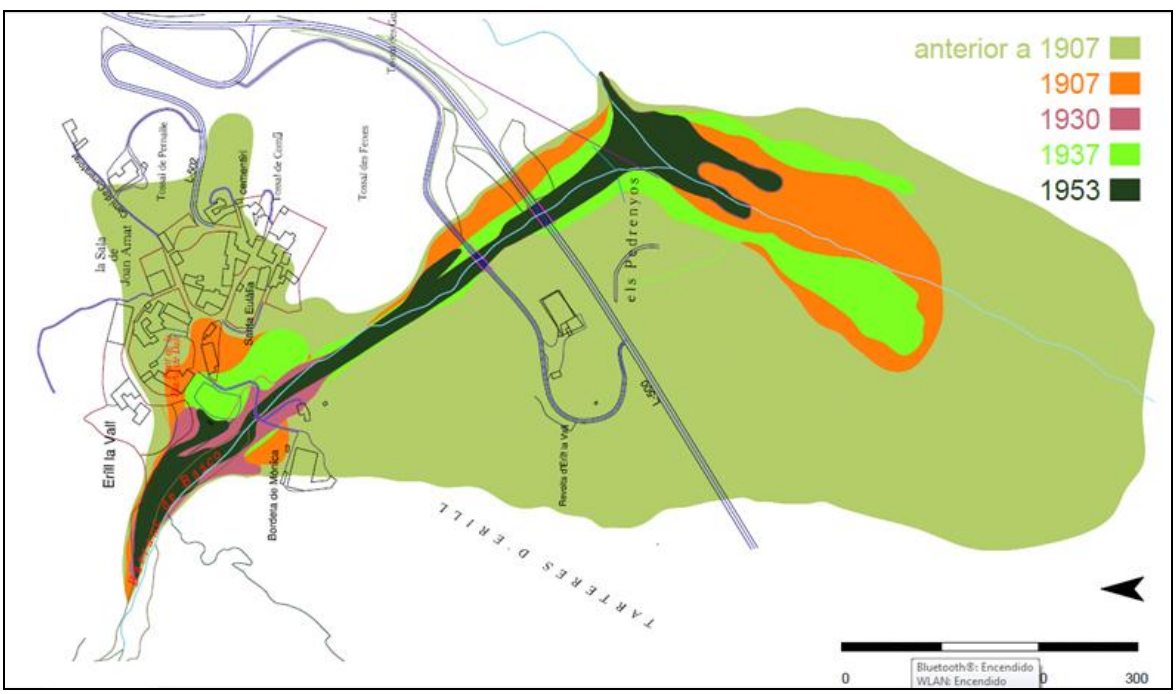


Fig.5. Cartografía de los eventos históricos de la primera mitad del S.XX por comparación con el área del abanico aluvial.

3. DATOS OBTENIDOS

La auscultación ha permitido registrar 30 eventos de volumen inferior a los 100 m^3 cada uno, 4 flujos han transportado entre 100 y 1000 m^3 y solamente 1 ha superado los 1.000 m^3 de sedimento (Tabla 1). De todos ellos se conocen las condiciones desencadenantes, tipo de flujo, velocidad y calado. Además se ha podido muestrear el depósito de material producto de la intercepción con el Sistema VX, permitiendo tomar granulometrías y densidades.

Eventos de volumen medido entre 2007-2012	
Año	**Volumen (m^3)**
21 jul. 2007	44
18 abr. 2008	52
2 nov. 2008	72
6 jul. 2009	244
22 jul. 2010	1307
5 ago. 2011	190
13 ago. 2011	141

Tabla 1. Fecha y volumen de los mayores eventos medidos entre 2007-2012

La recopilación de datos históricos obtenidos nos ha permitido crear una correlación documentada entre las fechas del evento histórico, la precipitación acumulada y diaria para cada evento y el volumen de material movilizado (>150.000 m^3) por el barranco de Erill en el S.XX a una escala decenal (Tabla 2).

Eventos de volumen calculado entre 1907-2007	
Año	**Volumen (m^3)**
1907	72.150
1930	40.194
29 oct.1937	25.033
28 may.1953	15.123

Tabla 2. Año y volumen calculado de los mayores eventos ocurridos entre 1907 y 2007

La toma de muestras arqueológicas y paleontológicas, en la fase de excavación de la cata estratigráfica, ha aportado enorme valor a la precisión de este trabajo pues ha permitido identificar importante cantidad de malacofauna (Fig. 6A) que si bien no ha permitido para las especies involucradas una datación absoluta si ha aportado información paleoambiental (Vidal Martí, A. 2012); una tibia de Homo (datada provisionalmente como de edad 34.000 años) (Fig. 7); parte de una mandíbula-dentición de cérvido (datada provisionalmente como de edad 43.000 años), así como restos de industria lítica (Gassiot E. 2013). En su conjunto muestras fósiles no transportadas y que implican una datación absoluta precisa y fiable.

En su conjunto estos hallazgos permite distinguir un nivel de edad absoluta situado en un estadio interglaciar del Würm (entre II y III) (Gassiot E. 2013), de ambiente temperado y que implicaría una retirada del frente glaciar más allá del umbral de Erill, posiblemente momento de deshielo que propició importante actividad en forma de corrientes de derrubios (Fig. 6).

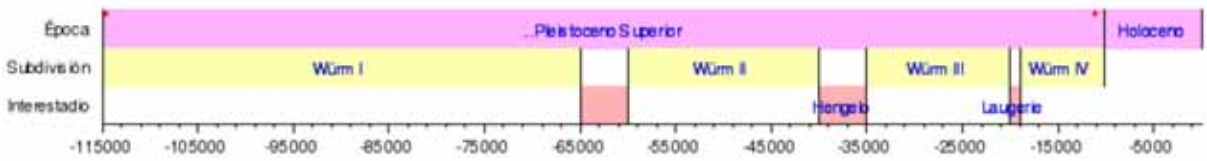


Fig.6. Subdivisión del Würm

Este aspecto permite afirmar, considerando que la cata no está centrada con respecto al abanico aluvial y algunos eventos han podido ocurrir sin reflejarse en la sección de estudio, que el volumen calculado sedimentado con posterioridad a la referencia absoluta de datación es de mas de $4 \cdot 10^6$ m^3, transportados por un total mínimo de 42 eventos de distinta magnitud a juzgar por el espesor y tamaño de los bloques de cada uno de ellos observados en la cata estratigráfica.

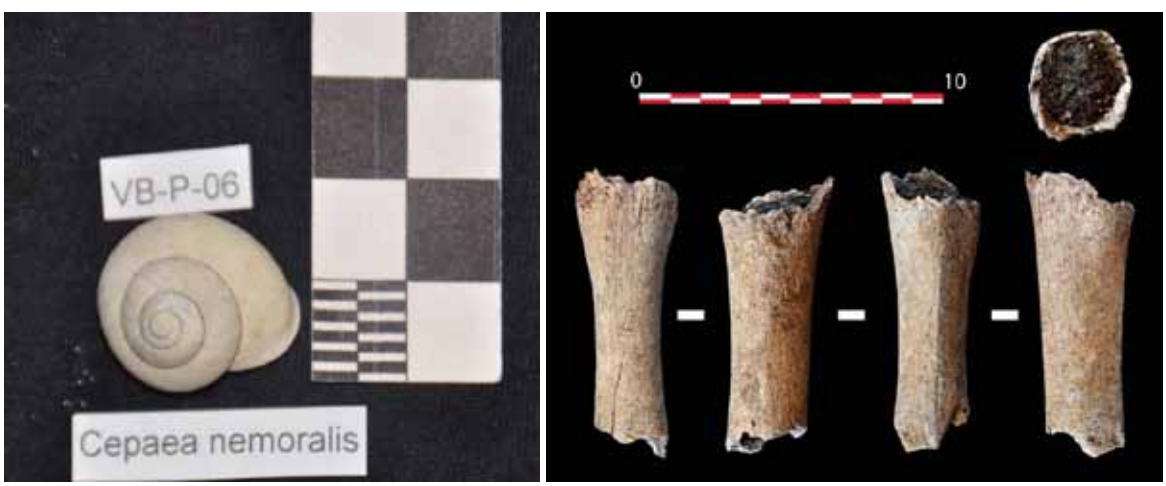


Fig.7. Muestras tomada en Erill de malecofauna (A) y restos Homo(B)

El resultado de esta parte del trabajo permite confirmar la existencia de actividad de las corrientes de derrubios en el Barranc d'Erill en el último interglaciar así como perfilar con mayor precisión el intervalo de la curva magnitud-frecuencia a la escala secular y con ello mejorar el conjunto de la curva magnitud-frecuencia.

INTERVALO	MAGNITUD	nº eventos	Ventana (años)	FRECUENCIA
10<X<100	10	30	4	7,500
100<X<1.000	100	4	4	1,000
1.000<X<10.000	1000	9	105	0,086
10.000<X<50.000	10000	3	105	0,029
50.000<X<100.000	50000	30	34000	0,00088
100.000<X<1.000.000	100000	12	34000	0,00035
X>1.000.000	1000000	1	34000	0,00003

Tabla 3. Tabla resumen de los datos de los eventos considerados para la obtención de la curva magnitud-frecuencia (M-F)

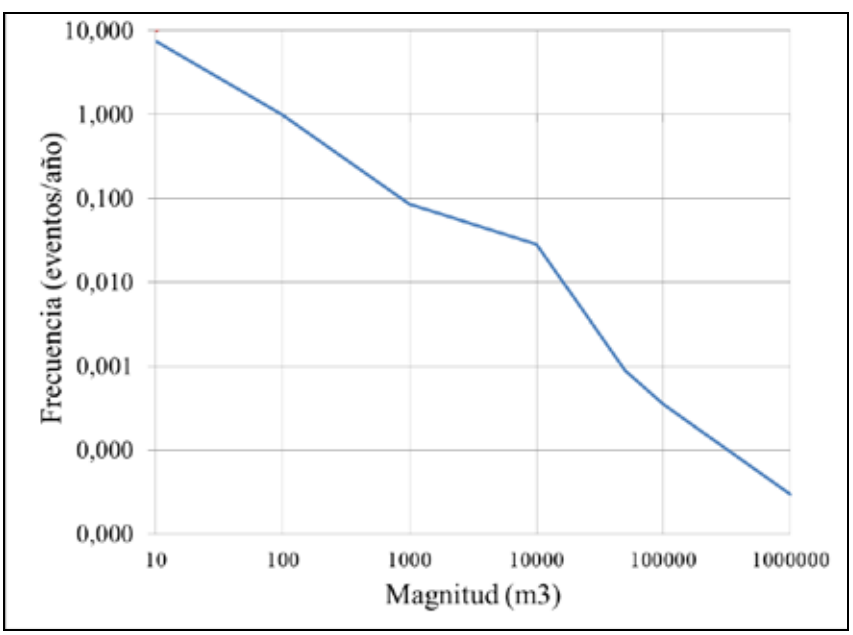


Fig.7. Curva magnitud-frecuencia de episodios de corrientes de derrubios en la cuenca del Barranco de Erill a partir de los datos de los últimos 34.000 años.

4. CONCLUSIONES

Los datos obtenidos permiten afirmar que ya existían las corrientes de derrubios y que ya fueron en el último interglaciar un problema para la ocupación humana en el Valle de Boí hace más de 34.000 años.

La combinación de distintas disciplinas científicas y una laboriosa búsqueda y recopilación de datos históricos ha permitido construir para la cuenca del Barranco de Erill una curva magnitud-frecuencia muy completa a juzgar por la cantidad de ventanas temporales usadas y la fiabilidad de cada una de ellas.

La curva magnitud-frecuencia obtenida en el Barranc d'Erill permite calcular la probabilidad de ocurrencia de eventos de distinta magnitud, proporcionando la base empírica del análisis de peligrosidad y muy probablemente pueda ser aplicada en otras cuencas Pirenaicas.

Los datos obtenidos permiten afirmar que ya existían las corrientes de derrubios y que ya fueron en el último interglaciar un problema para la ocupación humana en el Valle de Boí.

BIBLIOGRAFÍA

Corominas, J y Alonso, E., 1984. "Inestabilidad de laderas en el Pirineo Catalán. Tipología y causas". Jornadas sobre inestabilidad de Laderas en el Pirineo. Universidad Politécnica de Catalunya: C.1-C.53.

Corominas,J. y Alonso,E.E., 1990. Geomorphological effects of extreme floods (November 1982) in the Southern Pyrenees. In: IAHS (Editor), Hydrology in mountaineous regions II. pp. 295-302.

Crosta, G., Frattini, P. 2003. Distributed modeling of shallow landslides triggered by intense rainfall. Natural Hazard and Earth System Sciences 3. Pág. 81-93.

Gallart, F. y Clotet, N. (1988): Some aspects of the geomorphic processes triggered by an extreme rainfall event: The November 1982 flood in the Eastern Pyrenees . Catena , Sup. 13, pp. 79-85.

Gassiot E. 2013 Publicación pendiente.

Guzzetti, F., Malamud, B.D., Turcotte, D.L., and Reichenbach, P., 2002. Power-law correlations oflandslide areas in central Italy. Earth and Planetary Science Letters, 195: 169-183.

Hungr, O., Evans, S.G. and Hazzard, J. 1999. Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of southwestern British Columbia. Canadian Geotechnical Journal 36(2), 224–38.

Hürlimann, M.; Baeza, C., 2002. Analysis of debris-flow events in the eastern Pyrenees, Spain. A: "Proceedings". Balkema, 2002, p. 213-220.

Hürlimann, M., Corominas, J., Moya, J., Copons, R., 2003. Debris-flow events in the Eastern Pyrenees. Preliminary study on initiation and propagation. In: Rickenmann, D., Chen, C. (Eds.), 3rd Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation. Millpress, Davos, pp. 115-126.

Hürlimann et al, 2010. Peligrosidad de Corrientes de derrubios a escala de cuenca vertiente en el Pirineo Oriental. Primeros resultados del proyecto Debris-Catch. VII Simposio Nacional de Taludes y laderas Inestables. CINME. Barcelona.

Luis Fonseca, R., et al. (2005). Sistemas flexibles de protección contra flujos de detritus. Simposio de taludes y laderas inestables, Valencia.

Malamud, B.D., Turcotte, D.L., Guzzetti, F., Reichenbach, P., 2004. Landslide inventories and their statistical properties. Earth Surface Processes and Landforms, 29: 687-711

Vidal Martí, A. 2012. Mèmoria de la Intervenció Paleontológica Pinter 2011-1-7746 Excavació en el Barranc d'Erill a Vall de Boí (Alta Ribagorça). Generalitat de Catalunya, Servei d'Arqueologia i Paleontologia.

White S, García-Ruiz JM, Martí-Bono C, Valero B, Errea MP, Gómez-Villar A.1997. The 1996 Biescas campsite disaster in the Central Spanish Pyrenees and its spatial and temporal context. Hydrological Processes 11:1797–1812

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS DEL RIESGO POR DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS EN ZONAS URBANIZADAS: APLICACIÓN EN CALA LLAMP (ANDRATX, MALLORCA)

Inmaculada García-Moreno[(1)], Rosa María Mateos [(2)], Paola Reichenbach [(3)], Gerardo Herrera [(4)]

(1) Unidad de Palma de Mallorca del Instituto Geológico y Minero de España. Avda. Ciudad Querétaro s/n. 07007 Palma de Mallorca. E.mail: inmaculada.garcia@igme.es
(2) Unidad de Granada del Instituto Geológico y Minero de España. Urb. Alcázar del Genil, 4. Edificio Zulema, bajo. 18006 Granada. E.mail: rm.mateos@igme.es
(3) Consiglio Nazionale delle Ricerche, Instituto di Recerca per la Protezione Idrogeologica. Via della Mdonna Alta 126, 06128 Perugia (Italia). E.mail: paola.reichenbach@irpi.cnr.it
(4) Instituto Geológico y Minero de España. C/ Ríos Rosas, 23 Madrid. 28003 Madrid. E.mail: g.herrera@igme.es

RESUMEN

Cala Llamp es una urbanización de lujo situada en la costa del municipio de Andratx, al SO de la Serra Tramuntana (Mallorca), construida al pie de un escarpe rocoso de 150 metros de altura. Su ubicación, así como el gran número de viviendas construidas, ha determinado su selección para la aplicación de una metodología de análisis del riesgo por desprendimientos rocosos, basada en la aplicación del Código STONE (Guzetti et al., 2002). Este software genera tres mapas raster de los siguientes parámetros: número de trayectorias y alcance de bloques desprendidos, altura máxima del bloque en su caída y la velocidad máxima que pueden alcanzar en su descenso por la ladera. La combinación de estos tres mapas (ArcGIS) ha permitido obtener el mapa de peligrosidad a los desprendimientos rocosos en el área urbanizada. La superposición de la cartografía de peligrosidad con el mapa de ubicación de viviendas permite identificar las zonas de mayor riesgo a este tipo de procesos.

INTRODUCCIÓN

La Serra de Tramuntana, en el sector noroccidental de la isla de Mallorca, presenta una intensa dinámica de laderas debido a su abrupta topografía, a la complejidad geológica de los materiales que la forman y al clima Mediterráneo (Mateos y Azañón, 2005; Mateos, 2006). Desde el siglo XVII se han inventariado más de 900 eventos relacionados con movimientos de laderas. Los movimientos más frecuentes en la Tramuntana son los desprendimientos rocosos, tal es así que el 67% de los eventos inventariados corresponden a este tipo de procesos. Como es habitual en todos los fenómenos ligados a los riesgos naturales, la frecuencia y magnitud de los mismos son inversamente proporcionales, siendo mucho más frecuentes los desprendimientos de escasos metros cúbicos de volumen (varios eventos anualmente), frente a los desprendimientos rocosos de mayores dimensiones.

El predominio de macizos rocosos carbonatados en la Serra de Tramuntana (calizas liásicas principalmente) determina que la mayoría de los desprendimientos rocosos estén relacionados con los escarpes que conforman estos materiales de gran dureza. Los escarpes pueden estar relacionados con accidentes tectónicos y/o geomorfológicos de diversa naturaleza, tales como escarpes de falla, frentes y rampas laterales de mantos de cabalgamiento, paredes de cañones kársticos, así como escarpes de cabecera de grandes deslizamientos en roca. Se han identificado también desprendimientos en laderas y taludes con alternancia de rocas blandas y duras, favorecidos por procesos de erosión diferencial; así como en prácticamente toda la zona litoral de la Tramuntana (Fig.1), donde predominan acantilados rocosos de gran altura, y donde la acción erosiva del oleaje desencadena este tipo de movimientos.

Durante los años 2008-2010, la isla de Mallorca sufrió uno de los episodios más fríos y lluviosos que se recuerdan. En la Serra de Tramuntana, las lluvias acumuladas fueron el doble de la media y se registraron los valores de lluvias intensas más elevados (hasta 296 mm/24h) desde que se tiene registro instrumental (1944). Adicionalmente, las elevadas precipitaciones coincidieron con bajas temperaturas, que dejaron copiosas nevadas e intensas heladas en las zonas más altas de la sierra (Mateos et al., 2011). Como resultado se desencadenaron 15 desprendimientos rocosos, algunos de ellos de gran envergadura, destacando el de Son Cocó (300,000 m^3) (Mateos et al., 2010), el del Gorg Blau (30,000 m^3) o el de Biniforani (28,000 m^3), que ocasionaron cuantiosos daños económicos, tanto directos como indirectos. Los daños relacionados con el desprendimiento del Gorg Blau, que mantuvo cortada la principal carretera de la sierra (Ma-10) durante tres meses y medio, se estiman en 2,5 millones de Euros (Mateos et al., 2011).

Los bloques desprendidos han afectado a zonas urbanizadas en diversas ocasiones, atravesado paredes y tejados de edificios, como se ha podido constatar en los últimos años durante el citado periodo lluvioso. Los casos más relevantes son: El hotel Siesta (Costa de la Calma, Calvià) (08 enero 2009), una vivienda rural en el municipio de Puigpunyent (14 septiembre 2009), y dos viviendas en el litoral de Valldemossa (s'Estaca, 15 febrero 2008).

Recientemente, en marzo de 2013, un desprendimiento rocoso en el Puig de son Poc (Bunyola) pone en alerta a los servicios de emergencias de la isla, al impactar una serie de bloques sobre algunas de las viviendas situadas en la base de la ladera.

El incremento de la afluencia turística en las últimas décadas, con la llegada de casi 11 millones de visitantes al año en la actualidad, unido al rápido desarrollo urbanístico de esta región montañosa, determina un crecimiento exponencial del riesgo a este tipo de procesos. Este hecho justifica el desarrollo de nuevas metodologías para la evaluación del riesgo por desprendimientos rocosos en zonas urbanizadas, cuyo objetivo pretende el presente trabajo, y que sea extrapolable a cualquier otra zona que presente problemas similares. Para la aplicación de esta metodología se ha seleccionado la urbanización de Cala Llamp, en la franja costera del municipio de Andratx (Fig.1); una zona con numerosas viviendas de lujo al pié de un imponente escarpe rocoso.

CONTEXTO GEOLÓGICO Y CLIMÁTICO

La Serra de Tramuntana constituye una escarpada región montañosa alineada de NE a SO a lo largo de 90 km de longitud y en ella se encuentran las máximas elevaciones de las Baleares (Puig Major, 1445m). A gran escala, y teniendo en cuenta los materiales aflorantes, pueden diferenciarse dos zonas en la Tramuntana: (1) una zona NE, desde Sóller hasta Cabo Formentor, donde predominan los afloramientos de rocas carbonatadas del Lías, que configuran un relieve abrupto con acantilados de gran altura en la franja costera y (2) una zona SO, desde Sóller hasta Andratx, donde, además de los anteriores, afloran materiales blandos y de naturaleza fina, lo que determina un relieve más suave que la zona septentrional (figura 1). Desde el punto de vista estructural, la Serra está formada por un sistema imbricado de cabalgamientos vergentes hacia el NO, cuyo nivel regional de despegue está constituido por los materiales de naturaleza arcilloso-evaporítica del Keuper. El máximo de la orogenia alpina en esta cadena montañosa tuvo lugar durante el Mioceno inferior y medio, comenzando a partir del Serravaliense una etapa distensiva, caracterizada por fallas normales de gran longitud, que configuran la morfoestructura de la isla en el actual sistema de altos y cubetas. En la Fig.1 se muestra el mapa geológico simplificado de la Serra de Tramuntana, donde se observa el predominio de materiales mesozoicos, así como la estructuración comentada.

Desde el punto de vista climático, la Serra de Tramuntana se encuentra dentro del ámbito del clima mediterráneo, con variaciones climáticas típicas de las zonas montañosas controladas por la orografía. Así, en la zona central más elevada de la Serra (área de Lluc), las precipitaciones medias anuales pueden ser superiores a los 1200 mm, mientras que hay áreas del litoral meridional (Andratx, Calvià) que no superan los 400 mm anuales. Los episodios de lluvias intensas concentradas en cortos periodos de tiempo, así como la ocurrencia de heladas durante los meses invernales, constituyen el motor desencadenante de los desprendimientos rocosos en esta región (Mateos et al., 2011).

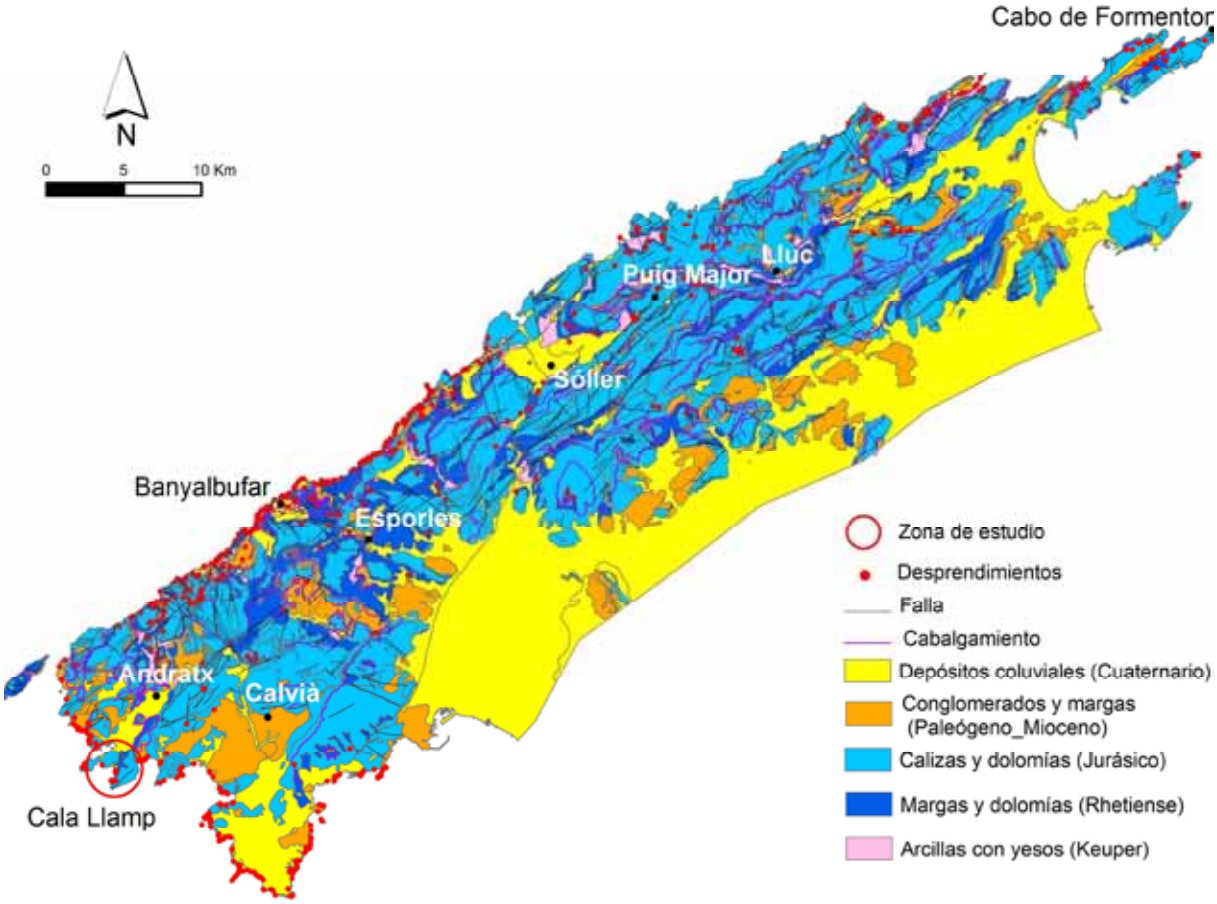


Fig.1. Mapa geológico simplificado de la Serra de Tramuntana. Localización de la zona de estudio y distribución de los desprendimientos rocosos inventariados a lo largo de la cadena montañosa.

Cala Llamp está situada en la costa del municipio de Andratx, en el extremo SO de la sierra (Fig.1), y queda delimitada tierra adentro por un escarpe rocoso de 150 metros de altura casi vertical (Sa Talaia, 150 m). Este escarpe está formado en la base por materiales de edad Rethiense: carniolas, dolomías y margas, sobre los que se superponen las calizas y dolomías del Lías, que coronan la cima. Ambos materiales constituyen una escama de cabalgamiento que se superpone sobre los depósitos del Jurásico superior (Dogger-Malm), formados por margas y calizas. De forma discordante, sobre los anteriores, se dispone un conjunto de depósitos coluviales, resultado de la denudación del escarpe rocoso, constituidos por gravas y bloques de calizas y dolomías, que presentan una matriz fina con una proporción variable de limo y arcilla, y algunos niveles cementado (Fig.2). Las viviendas de la urbanización han sido construidas sobre la ladera, que presenta pendientes muy elevadas, en torno a los 42º.

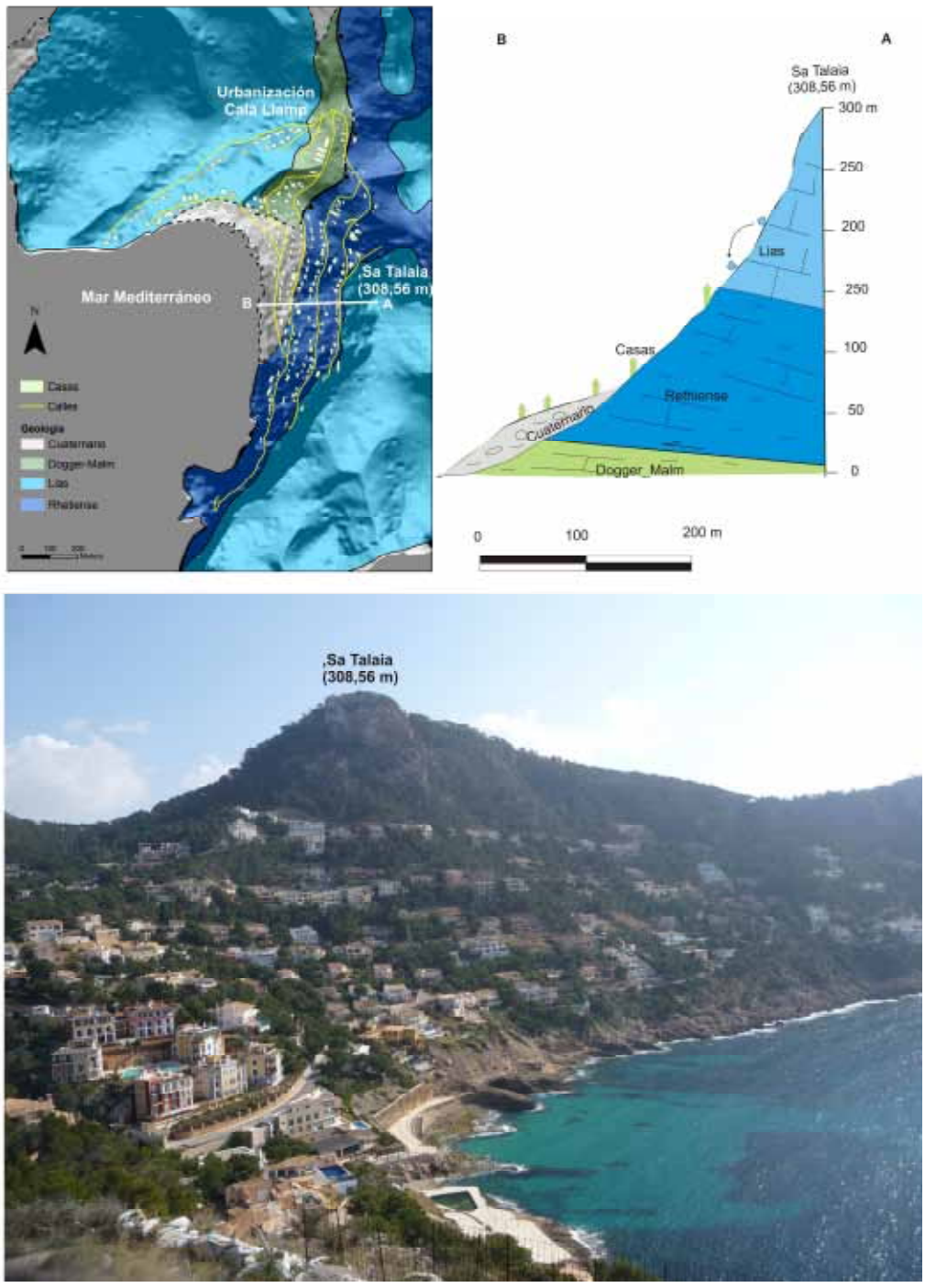


Fig. 2. Mapa y corte geológico en la zona de estudio donde se localiza la urbanización de Cala Llamp (Andratx), al pie de los relieves rocosos que conforman Sa Talaia. Las viviendas han sido construidas a lo largo de la ladera, que ofrece una pendiente media en torno a los 42º.

URBANIZACIÓN DE CALA LLAMP

La urbanización de Cala Llamp bordea una pequeña playa de rocas de la que toma el nombre. Andratx es uno de los municipios de Mallorca con más porcentaje de residentes extranjeros. Según el censo de 2001, aproximadamente el 15% de la población procedía de otros países, principalmente de Alemania, Gran Bretaña y Francia. El desarrollo urbanístico de Cala Llamp se llevó a cabo en la década de los noventa y al comenzar el presente siglo, con la construcción de una serie de viviendas de alto standing destinadas a los residentes extranjeros. En la actualidad hay edificadas unas 336 viviendas, con un precio medio del metro cuadrado de 7,000 Euros. La cercanía del mar y el aislamiento y privacidad de la zona han sido los criterios imperantes para su desarrollo urbanístico. Obsérvese en la Fig. 3 la virginidad de la cala a mediados de la década de los 50 del pasado siglo, y la situación actual donde las viviendas han colonizado las laderas.



Fig. 3. Ortofoto de 1956 (izquierda) y ortofoto de 2010 (derecha). Se observa el desarrollo urbanístico de Cala Llamp durante las últimas décadas.

4. ANÁLISIS DE LA PELIGROSIDAD: APLICACIÓN DEL CÓDIGO STONE EN CALA LLAMP

El programa STONE (Guzzetti et al., 2002) realiza una simulación cinemática de desprendimientos rocosos. El software modeliza la caída libre de un bloque de roca adimensional a lo largo de una trayectoria parabólica, el impacto de la roca en el suelo y el rebote y rodadura posterior a lo largo de la pendiente. Los datos de entrada requeridos por el STONE son: el modelo digital del terreno, el área fuente de los desprendimientos, el número de bloques lanzados por píxel desde el área fuente, la velocidad de partida, el ángulo de desprendimiento de la caída de la roca, el umbral de velocidad por debajo del cual la roca se detiene y los coeficientes dinámicos (ángulo de fricción, energía de restitución normal y tangencial) para simular la pérdida de energía por rodadura e impacto. El programa no tiene en cuenta ciertos factores tales coma la forma del bloque, la resistencia del aire, la fracturación de los bloques y o la disipación de energía por la vegetación en la zona de impacto.

Para modelar la topografía de la zona de estudio se ha utilizado el DEM de Mallorca de 2006 del IGN, con una resolución de 5 x 5 m. También se utilizó este DEM para identificar las áreas fuente de los desprendimientos. Los mejores resultados se obtuvieron seleccionando las celdas que tuvieran una pendiente mayor de 55º; identificándose unos 35.000 m² como posibles escarpes liberadores de bloques. Los parámetros usados para modelar la pérdida de velocidad se obtuvieron en función del comportamiento geomecánico de los materiales, a partir del mapa geotécnico de la Sierra a escala 1:50.000 (Mateos, 2006). Las tablas 1 y 2 resumen las condiciones iniciales de modelado, así como los valores de los parámetros de fricción asignados para cada tipo de terreno.

Parámetro	***Valor***	***Notas***
DEM	dem.asc	
Start/Stop matrix file	source_5.asc	
Vertical elasticity matrix file	restit-n_r.asc	
Vertical elasticity matrix file	restit-t_r.asc	
Friction matrix file (tang)	friction_r.asc	
Start velocity (gunshot)	1.5	m sec^{-1}
Minimum velocity (stop below)	0.5	m sec^{-1}
Fly/roll transition thresholds: distance, velocity	3.5 5.0	m, m sec^{-1}
Fly internal tabulation	2.0	meter
Roll internal tabulation	2.0	meter
Output tabulation (distance between points)	4.0	meter
Path array size	10 000	Memory parameter
Generate 3-D vector files (μ Station)	0	NO
Generate 2-D vector files (ARC/Info)	0	NO
Stochastic flag	1	YES
Stochastic ranges starting angle, vrest, hrest, frict	4 5 5 5	percent

Tabla 1.Condiciones iniciales y parámetros usados para realizar la simulación del programa STONE

Tipo de terreno	*Fricción*	*Normal*	*Tangencial*
Rocas duras	0.30	65.00	75.00
Rocas moderadamente duras	0.30	65.00	75.00
Rocas blandas	0.40	55.00	65.00
Suelos moderadamente blandos	0.70	35.00	55.00
Suelos blandos	0.70	35.00	60.00
Suelos muy blandos	0.40	50.00	60.00

Tabla 2.Valores del ángulo de fricción, y de la energía de restitución normal y tangencial de cada tipo de terreno en la Serra de Tramuntana

El software aplica un GIS para obtener en dos-tres dimensiones los siguientes resultados: el total de trayectorias de caída de rocas y su alcance, la velocidad máxima alcanzada, y la altura de vuelo. La validación del STONE en la Tramuntana se realizó previamente, ajustando los parámetros de entrada a 4 casos reales de desprendimientos que tuvieron lugar durante el lluvioso periodo 2008-2009, y cuyos resultados se presentan en otra comunicación del presente Simposio.

Resultados

La información disponible sobre el inventario histórico de desprendimientos de roca junto con los mapas generado por el STONE (número de trayectorias de caída de rocas, altura máxima de la roca en su caída y velocidad máxima que puede alcanzar el bloque desprendido), nos ha permitido evaluar la peligrosidad en el área de la urbanización.

Para cada salida del STONE se realizó una clasificación de cada uno de los parámetros (Tabla 3). Posteriormente, para analizar la peligrosidad se ha utilizado un índice de tres dígitos- H(t, a, v)-que tiene en cuenta las cuatro clases obtenidas en la clasificación, similar al utilizado por Cardinali et al (2002) y Guzzetti et al (2004) en diferentes regiones de Italia (ver tabla 4). El dígito (t) se refiere al número de trayectorias; el dígito (a) a la altura de vuelo del bloque, y el dígito (v) a la velocidad alcanzada por la roca. Combinando estos tres dígitos se obtiene el valor del índice de peligrosidad por desprendimientos de rocas. La clasificación resultante presenta cuatro grados de peligrosidad: L peligrosidad baja, M peligrosidad media, H peligrosidad alta y VH peligrosidad muy alta.

En la fig.4D se muestra el mapa obtenido de peligrosidad, donde se representan con diferentes colores los cuatro grados establecidos. El mayor grado de peligrosidad (alta y muy alta) se localiza en la base del escarpe rocoso, como cabe esperar, donde se localizan el 52% de las viviendas de la urbanización, en la franja suroriental de la misma. De este porcentaje de viviendas, un 75% de ellas se localizan en áreas de peligrosidad muy alta.

(t) Nº Trayectorias	**Clase**	**Observaciones**
1-3	1	Frecuencia baja
3-10	2	Frecuencia media
10-50	3	Frecuencia alta
>50	4	Frecuencia muy alta
(a) Altura máxima de vuelo (m)	**Clase**	**Observaciones**
0-5	1	
5-10	2	Bloques difíciles de parar por estructuras de contención
10-30	3	
>30	4	Los bloques no pueden ser retenidos por estructuras de contención
(v) Velocidad del bloque (m/s)	**Clase**	**Observaciones**
0-12	1	1.5 m/s límite de velocidad de caída de rocas
12-20	2	Bloques de 5 m^3 pueden ser detenidos por barreras elásticas que absorban hasta 3000 kj
20- 32	3	Bloques de 2 m^3 pueden ser detenidos por barreras elásticas que absorban hasta 2500 kj
> 32	4	Los bloques no pueden ser detenidos por barreras elásticas

Tabla 3.Valores usado para reclasificar los mapas raster obtenidos con el STONE

H(tav)				H(tav)				H(tav)				H(tav)			
t	a	v	**Hazard**	t	a	v	**Hazard**	t	a	v	**Hazard**	t	a	v	**Hazard**
1	1	1	L	2	1	1	M	3	1	1	H	4	1	1	VH
1	1	2	M	2	1	2	M	3	1	2	H	4	1	2	VH
1	1	3	H	2	1	3	H	3	1	3	H	4	1	3	VH
1	1	4	VH	2	1	4	VH	3	1	4	VH	4	1	4	VH
1	2	1	M	2	2	1	M	3	2	1	H	4	2	1	VH
1	2	2	M	2	2	2	M	3	2	2	H	4	2	2	VH
1	2	3	H	2	2	3	H	3	2	3	H	4	2	3	VH
1	2	4	VH	2	2	4	VH	3	2	4	VH	4	2	4	VH
1	3	1	H	2	3	1	H	3	3	1	H	4	3	1	VH
1	3	2	H	2	3	2	H	3	3	2	H	4	3	2	VH
1	3	3	H	2	3	3	H	3	3	3	H	4	3	3	VH
1	3	4	VH	2	3	4	VH	3	3	4	VH	4	3	4	VH
1	4	1	VH	2	4	1	VH	3	4	1	VH	4	4	1	VH
1	4	2	VH	2	4	2	VH	3	4	2	VH	4	4	2	VH
1	4	3	VH	2	4	3	VH	3	4	3	VH	4	4	3	VH
1	4	4	VH	2	4	4	VH	3	4	4	VH	4	4	4	VH

Tabla 4.Valores del índice H(tav) obtenidos por combinación de los tres mapas raster. La columna *Hazard* muestra cuatro grados de clasificación de la peligrosidad a los desprendimientos de roca: L peligrosidad baja, M peligrosidad media, H peligrosidad alta VH peligrosidad muy alta.

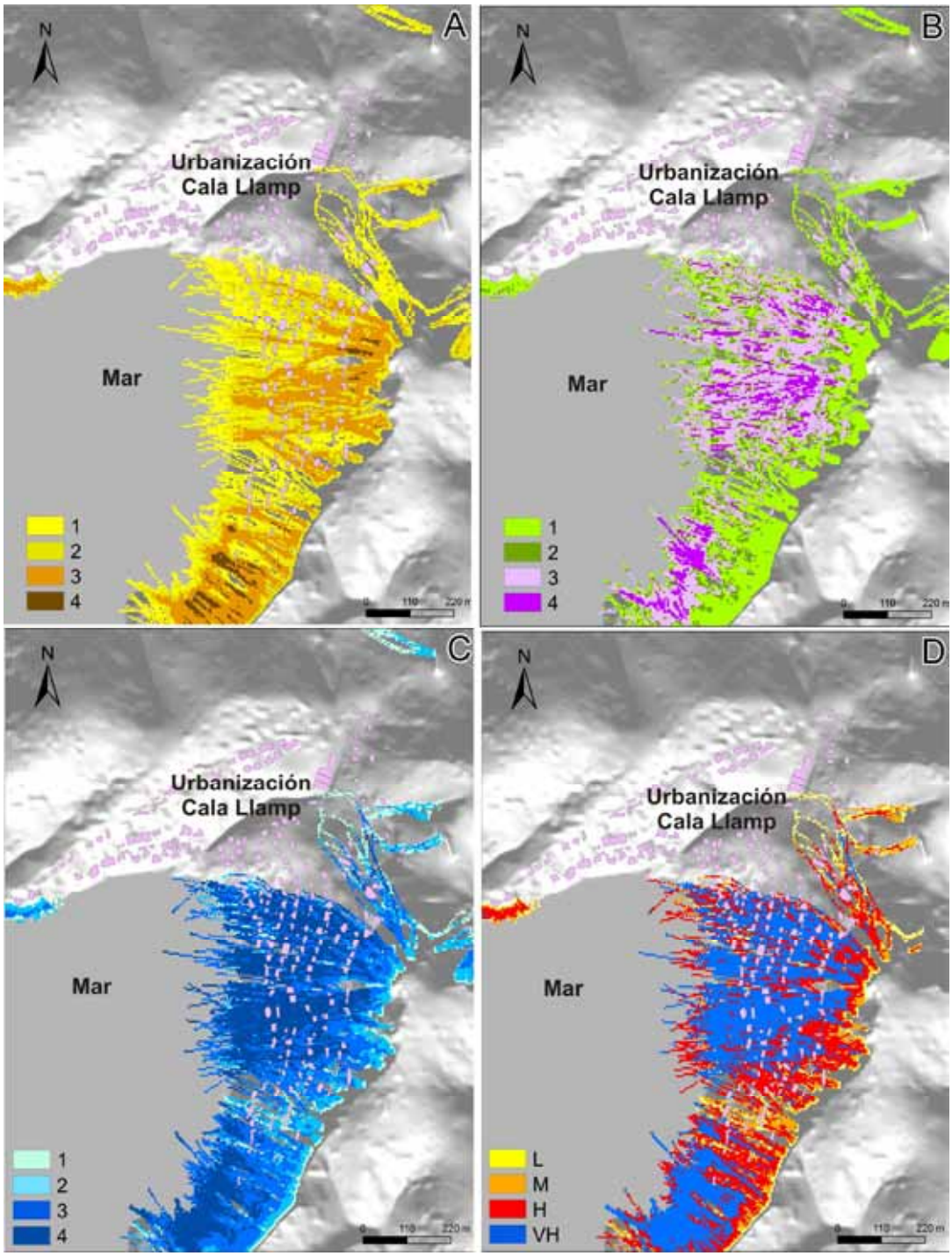


Fig. 4. A) Número de trayectorias de roca; 1) 1-3 bloques, 2) 3-10 bloques, 3) 10-50 bloques 4) >50 bloques. B) Altura máxima de vuelo de bloques; 1)<5 m, 2)5-10 m, 3) 10-30 m, 4)>30 m. C) Velocidad máxima de bloques; 1) <12 m/seg, 2) 12-20 m/seg, 3) 20-32 m/seg. D) Mapa de peligrosidad a los desprendimientos rocosos; L, peligrosidad baja, M, peligrosidad media, H, peligrosidad alta, VH, peligrosidad muy alta.

5. ANÁLISIS DEL RIESGO

La información espacial de las viviendas de Cala Llamp se transformó en formato raster, con un espaciado de rejilla de 5 x 5 m, igual al espaciado de la rejilla del mapa raster del DEM. El mapa resultante, con la ubicación de las edificaciones, se ha superpuesto al mapa de peligrosidad generado (Fig. 4), con la finalidad de identificar aquellas viviendas que ofrecen un mayor riesgo a ser alcanzadas por bloques. Esta superposición permite la elaboración del mapa de riesgo de las viviendas (Fig.5), estableciendo cuatro grados similares a los de la peligrosidad. Las viviendas ubicadas en mayor zona de riesgo (muy alta) se concentran en el sector central de la ladera suroriental, bajo el escarpe del Puig de sa Talaia, representando casi el 40% del total de las viviendas construidas.

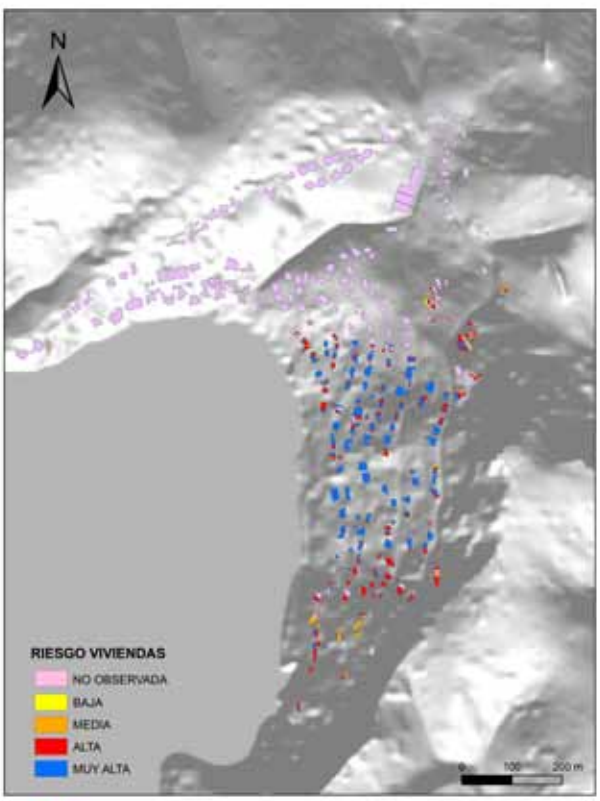


Fig. 5. Mapa de riesgo a desprendimientos rocosos de las viviendas de la urbanización de Cala LLamp

6. CONCLUSIONES

El gran desarrollo urbanístico que ha experimentado la Serra de Tramuntana en los últimos 30 años ha provocado la ocupación de su costa, en lugares donde los procesos de movimientos de

ladera son muy patentes, y concretamente los desprendimientos rocosos. Son numerosos los ejemplos de urbanizaciones de alto standing construidas al pie de escarpes de roca, como es el caso de Cala Llamp, en el municipio de Andratx. Los resultados del presente trabajo ponen de manifiesto que un 40% de las viviendas construidas en esta urbanización presentan un riesgo muy alto a los desprendimientos rocosos; y un 12% de ellas en riesgo alto. La metodología que ofrece el presente trabajo, basada en la simulación de desprendimientos con el código STONE, puede ser extrapolable a cualquier otra zona de la Tramuntana, ya que los parámetros de entrada del modelo han sido optimizados para esta región. La necesidad de incluir este tipo de metodologías en la planificación urbanística y territorial de zonas turísticas es cada vez más imperante, ante los daños que pueden causar este tipo de procesos.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto DORIS, del 7º Programa Marco de la Unión Europea (FP7/2007-2013), nº 242212. También ha sido financiado por el proyecto TOPOBÉTICA- CGL2011-29920, del Ministerio de Economía y Competitividad.

REFERENCIAS

Cardinali, M., Reichenbach, P., Guzzetti, F., Ardizzone, F., Antonini, G., Galfi, M., Cacciano, M., Castellini, M., and Salvati, P., 2002. A geomorphological approach to estimate landslide hazard and risk in urban and rural areas in Umbriaa, central Italy. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2: 57-72

Guzzetti, F., Crosta G., Detti, R. Agliardi, F., 2002. STONE: A computer program for the three-dimensional simulation of rock-falls. Computers Geosciences 28 (2002) 1079-1093

Guzzetti, F., Reichenbach, P., Ghing, S., 2004. Rockfall hazard and risk assessment along a transportation corridor in the Nera Valley, Central Italy. Environmental Management vol. 34, Nº. 2, pp. 191-208

Mateos, R.M., Azañón, J.M., 2005. Los movimientos de ladera en la Sierra de Tramuntana de la Isla de Mallorca: tipos, características y factores condicionantes. Revista de la Sociedad Geológica de España, 18 (1-2): 89-99

Mateos, R.M. 2006. Los movimientos de ladera en la Siera de Tramuntana de la Isla de Mallorca. Caracterización geomecánica y análisis de la peligrosidad. Tesis Doctoral, Servicio de Publicaciones de la Universidad Complutense de Madrid, 299 p.

Mateos, R.M, García-Moreno, I., Azañón, J.M., 2012. Freeze-thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides (2012), 9: 417-432*.

Mateos, R.M., García-Moreno, I., Azañón, JM., Tsige, M., 2010. La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca). Descripción y análisis del movimiento. Boletín Geológico y Minero, 121 (2): 153-168.

Mateos, RM., I. García- Moreno, G. Herrera and J. Mulas, 2011. Damage caused by recent mass-movements in Majorca (Spain), a region with a high risk due to tourism. Catani F., Margottini, C., Trigila, A., Iadanza, C. (Eds). The Second World Landslide Forum- Abstract book, 3-9 October 2011, FAO, Rome, Italy, ISPRA. Pag. 351.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

APLICACIÓN DEL ÍNDICE RHRS PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO DE INESTABILIDAD DE TALUDES EN LA CARRETERA MA-10 DE LA SERRA DE TRAMUNTANA DE MALLORCA.

Joan M. Rius Gibert[1]* y Raül Aguiló[1]

[1] Direcció Insular de Carreteres
Departament d'Urbanisme i Territori
Consell de Mallorca

RESUMEN

Las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca presentan problemática diversa asociada a riesgos geológicos propios de carreteras de montaña, especialmente por desprendimientos rocosos en periodos de precipitaciones relativamente elevadas. Para determinar el nivel de riesgo asociado se ha aplicado, en la Dirección Insular de Carreteras (DIC) del Consell de Mallorca, una metodología clásica y ampliamente extendida para la determinación del mismo: el índice RHRS. A partir de éste, se ha desarrollado un mapa de riesgo con una tramificación de niveles de riesgo. En el tramo de estudio presentado, la carretera Ma-10 entre las poblaciones de Estellencs y Andratx, las zonas especialmente problemáticas coinciden, básicamente, con las de mayor número de incidencias de los últimos años. El mapa de riesgo por desprendimientos representa una nueva herramienta de gestión para la planificación de actuaciones preventivas y de mantenimiento de las carreteras del Consell de Mallorca.

1.- INTRODUCCIÓN

Los principales problemas asociados a riesgos geológicos propios de carreteras de montaña, de las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca están relacionados, básicamente, a desprendimientos rocosos y deslizamientos de masas de suelos. Las afecciones al servicio en las carreteras por estos tipos de incidencias se repiten sistemáticamente y están asociados temporalmente a periodos de precipitaciones relativamente elevadas. De este modo, se producen cortes en las carreteras, dificultades de comunicación entre poblaciones de la Serra e incluso, aislamiento de las mismas, en algunos casos. También, implica un riesgo importante para la seguridad de los usuarios de estas vías: habitantes de la zona y turistas que circulan por la zona. A su vez, comporta importantes gastos extraordinarios al Servicio de Conservación y Explotación de Carreteras del Consell de Mallorca en la reparación de los tramos afectados.

Con el fin de evaluar la peligrosidad y el riesgo en la red de carreteras de la Serra de Tramontana, afectadas de manera importante en los últimos, se ha llevado a cabo un estudio para la evaluación y control del riesgo geológico que contempla la aplicación de una técnica de evaluación del riesgo geológico de amplia utilización por la comunidad internacional: el índice Rockfall Hazard Rating System, RHRS (Pierson, 1991). Con esta técnica se determina un índice que valora una serie de parámetros tanto geológicos y ambientales como geométricos y frecuencia de uso de la carretera que expresan la peligrosidad y el riesgo de las laderas y taludes implicados sobre la propia carretera. Así, aportan una información doble: por un lado dan una idea de las condiciones geotécnicas de cada talud y, por otro, informan sobre la situación de riesgo para los usuarios y gestores de la carretera.

2.- RIESGO GEOLÓGICO DE LAS CARRETERAS DE MONTAÑA DE MALLORCA

Las carreteras del Consell Insular de Mallorca en la Serra de Tramuntana forman una red de comunicación viaria de unos 600 km, la mayoría de los cuales pertenecen a la red de segundo y tercer orden de la isla, pero que en algunos casos, son la única vía de comunicación a núcleos habitados y pueblos (Figura 1). La carretera más importante de la zona es la llamada carretera de la Serra Ma-10 que atraviesa longitudinalmente la Serra de Tramuntana desde Pollença hasta Andratx con una longitud total de 111 km y salva desniveles desde prácticamente el nivel del mar hasta los más de 900 m en constantes subidas y bajadas con una orografía complicada. Hay que destacar la variedad orográfica y climática de las dos vertientes norte y sur de la Serra, hecho que afecta de forma decisiva a la red viaria.

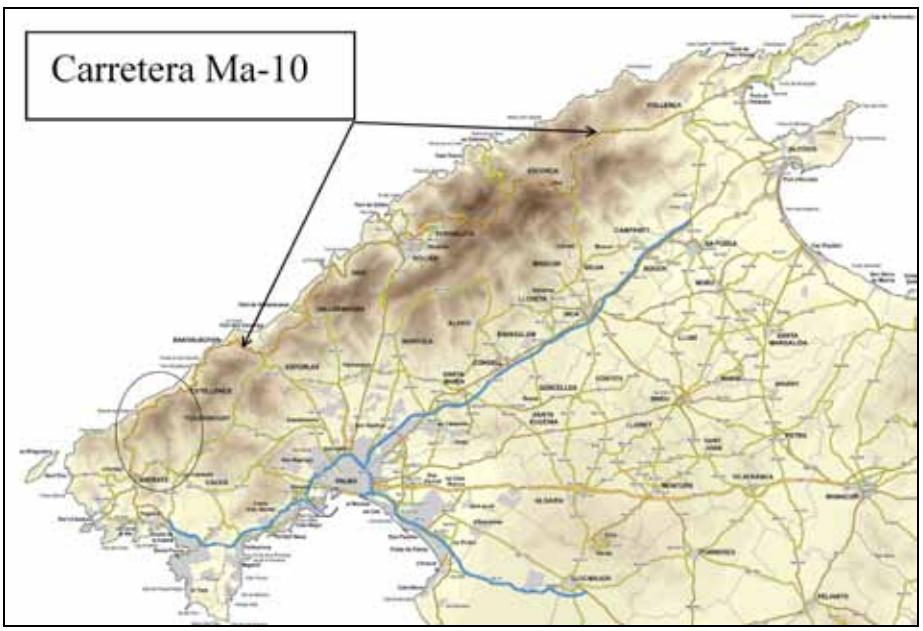


Figura 1. Red de carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca, con la localización de la carretera Ma-10 y el tramo entre Estellencs y Andratx

La Serra de Tramuntana, situada al noroeste de la isla de Mallorca, constituye su cadena montañosa más grande, con una superficie comprendida entre los 800 y los 1100 km², y con una cota máxima de 1445 metros, el Puig Major de Son Torrella. Tiene unos 90 km de longitud, entre el cabo de sa Mola (Andratx) y el cabo de Formentor (Pollença) y unos 15 km de anchura media. Presenta una clara diferencia de relieve entre las vertientes orientadas hacia el interior de la isla, vertiente sureste, de relieves más suaves, y los relieves costeros, al noroeste, más escarpados.

Por lo que respecta a la geología, la Serra, que discurre paralela a la costa con dirección SO a NE constituyendo una zona abrupta, está formada por pliegues superpuestos constituidos por dolomías, margas y calizas del Jurásico y Cretácico, que se deslizan sobre materiales del Trías, junto con niveles de conglomerados, calizas detríticas, margas y arcillas del Mioceno. Su estructura geológica es muy compleja, con abundantes fallas longitudinales y transversales y diversos cabalgamientos. Los materiales atravesados son de tipologías diversas, siendo los más frecuentes las calizas del Lias como materiales más competentes y las lutitas y yesos del Keuper como los menos competentes. En las zonas de materiales competentes, forman una serie de escarpes y acantilados. La meteorización y alteración de estos frentes rocosos provoca frecuentes desprendimientos rocosos con volúmenes de hasta miles de metros cúbicos, como es el caso de Son Cocó (Mateos et al, 2009).

Las tipologías de incidencias que habitualmente se vienen produciendo son básicamente dos: desprendimientos de rocas y deslizamientos de suelos en zonas con materiales poco competentes. Los desprendimientos corresponden a la movilización de masas rocosas (normalmente calizas jurásicas) por meteorización de frentes de taludes y laderas o escarpes de hasta centenares de metros que alcanzan longitudes importantes situadas por debajo. Por otro lado, los deslizamientos corresponden a masas de material menos competentes, que se inestabilizan habitualmente por elevación de niveles piezométricos y afectan a masas de terreno más o menos importante. En todo caso, afectan a cualquier vía de comunicación, vivienda o instalación que se pueda encontrar en su área de influencia. Se pueden ver ejemplos de estas tipologías en la figura 2.



Figura 2. Efecto de las 2 principales tipologías de inestabilidades de ladera en la Serra de Tramuntana: deslizamientos de suelos en Ma-10 pk 105 (izquierda) y desprendimiento rocoso en Ma-10 pk 100 (derecha).

De los numerosas incidencias que se han venido produciendo a lo largo de los años, en la tabla 1 se presenta un listado con las principales producidas por deslizamiento de suelos y desprendimientos rocosos que han afectado a carreteras y de las que se tiene registro en la base de datos de la DIC. Se puede apreciar el notable incremento de actuaciones en los últimos años. El periodo entre 2001 y 2008, que aparece sin actuaciones destacadas en la tabla, también tuvo sus incidencias que no implicaron grandes actuaciones.

Tipología	Localización	Fecha	Observación / Actuación
Desprendimiento	Ma-10 pk102	1990	Túnel galería de protección
Desprendimiento	Ma-2210 pk6	1994	Mallas y pantallas dinámicas
Deslizamiento	Ma-11 pk29	1994	Muro de contención
Desprendimiento	Ma-10 pk89	1995	Malla de cables y murete
Desprendimiento	Ma-10 pk99	1995	Malla de cables y murete
Desprendimiento	Ma-2141	1997	Mallas y pantallas dinámicas
Desprendimiento	Ma-10 pk38	2001	Pantalla dinámica
Deslizamiento	Ma-10 pk29	2008	Muro de contención
Desprendimiento	Ma-10 pk28	2009	Mallas y pantallas dinámicas
Desprendimiento	Ma-10 pk100	2010	Saneo ladera
Deslizamiento	Ma-10 pk 97	2010	Saneo ladera
Deslizamiento	Ma-10 pk105	2010	Pantalla de micropilotes anclada
Deslizamiento	Ma-10 pk83	2010	Malla de cables
Deslizamiento	Ma-10 pk89	2010	Pantalla de micropilotes
Desprendimiento	Ma-10 pk103	2011	Malla de cables
Desprendimiento	Ma-10 pk57	2011	Saneo de bloque
Desprendimiento	Ma-10 pk7	2011	Pantalla dinámica

Tabla 1.- Principales incidencias en la red de carreteras de la Serra de Tramuntana

3.- METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE PELIGROSIDAD Y RIESGO

Una vez conocidas las principales incidencias que provocan riesgo sobre carreteras y usuarios de las mismas, en este caso en las de Serra de Tramuntana de Mallorca, así como los costes extraordinarios que suponen tanto las protecciones y corrección de taludes como las obras de restitución de pavimentos y elementos de la red viaria, se decidió poner toda la información existente en una base de datos y, al mismo tiempo, desarrollar un sistema de evaluación de riesgo para determinar de forma sistemática puntos y zonas más propensas a sufrir este tipo de episodios. Se trata de utilizar una metodología de aplicación sencilla para disponer de una

herramienta tipo SIG para poder evaluar costes y planificar temporalmente actuaciones de protección y evitar, en la medida de lo posible, riesgos para la seguridad de las instalaciones y usuarios de las carreteras. Adicionalmente, también se persigue el objetivo de minimizar los costes de tener que actuar de forma correctiva en elementos dañados de la red de carreteras.

La evaluación del riesgo es un concepto extensamente tratado y aplicado en el campo de los fenómenos naturales: inundaciones, terremotos, deslizamientos, etc. Cada fenómeno presenta una serie de particularidades y esto ha hecho que se hayan desarrollado métodos específicos tanto para cada tipología como para los elementos a proteger. De forma general, el concepto de riesgo se formula como la evaluación conjunta del peligro inherente de desprendimientos rocosos y deslizamientos, en nuestro caso, y la vulnerabilidad del objeto a proteger. En este caso, de análisis de una red de carreteras, se trata de los elementos propios de la carretera (pavimentos, señalización, defensas, etc.) y los vehículos y personas que circulan. La técnica de análisis propuesta, el Rockfall Hazard Rating System (RHRS), evalúa estos conceptos de peligro y vulnerabilidad de forma conjunta.

El RHRS, que fue desarrollado por la División de Carreteras del estado de Oregón en EE.UU. (Pierson, 1991), permite evaluar, de una forma objetiva y cuantificada, el riesgo por desprendimientos en carreteras. Así, se trata de realizar la valoración de una serie de parámetros (de geometría de la vía, del tráfico que circula y de las características geológico-ambientales del medio), asignando una serie de puntuaciones a cada parámetro, obteniendo, con la suma de éstas, una puntuación absoluta (entre 30 i 810). El método RHRS también establece unos intervalos de puntuación absoluta para priorizar zonas e inversiones en los tramos detectados como más conflictivos y que, en definitiva, suponen un mayor riesgo. Esta clasificación se puede ver a la tabla 2.

Nivel de riesgo	**RHRS**	**$RHRS_{MOD}$ (%)**	**Recomendaciones**
Bajo	< 270	< 35	No inspección
Medio-elevado	270 – 419	35 – 60	Inspección – mantenimiento
Muy elevado	> 419	> 60	Análisis detallado/actuación urgente

Tabla 2.- Criterios de clasificación del nivel de riesgo

Uno de las principales limitaciones del RHRS es la subjetividad en la evaluación de alguno de los parámetros como, por ejemplo, la frecuencia de roturas que se evalúa de forma cualitativa y deja a criterio de experto si las roturas son muy, bastante o poco frecuentes, cosa que puede dar lugar a disparidad de valoraciones. En este sentido, Budetta (2004), propuso una modificación del RHRS en la que reduce la imprecisión o subjetividad modificando algunos s parámetros para que su evaluación resulte más objetiva y cuantificable. Un ejemplo de aplicación de esta metodología a una red de carreteras peninsular se puede encontrar en Corominas et al (2009).

Otra adaptación de la metodología RHRS es la realizada por Fonseca et al (2008) en la que

modifican las tablas de puntuaciones, la ponderación de los parámetros y normalizan las puntuaciones para obtener un valor de riesgo relativo en función de un porcentaje ($RHRS_{MOD}$), estableciendo también unas recomendaciones de priorización de actuación que se pueden ver en la tabla 2. Esta modificación de Fonseca ya se ha aplicado, en un informe realizado por el propio Fonseca, en un tramo de la carretera Ma-10 aunque de forma puntual, después del episodio de deslizamientos de la primavera de 2010, que provocó el corte de la misma. Después de evaluar el tramo en cuestión con un $RHRS_{MOD}$ = 66%, se decidió realizar una serie de actuaciones de protección.

4.- APLICACIÓN A LA CARRETERA MA-10 DE LA SERRA DE TRAMUNTANA

La metodología aplicada en el caso presente, de la carretera Ma-10, ha sido la básica de valoración de parámetros aunque se han obtenido varios índices diferenciados por ponderaciones diversas. De esta forma, se ha podido adaptar de forma aún más concreta, si cabe, a las condiciones de la propia carretera y su tráfico. A modo de resumen, se puede indicar que los parámetros valorados son prácticamente los mismos en las distintas metodologías, aunque la valoración de los mismos puede diferir algo de una metodología a otra. En general, los parámetros se valoran en un intervalo entre 3 y 81 (potencia cuarta de 3), según se valore el parámetro indicado: cuanto más riesgo pueda provocar mayor será la puntuación. Una vez valorados los parámetros que son los siguientes: altura de talud (AT), efectividad de la cuneta de intercepción (EC), presencia de vehículos en la zona (RV), distancia de visibilidad (DV), ancho de la calzada (AC), características geológicas (CG), dimensiones del bloque o volumen de material desprendido (TB), condiciones climáticas y presencia de agua (CC) y historial de desprendimientos (HD), se obtiene el índice general con expresión (1) y el modificado con la expresión (2):

$$RHRS = AT + EC + RV + DV + AC + CG + TB + CC + HD \quad (1)$$

$$RHRS_{MOD} = \frac{2AT + EC + RV + 2DV + AC + 3CG + 2TB + 2CC + HD}{15} \quad (2)$$

La aplicación concreta a las carreteras de la Serra de Tramuntana se ha podido realizar a partir de dos tipos de información recabada: por un lado los datos geométricos de la plataforma de la carretera y de tráfico de la misma y, por otro lado, las características morfológicas y geológicas de los taludes y laderas próximos a las carreteras.

Para el primer grupo de datos, se dispone en la DIC de un inventario de la diferentes carreteras en las que hay un registro, con datos cada 10 m de tramo de carretera, de diferentes características geométricas. Los datos necesarios para determinar el primer grupo de parámetros valorado son: ancho de plataforma, tipología de cuneta, pendiente del tramo, visibilidad del tramo y IMD de la carretera. Por lo que respecta a las características morfológicas y geológicas de los taludes, los datos necesarios se han obtenido analizando sobre el terreno las condiciones concretas de cada tramo.

Así, se procedió a una sistematización de las valoraciones de los parámetros en una base de datos. En primer lugar, se procedió a la división de las carreteras en tramos de 50 m y se realizó una ponderación de los parámetros geométricos obtenidos cada 10 m en un valor promedio más desfavorable en tramos de 50 m. Posteriormente, se procedió a la selección de tramos con presencia de taludes y/o laderas susceptibles de tener inestabilidades mediante inspección sobre el terreno. Finalmente, se valoraron los parámetros geológicos y ambientales de cada tramo de talud mediante inspección detallada sobre el terreno.

La obtención de los índices de riesgo se automatizó en la base de datos mediante fórmulas potenciales que permitieron, por un lado, hacer los cálculos intermedios de algunos datos de forma unitaria y, por otro, obtener directamente las valoraciones de los parámetros entre 0 y 100. En general, el método se limita a valores máximos de 81 puntos para cada parámetro, pero, en este caso y para tener en cuenta las condiciones locales de la Serra y sus necesidades de mantenimiento, se ha considerado adecuado "prolongar" las puntuaciones hasta los 100 puntos de forma que se pueda penalizar algún parámetro concreto que se considere de mayor influencia en las condiciones de riesgo de algún tramo en cuestión. Por ejemplo, el tamaño del bloque o masa desprendida que se considera adecuado que su puntuación pueda penalizarse hasta un valor de 100 puntos.

Por lo que respecta a las condiciones geológicas del talud o ladera, en la mayoría de casos se realizaron los cálculos con los valoraciones de Pierson (1991) y Fonseca et al (2008), pero se implementó una opción en la base de datos, utilizada en algún caso concreto, de valorar estas condiciones a partir del parámetro Slope Mass Ratio (SMR) de Romana et al (2003). Las fórmulas utilizadas para cada parámetro se pueden ver en la tabla 3:

Parámetro	**Variable**	**Definición**	**Fórmula**	**Intervalo par (0-100)**	**Var. con par = 81.**
AT	H (m)	Altura de talud	$3^{(H/7,5)}$	0 – 31	30
EC	C	Tipo de cuneta	3^{C}	0 – 4	4
RV	PVSR (%)	Riesgo por vehículo promedio	$3^{(PVSR/25)}$	0 – 105	100
DV	PDSD (%)	Disponibilidad de la distancia visible de decisión	$3^{((120-PDSD)/20)}$	36 – s/l	40
AC	A (m)	Ancho de plataforma	$3^{((27,5-A)/6)}$	2,35 – s/l	3,5
CG	E*	Condición estructural (planos de roca o erosión)	3^{E}	0 – 4	4
	F*	Características texturales o grado de erosión	3^{F}	0 – 4	4
	SMR*	Slope Mass Ratio	$3^{(80/SMR)}$	19 – 100	20
TB	Db (m)	Dimensión media del bloque	$3^{(Db/0,3)}$	0 – 1,25	1,2
	Vt (m3)	Volumen de masa desprendida	$3^{(Vt/3,75)}$	0 - 16	15
CC	h (mm/año)	Precipitación media anual	$3^{(h/300)}$	0 – 1260	1200
HD	f (1/año)	Frecuencia media anual de desprendimientos	$3^{(1+f)}$	0 – 3,2	3

Tabla 3.- Definición de parámetros y variables en la determinación del RHRS

La obtención de los valores de algunos parámetros y variables así como de sus intervalos de aplicación requieren algunos otros datos y cálculos intermedios que los explicitados en la tabla. Así, estos datos son los siguientes:

- AT: altura de talud; a partir de los 31 m su puntuación es máxima de 100 puntos.
- C: efectividad de la cuneta; se define su intervalo con números del 1 al 4 según sea su zona de captación: buena, moderada, limitada o nula zona de captación.
- PVSR: Riesgo por vehículo promedio, en porcentaje y que se puede definir a partir del número de vehículos que circulan y de la velocidad a la que circulan. Así se formula a partir de la intensidad media diaria de tráfico (IMD), la longitud del tramo (L) y de la velocidad límite del tramo (V):

$$\mathrm{PVSR}(\%) = \frac{\mathrm{IMD}(\mathrm{vehículos}/\mathrm{día}) \cdot \mathrm{L}(\mathrm{km})}{24(\mathrm{horas}/\mathrm{día}) \cdot \mathrm{V}(\mathrm{km}/\mathrm{h})} \cdot 100 \tag{3}$$

- PDSD: Disponibilidad de la distancia visible de decisión, en porcentaje y que se puede formular a partir de la relación entre la visibilidad del tramo (Vis) respecto a la distancia visible de decisión (DSD) y es dependiente de la velocidad del vehículo (se formula con la velocidad límite V) y de la pendiente del tramo (P):

$$PDSD(\%) = \frac{Vis(m)}{DSD(m)} \cdot 100 \tag{4}$$

con DSD (m)=2,785·V - 2,785·P, obtenida a partir de la formulación de Santi et al (2009) i Budetta (2004).

- AC: Ancho de plataforma. Su valor mínimo es de 2,35 m con lo que se obtienen 100 puntos.
- CG: Condiciones geológicas. Este parámetro tiene doble puntuación. Se define a partir de los parámetros de condición estructural (E) y características texturales o grado de erosión (F) definidos según Pierson (1991) y Fonseca et al(2008) o, alternativamente, el SMR de Romana (1997). Si se aplican los dos métodos se escoge el valor máximo de los dos métodos:
  - la suma de los parámetros de E y F con lo que se obtiene el valor de CG.
  - El valor SMR de 19 es el mínimo para obtener un máximo de puntuación de 100 puntos, pero para obtener el CG se debe multiplicar por 2.
- TB: tamaño de la masa o bloque. Se obtiene como el valor máximo de las puntuaciones obtenidas de las dos variables:
  - dimensión media del bloque ($Db = Vb^{1/3}$, con Vb: volumen bloque)
  - volumen total de masa desprendida (Vt).
- CC: precipitación media anual o, alternativamente, condiciones de humedad y insolación de la zona.
- HD: frecuencia media anual de desprendimientos; valores menores a la unidad indican que se producen éstos con una periodicidad mayor a un año.

La determinación del nivel de riesgo de cada tramo según estas consideraciones (nulo o inapreciable, bajo, moderado, alto y muy alto) se puede ver en la tabla 4.

Riesgo	$RHRS_{medi}$	RHRS	$RHRS_{MOD}$ (%)
0 – Inapreciable	No talud	No talud	No talud
1 – Bajo	<100	<270	<20
2 – Moderado	100 – 140	270 – 345	20 – 35
3 – Alto	140 – 170	345 – 420	35 - 60
4 – Muy alto	> 170	>420	>60

Tabla 4.- Definición de nivel de riesgo para su aplicación en la Serra de Tramuntana

Como ejemplo de la metodología del RHRS, se presenta la aplicación de esta metodología a un tramo especialmente complicado en el sentido de que es el que ha presentado en los últimos años un mayor número de incidencias. Se trata del tramo de la carretera Ma-10 que une las poblaciones de Estellencs y Andratx, entre los puntos kilométricos 94 al 111. Se puede ver su mapa de riesgo tramo en la figura 3, donde se ha asignado un color a cada nivel de riesgo.

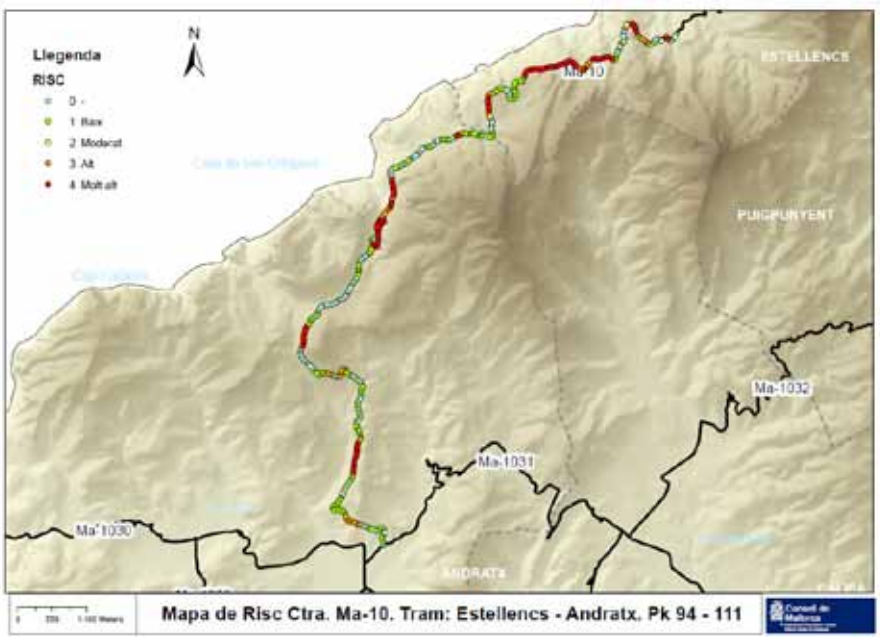


Figura 3. Mapa de riesgo por desprendimientos en taludes del tramo de la carretera Ma-10 entre Estellencs y Andratx según los niveles definidos en la tabla 4.

5.- RESULTADOS

Una vez conocido el índice RHRS a lo largo del tramo de carretera en cuestión se ha podido evaluar de forma cuantitativa el riesgo geológico por desprendimientos rocosos, resultando una herramienta de gestión útil para la administración titular de la carretera. A partir del

análisis de los resultados obtenidos cabe indicar dos aspectos a tener en cuenta:

- Los índices de riesgo obtenidos para un mismo tramos pueden presentar cierta variabilidad de uno a otro. Por ejemplo, lo que según RHRS es muy elevado, puede ser sólo medio-elevado en $RHRS_{MOD}$. En todo caso, se ha tomado el criterio de considerar un cierto nivel de riesgo cuando lo cumple en los diferentes índices. En caso contrario, se considera el nivel del escalón inferior.
- Se da algunos casos de índices medios en taludes de pocas dimensiones o de escaso potencial de inestabilidades por el hecho de ser un tramo peligroso desde el punto de vista "geométrico". Por ejemplo, carretera con plataforma pequeña, sin cuneta y con visibilidad nula. Para tener en cuenta este hecho, se ha definido el índice $RHRS_{geom}$, que pondera tan solo los valores correspondientes a condiciones geométricas y de tráfico de la vía donde se valora el talud y el índice $RHRS_{medi}$ que pondera los valores de condiciones geológicas y ambientales del talud. Así se obtiene el índice RHRS según la fórmula (5):

$$RHRS = RHRS_{geom} + RHRS_{medi} \quad (5)$$

Con la aplicación del índice RHRS se han determinado los tramos de carretera con riesgo elevado y muy elevado, que coinciden con las zonas de mayor susceptibilidad geológica: materiales blandos susceptibles de deslizar subyaciendo a potentes estratos con frentes rocosos fracturados con habituales desprendimientos y presencia de la traza de la carretera en zonas con pendientes medias a elevadas. Así, se han determinado diversos tramos de carreteras con riesgo elevado o mayor por la situación de los taludes propios de la carretera así como por frentes rocosos de la ladera próximos a la traza, que se pueden ver en la tabla 5.

Tramo pk	**Longitud (m)**	**Riesgo medio**	**Incidencias 2005 - 2011**
94+700 - 94+800	100	Elevado	-
95 - 95+600	600	Elevado	-
95+900 - 96	100	Moderado	1
96+300 - 98	1700	Muy elevado	3
99 - 99+500	500	Elevado	1
100+300 - 100+600	300	Muy elevado	1
101+800 - 103+500	1700	Muy elevado	6
105+500 - 105+900	400	Muy elevado	1
106+600 - 107	400	Elevado	1
108+500 - 109	500	Muy elevado	5
110 - 110+300	300	Elevado	1

Tabla 5.- Zonas del tramo de estudio con riesgo elevado o muy elevado de desprendimientos

La mayoría de los tramos indicados en la tabla 5 han sufrido diversas incidencias en los últimos años y también se trata de zonas con alturas de talud o acantilados de la ladera próxima elevadas y con trazados de la carretera muy encajados lo que redunda en plataformas de la carretera estrechas con frecuente inexistencia de cunetas y poca visibilidad del tramo.

Como ejemplo de esta situación se muestra la figura 4 correspondiente al tramo entre los pk 101+800 al pk 103+500, especialmente problemática donde ha habido muchas incidencias con varias de ellas de suma importancia con el de la figura 2 derecha y en las que se ha tenido que actuar sistemáticamente para retirar bloques y reparar tramos dañados de la carretera.

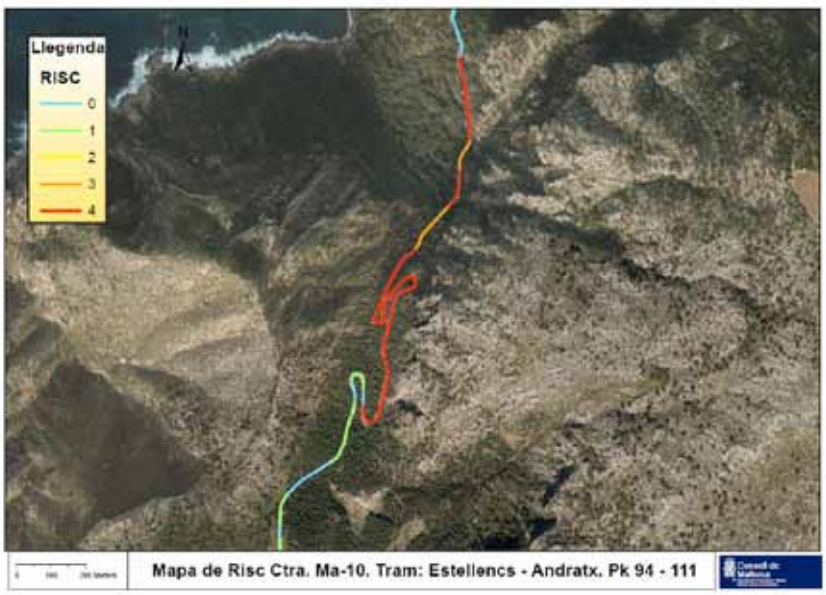


Figura 4. Detalle del mapa de riesgo por desprendimientos en taludes del tramo de la carretera Ma-10 entre Estellencs y Andratx entre los pk 101 y 103.

Con esta metodología se han detectado la mayoría de tramos que presentan problemas repetidos de incidencias por desprendimientos rocosos en el tramo de estudio. Sin embargo, hay que indicar que sólo se han analizado los taludes rocosos propios de la carretera y los frentes rocosos próximos a la traza, detectables visualmente desde la misma. Para minimizar esta limitación se ha iniciado un estudio para determinar la influencia de frentes rocosos más alejados mediante la aplicación de métodos de cálculo de trayectorias de caída de bloques a partir de modelos digitales del terreno con el programa STONE (Guzzetti et al., 2002). Los primeros análisis realizados indican que alguno de los tramos detectados se vería ampliado o que hay algún tramo más que pueden ser alcanzados por desprendimientos.

6.- CONCLUSIONES

Se ha aplicado una metodología clásica en la determinación del riesgo por desprendimientos rocosos a las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca, como es el índice RHRS. Su determinación ha requerido disponer de una serie de datos de las características geométricas y de tráfico de las misma. Todos estos datos están disponibles en el inventario del Servicio de Explotación de la Dirección Insular de Carreteras del Consell de Mallorca. También ha requerido realizar un análisis geomecánico sobre el terreno de taludes y laderas.

Toda la información obtenida se ha implementado en una base de datos con la que se ha realizado un mapa de riesgo. Con el fin de mejorar la calidad del citado mapa de riesgo se está complementando la metodología del RHRS con otros métodos basados en el cálculo de trayectorias de caída de bloques.

Los análisis realizados indican que las zonas detectadas como de riesgo elevado y muy elevado coinciden, básicamente, con las zonas donde ha habido mayor número de incidencias por desprendimientos rocosos. También coinciden con las zonas donde mayor inversión correctiva y preventiva se ha realizado hasta la fecha. La mayoría de actuaciones se han realizado para restablecer la operatividad de la carretera con posterioridad a la ocurrencia de incidencias de desprendimientos y deslizamientos.

Con este mapa de riesgo se dispone de una nueva herramienta de gestión para la planificación de actuaciones preventivas y de mantenimiento de las carreteras. De esta forma se podrán reducir las actuaciones correctivas urgentes de reparación de pavimentos y otros elementos dañados después del alcance de bloques desprendidos, así como aumentar la seguridad de los vehículos y sus ocupantes minimizando el riesgo de verse afectados por estas incidencias.

REFERENCIAS

Budetta, P. (2004). *Assessment of rockfall risk along roads*. Natural Hazards and Earth Sciences. European Geosciences Union 2004.

Corominas, J., Ibarbia, I., Luzuriaga, S., Navarro, J.A., Jugo, I., Jurnet, C. y Hürlimann, M. (2009). *Evaluación del riesgo por desprendimiento y deslizamiento en la carretera de la costa de Gipúzkoa*. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, 27-30 de octubre de 2009.

Fonseca, R.L. Raïmat, C. y Caba, J.M. (2008). *Gestión sostenible de los riesgos naturales que afectan a las vías locales.* Congreso Movilidad Local y Territorio. Las carreteras locales. Una red con personalidad propia. Barcelona, 11 – 13 de junio de 2008.

Guzzetti, F., Crosta, G., Detti, R. and Agliardi, F. (2002). *STONE: a computer program for the three-dimensional simulation of rock-falls*. Computers & Geosciences 28 p1079-1093.

Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Azañón, J.M. y Tsige, M. (2009). *La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca) del 19 de diciembre de 2008*. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, 27-30 de octubre de 2009.

Pierson, L.A. (1991). *The Rockfall Hazard Rating System*. Oregon Department of Transpotation.

Romana, M., Serón, J.B. and Montalar, E. (2003). *SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation.* ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy.

Santi, P.M, Russell, C., Higgins, J., and Spriet, J. (2009). *Modification and statistical analysis of the Colorado Rockfall Hazard Rating System*. Engineering Geology 104 p55-65.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

EXPOSICIÓN A LOS DESPRENDIMIENTOS DE ROCA EN MONTSERRAT

Sara FONTQUERNI[1*], Joan Manuel VILAPLANA[1], Marta GUINAU[1] y Manuel Jesús ROYÁN[1]

[1] Grupo RISKNAT. GEOMODELS. Departament de Geodinàmica i Geofísica
Facultat de Geologia. Universitat de Barcelona, Martí Franquès s/n. 08028 Barcelona.

RESUMEN Y PALABRAS CLAVE

En este artículo se propone una metodología para la evaluación de la exposición de elementos vulnerables a los desprendimientos a escala 1:25.000. La exposición se evalua a partir del cruce de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno y de una función de exposición única para cada elemento vulnerable.El análisis se realiza mediante un sistema de información geográfica (ArcGis 10.0 de Esri).
La metodología se ha aplicado al "Parc Natural de la Muntanya de Montserrat" y se presentan los resultados de la exposición al peligro de desprendimientos para el caso de los vehículos que circulan por carretera con o sin personas.
El desarrollo de esta propuesta forma parte de un estudio en curso de mayor calado que se centra en el análisis de la exposición al riesgo por desprendimientos de roca a diferentes escalas y en diferentes contextos naturales y sociales.

Palabras clave: desprendimientos, riesgo geológico, frecuencia de ocurrencia, exposición, SIG, Montserrat.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La montaña de Montserrat es uno de los parajes más emblemáticos de Cataluña, caracterizada por la singularidad de sus rasgos geomorfológicos. Geológicamente, el maziso de Montserrat forma parte de la cuenca del Ebro, y está situado en el extremo SO de esta. Los materiales aflorantes son conglomerados intercalados con limolitas y/o areniscas subhorizontales afectados por una red subvertical de tres famílias principales de diaclasas.

Las laderas del *Parque Natural de la Muntaya de Montserrat* (PNMM) se encuentran afectadas por desprendimientos de rocas, que con cierta frecuencia superan los 1000 m^3. Estos constituyen un riesgo geológico importante para todos los elementos expuestos a este fenómeno. Durante los últimos años se han observado desprendimientos de rocas en zonas muy frecuentadas por los visitantes como son el propio Monasterio, la carretera de acceso, el aparcamiento y el tren-cremallera produciendo daños importantes. En consecuencia, y de cara a la caracterización de la problemática y la búsqueda de soluciones, el Institut Geològic de Catalunya (IGC) y el Grupo de investigación RISKNAT, empezaron a realizar diversos estudios sobre los desprendimientos de rocas. En 2011 más de dos millones de personas visitaron el recinto del Monasterio de Montserrat.

Los desprendimientos rocosos son uno de los fenómenos más comunes en escarpes montañosos (Copons and Vilaplana, 2008). Es un fenómeno de gran frecuencia y se considera el movimiento de ladera de mayor velocidad (Varnes, 1978) llegando a energías de impacto muy elevadas (Agliardi and Crosta, 2003 y Agliardi *et al*. 2009). Copons (2007) define los desprendimientos como toda masa rocosa que se separa de una ladera rocosa y que se fragmenta en cuerpos rocosos más pequeños que se propagan ladera abajo mediante una caída libre y/o rebotando y/o rodando.

Según Vilaplana and Payàs (2008) la peligrosidad natural es la probabilidad de que pueda ocurrir un peligro natural de determinada magnitud en un lugar concreto y en un período de tiempo determinado, y el riesgo natural es la probabilidad de daños debidos a un fenómeno natural en un lugar concreto y en un período de tiempo determinado.

Existe un gran número de estudios de caída de bloques (Frattini *et al*. 2008 y Stoffel *et al*. 2005) pero pocos son los autores que abordan el estudio de la exposición y la vulnerabilidad a este fenómeno (Ferlisi *et al*. 2012). En algunos casos se evalúa el riesgo asignando valores de exposición y vulnerabilidad (Corominas *et al*. 2005), en otros se focaliza en la vulnerabilidad estructural (Marouli and Corominas, 2010). Sin embargo, algunos autores abordan la definición y la cuantificación de la exposición, como es el caso de (Peduzzi *et al*. 2002), que define el término exposición física como la combinación de la frecuencia de un peligro y la población expuesta. Otros autores como Bell and Galde (2004), agrupan vulnerabilidad y exposición y lo definen como elementos en riesgo. En el informe de evaluación global sobre la reducción del riesgo de desastres de la UNISDR – ONU (2009) se estima que el gran aumento del riesgo de desastres se debe, sobre todo, al rápido incremento de la exposición.

2. OBJETIVOS

- Proponer una metodología para evaluar la exposición a los desprendimientos de roca de los elementos vulnerables en el PNMM.
- Realizar una cartografía del grado de exposición de los elementos vulnerables. Aplicar la metodología desarrollada en el PNMM.

3. ELEMENTOS VULNERABLES CONSIDERADOS Y MATERIALES

El número de elementos vulnerables presentes en el territorio es muy diverso. En el proyecto original la metodología se ha desarrollado para los elementos de interés presentes en la zona de estudio y de los cuales hemos podido obtener la información mínima necesaria para poder evaluar su grado de exposición. Así, los elementos estudiados son: el tren-cremallera, los funiculares, los vehículos que circulan por carreteras, los usuarios de caminos y los elementos permanentes no móviles. Los principales materiales utilizados para este proyecto se detallan en la tabla 1.

<table>
<tr><th>DOCUMENTO</th><th>¿QUE ES?</th><th>ORGANISMO</th><th>FUENTE</th></tr>
<tr><td>Mapa de Prevenció als Riscos Geològics a escala 1:25000 (MPRG25M).</td><td>Mapa de peligrosidad geológica del territorio</td><td>Institut Geològic de Catalunya (IGC) en colaboración con la empresa GEOCAT</td><td>IGC (2011a), IGC (2012), IGC (2011b) y web del IGC (www.igc.cat)</td></tr>
<tr><td>Espais naturals de protecció especial (ENPE)</td><td>Cartografía base en formato digital</td><td>Departament de Territori i Sostenibilitat de la Generalitat de Catalunya (www.gencat.cat/territori/</td><td>Web de Nexus Geografics (http://dmah.nexusgeografics.com/)</td></tr>
<tr><td>Mapa geológico de Catalunya a escala 1:25.000.</td><td rowspan="5">Cartografía base en formato digital</td><td rowspan="4">IGC e ICC.</td><td rowspan="4">Web del ICC mediante el visualizador de mapas Vissir3 (www.icc.cat/vissir3/). Geoinformación utilizada en formato shape y con sistema de referencia ETRS89.</td></tr>
<tr><td>Base topográfica a escala 1:5000.</td></tr>
<tr><td>Mapa topográfico a escala 1:10000.</td></tr>
<tr><td>Ortofotografías a escala 1:5000.</td></tr>
<tr><td>Modelo de elevaciones del terreno 2x2 (ASCII) del proyecto LIDARCAT</td><td>ICC</td><td>Cedido por el ICC a RISKNAT.</td></tr>
<tr><td>Estaciones IMD</td><td>Ubicación de las estaciones de aforo de IMD</td><td colspan="2">Web del Departament de Territori i Sostenibilidad de la Generalitat de Catalunya, pero la información referente a los datos diarios registrados ha sido facilitada por la DGC.</td></tr>
<tr><td>Entrada de vehículos al aparcamiento del Monasterio</td><td colspan="3">El Patronat de la Muntanya de Montserrat (PMM) han cedido datos relativos al recuento diario de vehículos que han entrado en el aparcamiento del Monasterio de Montserrat.</td></tr>
</table>

Tabla 1. Principales materiales utilizados para elaborar este proyecto.

En artículo se presentan los resultados de aplicar la metodología propuesta en las carreteras que dan acceso al Monasterio de Montserrat (BP-1121 y BP-1103) y en las dos vías principales del eje del Llobregat la C-55 y la C-58.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A. METODOLOGÍA DESARROLLADA

a) Definición de la metodología

El riesgo se puede estimar como el producto de la peligrosidad por la exposición y por la vulnerabilidad en un determinado período de tiempo. Para los desprendimientos de roca, Varnes (1978) ya propuso la siguiente ecuación:

$$R = H \times E \times (V \times C) \quad (1)$$

Donde:
H: peligrosidad o probabilidad potencial de una caída de roca de magnitud determinada.
E: exposición de un elemento o un grupo de elementos en riesgo a la caída de rocas.
V: vulnerabilidad de los elementos expuestos.
C: valor de los elementos expuestos.

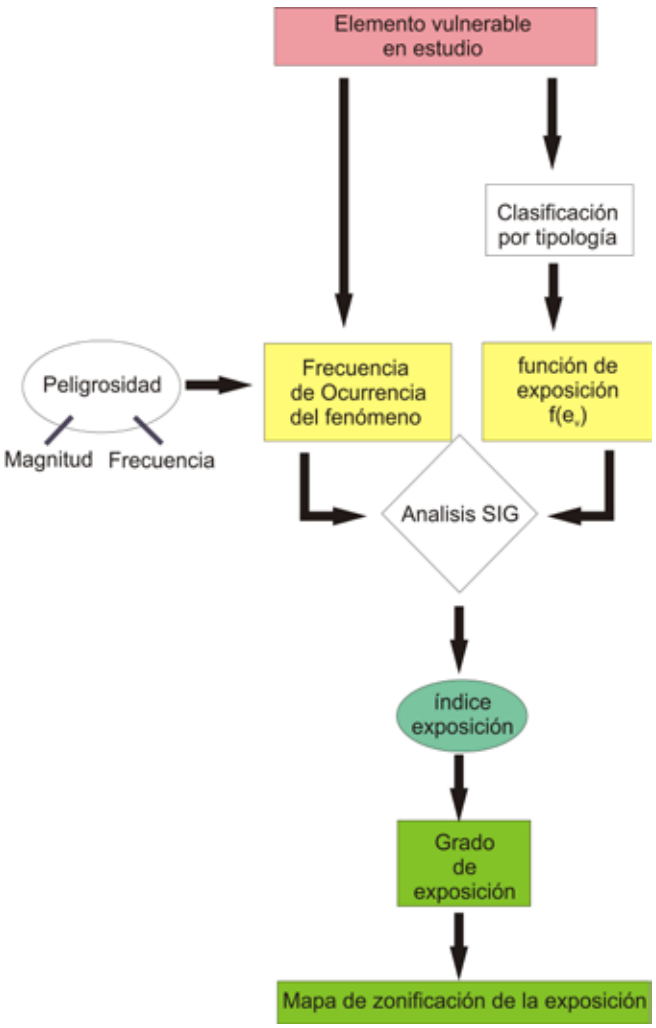
La peligrosidad del fenómeno se define a partir de la frecuencia de ocurrencia y de su intensidad o magnitud (energía). Para el diseño de la metodología se ha asumido que la vulnerabilidad (capacidad de ser dañado) va directamente ligada a la energía del fenómeno y que la exposición de los elementos vulnerables tiene relación directa con la frecuencia de ocurrencia (posibilidad de encuentro entre el fenómeno y el elemento).

Se propone una metodología para evaluar el grado de exposición en base al producto de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno por una función de exposición del elemento vulnerable.

$$E = F \times f(e_V) \quad (2)$$

Donde:
E: Exposición para una tipología de elemento vulnerable.
F: Frecuencia de ocurrencia de un fenómeno potencialmente peligroso.
$f(e_v)$: Función de exposición, específica para cada tipología de elemento vulnerable.

La metodología que se propone para la cuantificación de la exposición a escala 1:25000 tiene en cuenta la distribución espacial de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno y las características propias del elemento vulnerable, dando el mismo peso a los dos términos. Así, la propuesta realizada se asemeja conceptualmente a la de Peduzzi *et al*. 2002, que define el término exposición física como la combinación de la frecuencia de un peligro y la población expuesta.



El cálculo del grado de exposición se basa en un flujo metodológico (ver figura 1) que consta de seis fases:

1- Identificación del elemento potencialmente afectado que se quiere estudiar.

2- Zonificación de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno en la zona de estudio.

3- Diseño de la función de exposición específica para el elemento en estudio.

4- Obtención del índice de exposición que es el producto de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno por la función de exposición del elemento vulnerable mediante análisis SIG con el programa ArcGis 10.0 de ESRI.

5- Obtención del grado de exposición agrupando en categorías los valores numéricos del índice de exposición.

6- Realización del mapa de zonificación de la exposición.

En los siguientes subapartados de este capítulo se explica sintéticamente como se desarrolla cada uno de estos pasos.

Figura 1. Flujo metodológico para el análisis del grado de exposición de un elemento vulnerable.

b) Tipología elementos vulnerables

Una vez identificados los elementos vulnerables existentes en la zona de estudio se clasifican teniendo en cuenta su morfología espacial y su presencia temporal. A partir de esta primera clasificación se identifican las particularidades de los elementos vulnerables y se reagrupan aquellos que comparten características similares. Para el cálculo de la exposición se considerará separadamente el conjunto de elementos sin presencia de personas y en una fase posterior estos elementos con personas.

c) Zonificación de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno

La frecuencia de ocurrencia de un fenómeno peligroso en este trabajo se expresa cartográficamente mediante mapas de zonificación de frecuencia, de manera que se delimitan zonas geográficas y se clasifican en clases.

En la fase de desarrollo de la metodología y teniendo en cuenta la escala 1:25.000 del trabajo, se ha decidido asumir la información existente del MPRG25M realizado por el IGC. Donde la peligrosidad se define como una relación en base a la Magnitud y Frecuencia/actividad del fenómeno. Se han asignado los grados de frecuencia de ocurrencia a los polígonos creados en el MPRG25M en base a la metodología aplicada para su confección, la información de campo recopilada por Geocat, los conocimientos de la zona y las observaciones "in situ". Se definen cuatro grados de frecuencia de ocurrencia relativa del fenómeno: alta, media, baja y muy baja. Adoptar la zonificación de frecuencias a partir de un trabajo previo ha condicionado la aplicación de la metodología desarrollada y los límites de grado de exposición Es un factor importante a tener en cuenta al valorar los límites de grado de exposición.

d) Función de exposición del elemento vulnerable f (e_v)

La función de exposición de un elemento vulnerable **f(ev)** tiene en cuenta las características del elemento en estudio que afectan a la exposición y es única para cada tipología de elemento. En la figura 2 se exponen las f(e_v) que se han elaborado para el cálculo del índice de exposición a escala 1:25.000.

ELEMENTO VULNERABLE CONSIDERADO	FU
Vehículos en movimiento:	$f(e_v)v = \frac{(IMD/24)}{V_L}$
Personas en vehículos	$f(e_v)pv = \sum \frac{(IMD/24)}{V_L}$
Personas en caminos	$f(e_v)pc = \frac{(U/24}{Va}$
Elementos permanentes	$f(e_v)pr =$ Le x
Personas dentro de edificios	$f(e_v)ppr = \frac{Oe}{Ie \times}$

Figura 2. Relación de funciones de exposición f(ev) que se proponen para el cálculo del índice de exposición de los elementos vulnerables considerados a escala 1:25.000.

e) Índice de exposición (Ie): cálculo con SIG

El **Ie** es un valor numérico resultado de multiplicar la frecuencia de ocurrencia del fenómeno con la **f(ev)** elemento vulnerable que se está considerando.

$$Ie = F \times f(e_V) \tag{3}$$

Donde:
IE: índice de exposición para una tipología de elemento vulnerable.
F: Frecuencia de ocurrencia de un fenómeno.
f(ev): función de exposición para una tipología dada de elemento vulnerable.

Este valor se obtiene mediante el análisis con sistemas de información geográfica (SIG) asignando a cada categoría de frecuencia un valor numérico y el valor de la función de exposición del elemento. La asignación numérica de la frecuencia de ocurrencia de desprendimientos se ha basado en una progresión geométrica con razón igual a 2. Los resultados se han agrupado en 4 intervalos: 1 muy baja; 3 baja; 5 media; 7 alta. Esta decisión refleja y delimita con claridad los grados de frecuencia de ocurrencia del fenómeno dando más peso a los grados de mayor rango.

f) Grado de exposición y representación de los resultados

Para poder representar cartográficamente (zonificar) el factor exposición se define el grado de exposición. Este se obtiene clasificando en 4 categorías los valores de Ie, (Bajo, Medio, Alto y Muy Alto). Cada categoría corresponde a un intervalo de magnitud del Ie, así, el orden de magnitud menor de índice equivale al grado de exposición bajo, y aumenta de grado por cada orden de magnitud. Una vez definidos los límites de los grados de exposición se clasifican los polígonos obtenidos del análisis SIG en estas clases.

Los resultados obtenidos de aplicar la metodología a la zona de estudio tienen consitencia y se ha aceptado como adecuada esta asignación entre los valores de Ie y los grados de exposición. De todas maneras la muestra obtenida de valores de Ie es pequeña y sería muy interesante validar esta asignación (y la metodología) con otra zona de estudio con una muestra mayor.

El índice de exposición es numérico pero el grado de exposición obtenido de aplicar la metodología desarrollada se tiene que considerar cualitativo y relativo.

B. APLICACIÓN METODOLOGÍA A LAS CARRETERAS DE ACCESO AL MONASTERIO

Para la aplicación de la metodología a la zona de estudio se han considerado tres escenarios para las categorías de vehículos en carreteras con y sin personas (los tramos analizados corresponden a las carreteras BP-1121, BP-1103, C-55 y C-58). Los escenarios que se han seleccionado pretenden mostrar casuísticas de afluencia de usuarios del PNMM que se dan en la zona de estudio. La ventaja de definir escenarios es que los mapas de grado de exposición nos dan fotografías instantáneas de la realidad del territorio.

Los tres escenarios evaluados A (31-enero-2011), B (27-julio-2011) y C (12-octubre-2012) representan un día-tipo de mínimos, habitual y de máximos respectivamente en relación a la circulación de vehículos. El escenario A suele darse entre semana durante la temporada baja turística, el B en fines de semana de temporada baja o media y entre semana de temporada alta, y el C refleja un escenario de máximos donde se baten récords de usuarios. La elección de los días asignados a este día-tipo ha sido realizada a partir del análisis de los datos recolectados para los últimos cinco años y con el apoyo del conocimiento de los gestores de los diferentes operadores presentes en la zona de estudio.

Vehículos en carreteras

El grado de exposición de vehículos en carreteras se ha realizado en 26 tramos en zona de desprendimientos con una longitud total de 13.91 km en su proyección horizontal. En la figura 3 se puede observar la zonificación del grado de exposición de este elemento vulnerable. E grado muy alto presente en el escenario C se observa en el aparcamiento del Monasterio de Montserrat. La carretera BP-1103 presenta una circulación de vehículos menor que la BP-1121, esta característica se ve reflejada con un grado de exposición menor en el escenario A. Los resultados obtenidos para el escenario B y C son iguales a excepción de un pequeño tramo de la carretera BP-1121 de frecuencia de ocurrencia baja donde el grado de exposición en el escenario B es medio y en el C es alto.

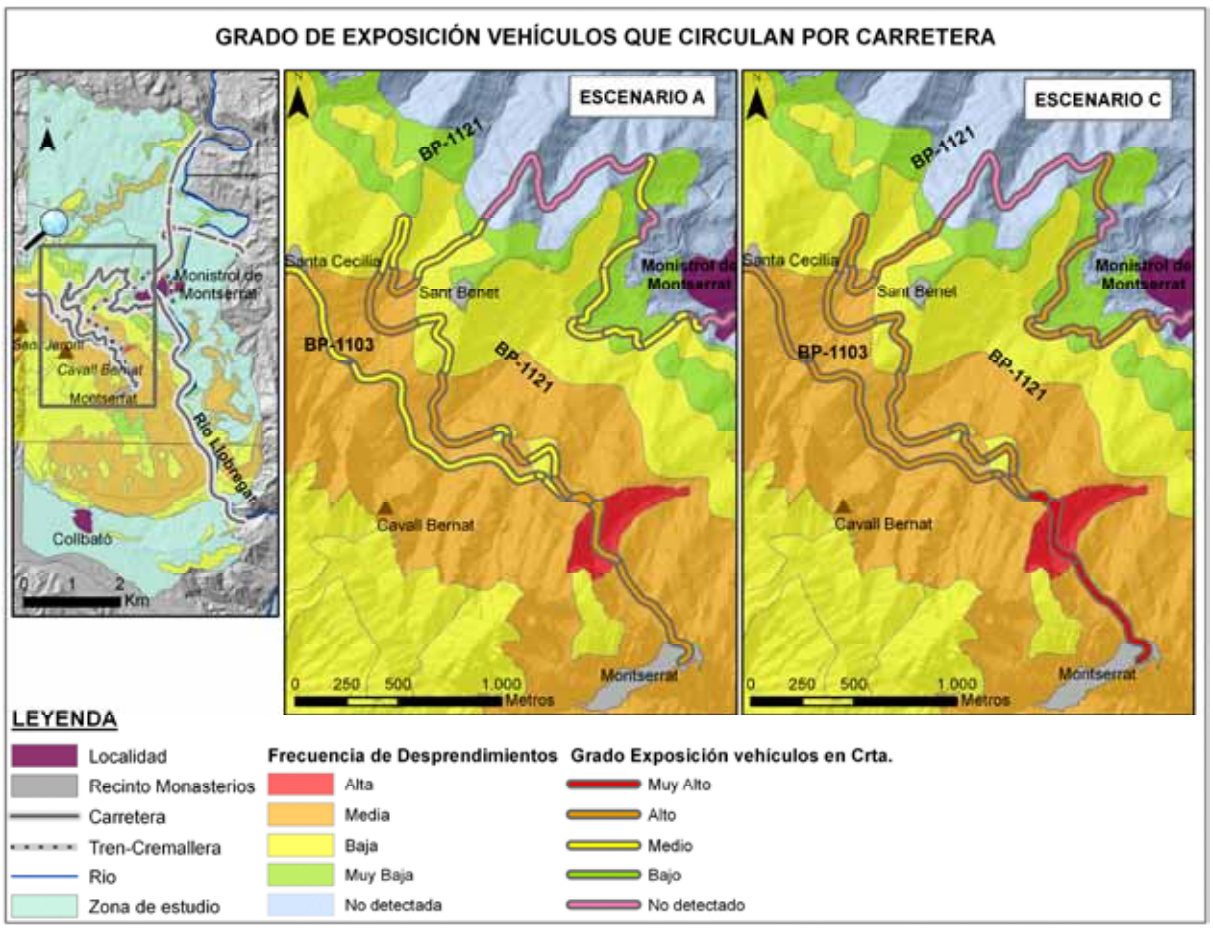


Figura 3. Grado de exposición de los vehículos que circulan por carretera en la zona de estudio para los escenarios A y C.

En la figura 4 se puede observar el porcentaje de kilómetros expuestos a cada grado respecto el total para cada escenario. Destaca que en ningún escenario se presenta grado bajo y que la diferencia de grado entre los escenarios B y C sólo representan un 0.1 % respecto el total de kilómetros.

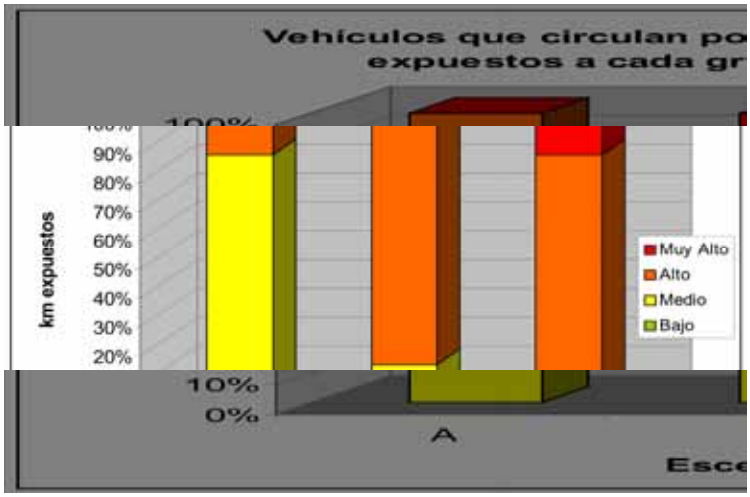


Figura 4. Relación de kilómetros expuestos a cada grado de exposición respecto el total para los vehículos que circulan por carretera.

Personas en vehículos en carreteras

En este caso se han considerado 11 tramos de carretera con una longitud total de 9,03 km en su proyección horizontal de las carreteras BP-1103 y BP-1121, las cuales dan acceso al Monasterio de Montserrat desde Monistrol y el Bruc respectivamente.

La relación en porcentaje de kilómetros expuestos a cada grado respecto el total para cada escenario mostrado en la figura 5 se puede destacar que en el escenario A el 85'4 % de los kilómetros presentan grado medio y que el 14.6 % restante tienen grado alto. En el escenario B destacan los tramos con grado alto que representan un 81'9 % de los kilómetros dentro de zona afectada por desprendimientos, y que el grado medio y muy alto tienen un peso menor con un 13'4 % y un 4'7 % respectivamente. En el escenario C se mantiene la misma relación que en el escenario A pero un grado por encima. De manera que los tramos de grado medio en en escenario A en el C presentan grado alto y los tramos de grado alto en el C tienen grado muy alto.

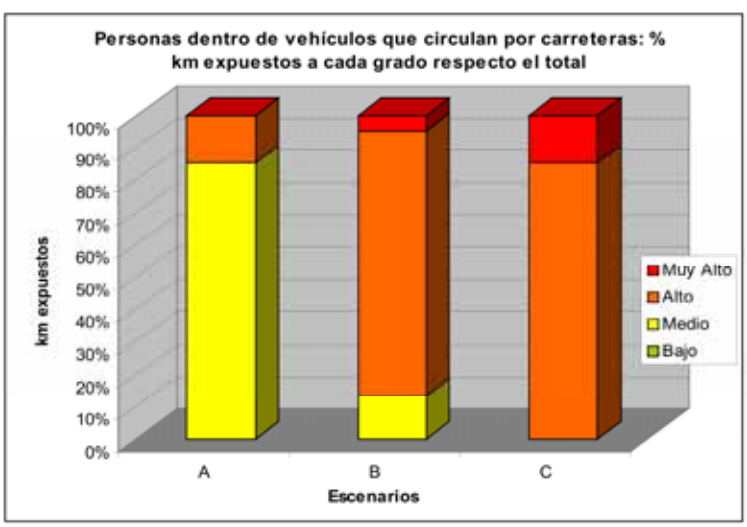


Figura 5. Relación de kilómetros expuestos a cada grado de exposición respecto el total para las personas dentro de vehículos que circulan por carretera.

En los mapas de grados de exposición de los tres escenarios evaluados (ver figura 6) no se identifican tramos con grado de exposición bajo. El escenario B presenta un solo tramo con exposición muy alta y se ubica en el tramo que cruza la única zona de frecuencia de desprendimientos alta. El escenario C es el que presenta un grado de exposición mayor ya que aumenta el porcentaje de exposición alta y muy alta respecto los escenarios A y B, y tampoco presenta grado medio. El grado de exposición muy alto presente en los escenarios B y C solo se observa en algunos tramos del aparcamiento del Monasterio.

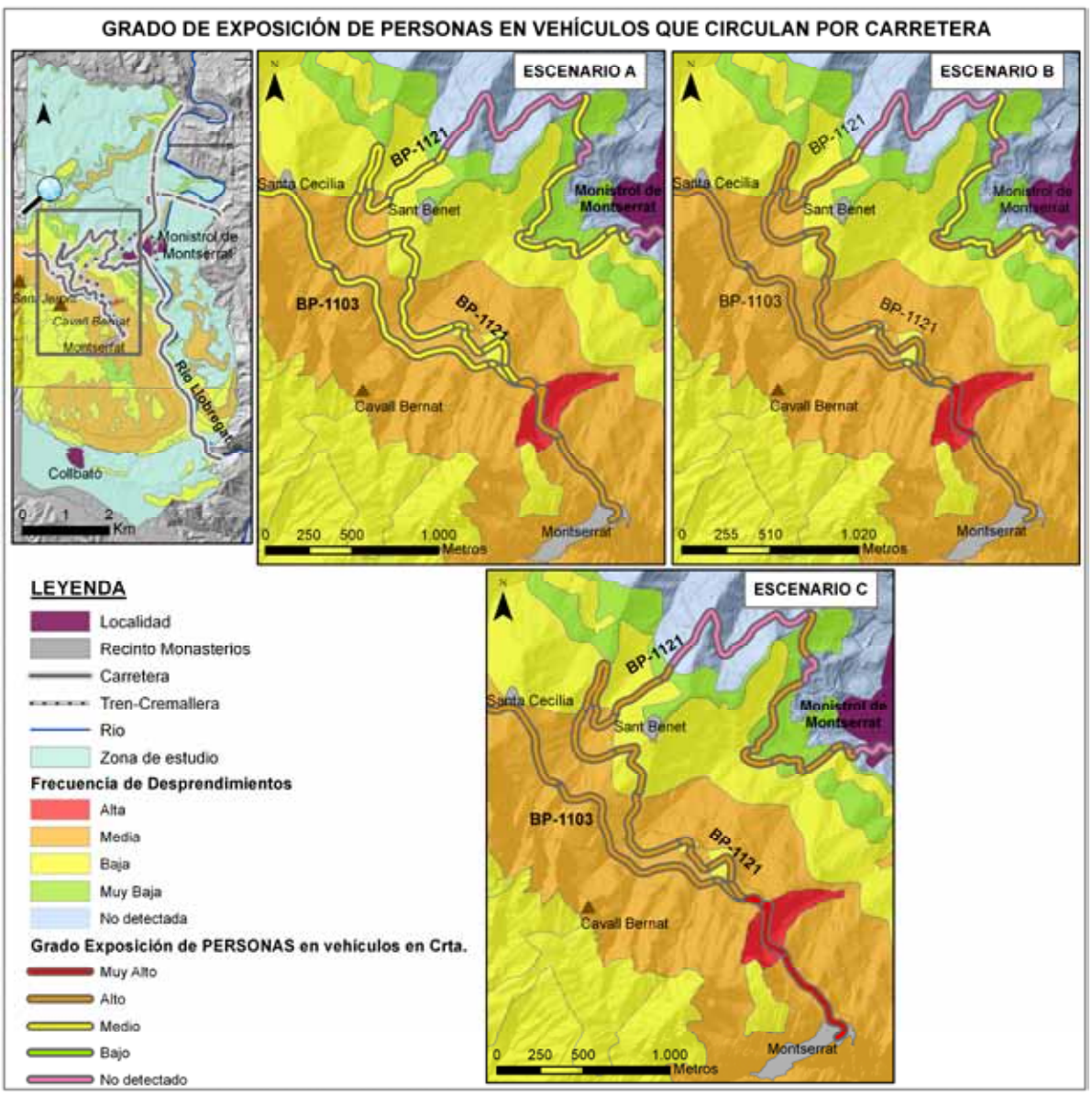


Figura 6. Grado de exposición de las personas en vehículos que circulan por carretera en la zona de estudio para los escenarios A, B y C.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se presenta la metodología desarrollada para el análisis del grado de exposición a escala 1:25.000 y los resultados obtenidos de aplicar esta propuesta a una parte importante del Parque Natural de la Muntanya de Montserrat para los vehículos que circulan por carretera con o sin personas. El desarrollo de esta propuesta forma parte de un estudio en curso de mayor calado que se centra en el análisis de la exposición al riesgo por desprendimientos de roca a diferentes escalas y en diferentes contextos naturales y sociales.

Para el cálculo del grado de exposición se ha propuesto una metodología que consta de seis fases:

1- Identificación, clasificación e inventario de los elementos potencialmente amenazados
2- Zonificación de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno en la zona de estudio.
3- Diseño de la función de exposición específica para el elemento en estudio.
4- Obtención del índice de exposición que es el producto de la frecuencia de ocurrencia del fenómeno por la función de exposición del elemento vulnerable mediante análisis SIG con el programa ArcGis 10.0 de ESRI.
5- Obtención del grado de exposición a partir de agrupar los valores numéricos del índice de exposición en 4 categorías: bajo, medio, alto y muy alto
6- Realización del mapa de zonificación de la exposición.

En este trabajo se presenta la aplicación del método a la exposición de las carreteras de acceso al Monasterio de Montserrat. Los resultados son satistactorios. La propuesta metodológica desarrollada es capaz de reflejar la realidad del territorio frente a la exposición a los desprendimientos en escenarios definidos. Creemos que es una buena aproximación a la evaluación del riesgo geológico.

Este es un primer trabajo general y sintético de la exposición a los desprendimentos de la montaña de Montserrat. Es importante recordar que los cálculos del grado de exposición se han realizado a partir de los datos de peligrosidad natural no protegida por obras de defensa.

6. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por FUNDACIÓN MAPFRE en la Convocatoria Ayudas a la Investigación 2011.
RISKNAT. GEOMODELS. IGC. GEOCAT (Marc Janeras y Judit Pons). ICC. FGC (Ferran Gallego, Iván Pascual y Francesc Ludeña). PNMM (Jordi Calaf y un recuerdo especial a Lluís Baciero). Abadia de Montserrat (Ramon Oranies). DGC. PMM.

7. BIBLIOGRAFÍA

Agliardi, F. and Crosta, G. B., 2003. High resolution three-dimensional numerical modelling of rockfalls. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40: 455-471.

Agliardi, F., Crosta, G.B. and Frattini, P, 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modeling techniques. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9:1059-1073.

Bell, R. and Glade, T, 2004. Multi-Hazard Analysis in Natural Risk Assessments. *Department of Geography, University of Bonn, Germany*, 10 pp.

Copons, R., 2007. Avaluació de la perillositat de caigudes de blocs rocosos al Solà d'Andorra la Vella. *Monografies del CENMA*. Editor Institut d'Estudis Andorrans. St. Julià de Lòria. 211pp.+ 11 mapas.

Copons, R. and Vilaplana, J.M, 2008. Rockfall susceptibility zoning at a large scale: From geomorphological inventory to preliminary land use planning. *Engineering Geology*, 102 (3-4): 142-151.

Corominas, J., Copons, R., Moya, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J. and Amigó, J., 2005. Quantitative assessment of the residual risk in a rockfall protected area. *Landslides Springer-Verlag GMBH*, 4: 343 – 357.

Ferlisi, S., Cascini, l., Corominas, J and Matano, F., 2012. Rockfall risk assessment to persons travelling in vehcles along a road: the case study of the Amalfi coastal road (southern Italy). *Natural Hazard*, 2 -col. 62: 691-721.

Frattini, P., Crosta, G., Carrara, A. and Agliardi, F., 2008. Assessment of rockfall susceptibility by integrating statistical and physically-based approaches. *Geomorphology*, 94: 419-437.

IGC, 2011a. Mapa per la prevenció dels riscos geològics 1:25.000, hoja nº 392-1-2 (Olesa de Montserrat). *Institut Geològic de Catalunya*, Barcelona.

IGC, 2011b. Reconeixement preliminar de la paret rocosa que domina el recinte del Monestir de Montserrat. *Institut Geològic de Catalunya*, Codi AP-040/11, Barcelona.

IGC, 2012. Mapa per la prevenció dels riscos geològics 1:25.000, hoja nº 392-1-1 (Monistrol de Montserrat). *Institut Geològic de Catalunya*, Barcelona.

Mavrouli, O and Corominas, J., 2010. Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings, *Natural hazards and Earth System Sciences*,10: 2055-2066.

Peduzzi, P., Dao, H. and Herold, C., 2002. Global Risk And Vulnerability Index Trends per Year (GRAVITY). Phase II: Development, analysis and results. De "GRAVITY-Team" United Nations Environment *Programme Gobal Resource Information Database – Geneva (UNEP/DEWA/GRID-Geneva) per United Nations Development Programme Bureau of Crisis Prevention & Recovery UNDP/BCPR (formerly ERD)*. 62 pp.

Stoffel, M., Schneuwly, D., Bollschweiler, M., Lièvre, I., Delaloye, R., Myint, M. and Monbaron, M., 2005. Analyzing rockfall activity (1600-2002) in a protection forest – a case study using dendrogeomorphology. *Geomorphology*, 68: 224-241.

UNISDR – ONU, 2009. Global assessment report on disaster risk reduction. *United Nations International Strategy for Disaster Reduction Secretariat*, 207 p.

Varnes, D.J., 1978. Slope movement types and processes. In Schuster R.L. & Krisek R.L. & Krizek R.J Ed. Landslides, analysis and control Transportation Research Board Sp. Rep, 176, Nat. Acad. of Sciences.

Vilaplana, J.M. and Payàs, B., 2008. RiskCat. Els riscos naturals a Catalunya. Informe executiu / Los riesgos naturales en Cataluña / Natural Risks in Catalonia. *Informes del CADS nº6 Dept. de la Presidència*, 228 pp.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN CUANTITATIVA DEL RIESGO POR DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS EN ESCALA ESPECÍFICA Y LOCAL

J. Corominas[1], O. Mavrouli[1], J. Moya[1] y R. Ruiz[1]

[1] Departamento de Ingeniería de Terreno, Cartográfica y Geofísica
Universidad Politécnica de Catalunya – UPC

RESUMEN

La Evaluación Cuantitativa de Riesgo (ECR) por desprendimientos rocosos que amenazan zonas edificadas, en áreas montañosas, es una herramienta cada vez más solicitada, que facilita la toma de decisiones objetiva y el diseño de las obras de protección. La ECR requiere metodologías que integran todas las etapas del fenómeno, incluyendo componentes en términos cuantitativos para la frecuencia de los desprendimientos, la fragmentación de la masa inicial por impacto sobre el terreno, la propagación de los bloques individuales por el talud, su posible impacto y daño en los elementos existentes en la zona. En esta comunicación presentamos un ejemplo de ECR. Es un proceso analítico, aplicable en escala de detalle o local. Destacan dos puntos clave: (i) La incorporación del efecto de la fragmentación, que evita la sobrestimación de la magnitud de los bloques y la subestimación de la probabilidad de impacto. La fragmentación se utiliza para definir los volúmenes de entrada en el análisis de trayectoria. Proponemos una relación estadística entre los volúmenes de las masas rocosas iniciales y el número y tamaño de los bloques producidos por la fragmentación. Se trata de una distribución exponencial cuyo exponente es el mismo que el de la distribución de los volúmenes de las cicatrices observadas en el frente rocoso, y que había sido calculado previamente. A continuación, se calcula la probabilidad de impacto sobre cada elemento expuesto, por separado para cada rango de volumen de bloques que se ha obtenido; (ii) La introducción de una vulnerabilidad específica para cada elemento expuesto, según la energía cinética de los bloques y el punto de impacto. El riesgo total es la integral para el conjunto de volúmenes esperados, del producto de los componentes de riesgo. El riesgo calculado se puede expresar en términos de probabilidad anual de pérdida. La metodología se aplica en Andorra la Vella, en una zona muy propensa a desprendimientos rocosos y de riesgo elevado por la expansión de área edificada hacia el talud.

1. INTRODUCCIÓN

La Evaluación Cuantitativa de Riesgo (ECR) es una herramienta cada vez más solicitada por las administraciones que se encargan de la gestión de los riesgos naturales. La ECR tiene como objetivo el cálculo de las pérdidas potenciales de manera objetiva, estandarizada y reproducible, para evitar el uso de términos ambiguos y para permitir la comparación entre distintos lugares y tipos de daño. La ECR proporciona resultados sobre las pérdidas anuales esperables (por ejemplo en € por año), que son imprescindibles para la planificación urbanística y la optimización de las intervenciones para la protección civil, a partir de su comparación con los criterios de aceptación y tolerabilidad.

Las metodologías de ECR para los deslizamientos en general varían según el tipo de deslizamiento, la escala de aplicación y los datos disponibles. Hungr et al. (1999), Roberds (2005), Corominas et al. (2005), Agliardi et al. (2009) y Li et al. (2009) han desarrollado metodologías específicas para los desprendimientos rocosos. El objetivo de esta comunicación es presentar una metodología para la cuantificación de riesgo para los edificios que están sujetos a impactos de rocas en el pie de un talud. Se tiene en cuenta la fragmentación de la masa rocosa original por impacto con el terreno y las características geométricas y estructurales de los edificios amenazados. Se trata de una metodología analítica que incluye subprocesos independientes entre si, lo cual permite variar el refinamiento de los mismos según los datos de entrada disponibles, la escala de aplicación y el nivel de detalle deseado. Su aplicación se puede realizar a escala local o de detalle, y tiene en cuenta tanto las condiciones topográficas locales como la delimitación de la zona edificada.

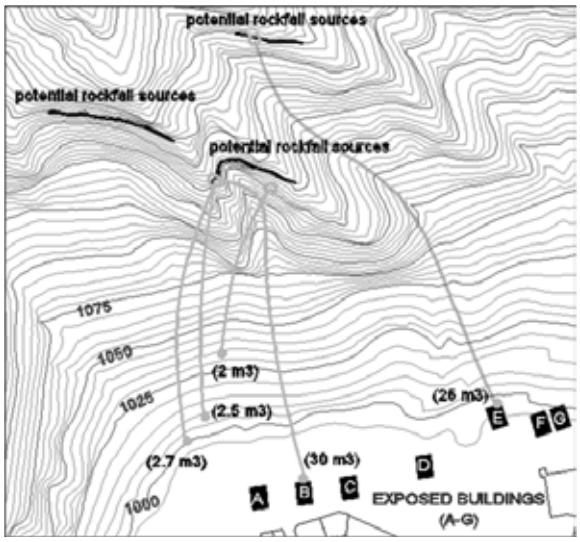


Figura 1. Vista del mapa topográfico de Santa Coloma en Andorra, donde están representadas las zonas potenciales de salida de desprendimientos rocosos, los puntos de llegada y los volúmenes de bloques producidos en eventos eventos recientes.

La metodología y sus subprocesos se presentan mediante un ejemplo en Andorra. La zona de estudio es la Solà d'Andorra y en particular el talud al lado del centro urbano de Santa Coloma. Es un afloramiento de intensamente fracturado granodiorita, el cual experimenta desprendimientos rocosos con una frecuencia relativamente alta (Fig. 1). La peculiaridad de esta zona en comparación con otros lugares propensos a desprendimientos es la presencia de edificaciones en la ladera, las cuales se extienden hasta los canchales acumulados al pie del talud por eventos pasados. El sitio se seleccionó como ejemplo por la disponibilidad de datos sobre eventos ocurridos en el pasado reciente (incluyendo volúmenes de desprendimientos, tamaños de bloques, trayectorias…).

2. MÉTODOLOGIA

2.1 Procedimiento general

Para la ECR debido a desprendimientos rocosos que amenazan una zona edificada, se propone una metodología analítica y comprensiva de todas las etapas del fenómeno, para aplicarla a escala local. La ecuación general de riesgo por caídas de rocas es:

$$R = \lambda(M_i) x P(X: M_i) x P(T: X) x V_i x C \quad (1)$$

donde
R : riesgo o pérdida anual
$\lambda(M_i)$: frecuencia de los desprendimientos rocosos de magnitud (tamaño) M_i
$P(X:M_i)$: probabilidad de que el desprendimiento llegue hasta un punto X de su trayectoria
P(T:X): probabilidad espacio-temporal de presencia de un elemento (edificio, persona…) en el punto X
V_i: vulnerabilidad de elemento para un impacto de roca de magnitud i
C: valor del elemento.

Los términos $\lambda(M_i)$, P(X:Mi) representan el peligro, P(T:X) la exposición, y V_i la vulnerabilidad. La ecuación (1) permite el cálculo de riesgo para un único tamaño de evento. El riesgo total se obtiene por integración de todos los tamaños de desprendimientos rocosos esperados en la zona, cada uno con su respectiva frecuencia.
En el caso de que los elementos expuestos consistan en edificios, el potencial de un desprendimiento para causar daño depende principalmente de la velocidad o, más concretamente, de la energía cinética de los bloques y de su magnitud (tamaño). Si el análisis se hace para cada edificio por separado, el punto X coincide con la ubicación de cada edificio y la Ecuación (1) se convierte en:

$$R_k(P) = \sum_{i=1}^{i} \sum_{j=1}^{j} \left[\lambda(M_i) x P(X_{Ej} : M_i) x V_{ij}\right] x C \quad (2)$$

donde
$R_k(P)$: pérdida anual para el edificio k, en relación a su valor
$\lambda(M_i)$: frecuencia de un desprendimiento rocoso de magnitud (tamaño) M_i

$P(X_Ej, Mi)$: probabilidad de que el desprendimiento llegue hasta el punto X donde se encuentra el edificio k, con un cierto nivel de energía cinética E_j. La energía cinética se calcula en función de la magnitud (volumen) i y la velocidad j del bloque. Los niveles de energía cinética son los suficientes para causar ciertos estados de daño.
V_{ij}: vulnerabilidad del edificio k para un impacto de un bloque rocoso de magnitud *i* y velocidad j.
C: valor del edificio.

La probabilidad espacio-temporal $P(T, X_{Ej})$ para elementos estáticos es 1 y por lo tanto no se incluye en la Ecuación (2).

2.2 Frecuencia de los desprendimientos rocosos $\lambda(M_i)$

La frecuencia de los desprendimientos rocosos se puede calcular mediante análisis estadístico de los inventarios de eventos pasados (Hungr et al. 1999, Dussauge-Peisser et al. 2002, Guzzetti et al. 2003). No siempre existen inventarios disponibles a este fin. En su mayoría, los registros históricos cubren solo una fracción del periodo en el que pudieran ocurrir desprendimientos importantes. En el caso de Santa Coloma, existe una base de datos para un periodo de aproximadamente de 40 años, pero sólo los últimos 15 años están completos, desde que el gobierno de Andorra estableció un inventario sistemático para todos los eventos en la región (Copons, 2004). Este inventario cubre exclusivamente las caídas de rocas de volumen mayor que 1 m^3 detectados por los vecinos o por observación de la ladera desde un helicóptero. El inventario se completó por estudios dendro-géomorfologicos intensivos de los arboles dañados (Moya et al., 2010) que permitieron ampliar el inventario a los 40 últimos años. La frecuencia anual promedia para todos los tamaños de rocas es $\lambda_t = 0.5$. Este número representa un valor mínimo de eventos en la zona de estudio, puesto que algunos bloques puede que no hayan impactado en los árboles y no deben ser ignorados. La relación magnitud-frecuencia para la zona de Santa Coloma se presenta en la Tabla 1. La frecuencia anual de los desprendimientos rocosos para cada volumen es el producto de la frecuencia total λ_t con la frecuencia relativa para cada clase de volumen de las masas rocosas en la zona de salida.

Volumen en la zona de salida(m3)	Número de eventos	λ(Vi)	λ(Mi)
≤ 5	14	0.667	0.333
10	4	0.19	0.095
25	2	0.095	0.048
150	1	0.048	0.024

Tabla 1 Eventos de desprendimientos rocosos en Santa Coloma. λ(Vi) es la frecuencia relativa en cada categoría de volumen y λ(Mi) la frecuencia anual.

No obstante, los volúmenes de los bloques a considerar en los análisis de trayectorias no son los volúmenes de la masa rocas inicialmente desprendida. Ésta puede estar atravesada por diversas discontinuidades que, al impactar en el suelo, harán que la masa inicial se subdivida en bloques que se propagarán con trayectorias independientes (Evans & Hungr 1993). El mecanismo de fragmentación de los desprendimientos rocosos no está actualmente

incorporado en la mayoría en los modelos de análisis de trayectorias los más comunes, aunque puede afectar seriamente la fiabilidad de los resultados. Omitir el efecto de la fragmentación en el análisis de caídas de bloques puede tener dos consecuencias muy importantes: (i) resultar en recorridos más largos de los reales, a causa de la elevada energía cinética de los volúmenes iniciales que pueden ser muy grandes y (ii) resultar en una frecuencias de bloques en la zona de llegada menores de las reales, porque no se tiene en cuenta que el número de bloques aumentado en la zona de llegada, debido a la partición de la masa rocosa inicial.

La Tabla 2 indica la repartición media de los volúmenes iniciales en la región de Santa Coloma, obtenida por inventarios que se compilaron para los eventos de los últimos 10 años. Tanto el número como el volumen máximo de los fragmentos aumentan en función del volumen inicial desprendido. La metodología propuesta incorpora el efecto de la fragmentación partiendo de la hipótesis que para un cierto volumen inicial, los análisis de trayectorias se ejecutarán introduciendo los volúmenes correspondientes a los bloques resultantes de la fragmentación, y que la frecuencia que corresponde al volumen inicial se introducirá en la ecuación de riesgo, multiplicada por el número de bloques generados.

Volumen de bloques (m^3)	Volumen de los desprendimientos rocosos en la zona de salida (m^3)			
	≤ 5	10	25	150
1	1	2	4	12
2.5	1	1	1	8
10	0	0	1	2
30	0	0	0	1

Tabla 2. Número y volumen de bloques para distintos volúmenes de desprendimientos rocosos en la zona de salida

La frecuencia de caída de bloques de tamaño "s" se obtiene por la expresión siguiente:

$$\lambda(M_s) = \sum_{i=1}^{i} \left[\lambda(M_i) x N_s(M_i)\right] \quad (3)$$

Donde
$\lambda(M_s)$: frecuencia de bloques de tamaño s
$\lambda(M_i)$: frecuencia de desprendimientos rocosos de tamaño i
N_s (M_i): número de bloques de tamaño s para cada desprendimiento rocoso de volumen i.

Volumen de bloque (m3)	$\lambda(M_s)$
1	1.000
2.5	0.667
10	0.095
30	0.024

Tabla 3. Frecuencia anual de bloques de tamaños distintos calculados mediante la Ecuación (3)

La Tabla 3 indica la frecuencia anual de cada categoría de bloques en la región de Santa

Coloma, calculada por la Ecuación 3.

2.3 Análisis de trayectoria $P(X_{Ej}, M_s)$

Para cada categoría de volumen de bloques, el estudio tridimensional y probabilístico fue realizado usando el programa ROTOMAP3D, con el fin de definir el porcentaje de trayectorias de caída de bloques que pueden llegar a impactar cada edificio situado dentro de la zona de propagación, con un cierto nivel de energía cinética. Los niveles de energía se definen a partir de los potenciales niveles de daño de los edificios (Mavrouli y Corominas 2010a) diferenciando entre 4 estados de daño: daño no estructural, daño estructural local, colapso parcial y colapso extenso. La diferenciación entre los susodichos daños en términos de energía cinética se basa en los resultados del análisis estructural que se exponen en el apartado siguiente (Tabla 4). Los umbrales calculados son: menor que 14 kJ para daño no estructural, entre 14 y 28 kJ para daño estructural local o colapso parcial (según la localización del impacto) y mayor que 28 kJ para colapso extensivo.

Usando el modelo de ROTOMAP32, se obtienen distintas trayectorias de bloques, a partir de un rango de velocidades y direcciones iniciales para zonas de salida difusas (situadas a lo largo de una línea y no en un punto concreto). Algunas condiciones iniciales producen trayectorias que implican mayor peligro para los edificios que otras, lo que se tiene en cuenta para el análisis. En cada trayectoria que alcanza a los edificios se puede calcular la energía cinética de impacto. Así, los bloques impactan un cierto edificio se agrupan en función de su energía y, a continuación se calcula la probabilidad para cada uno de estos grupos.

Las trayectorias se calibraron con eventos históricos y así minimizar la distancia entre los puntos de parada calculados y de los casos reales, para los distintos tamaños de bloques (Tabla 3). Para bloques de $30m^3$, sólo se dispone de un caso en el que la trayectoria quedó interrumpida porque impactó contra un edificio. En este caso, la calibración de los coeficientes de restitución solo permitió la reproducción de las trayectorias observadas pero no los puntos de parada. En algunos casos las velocidades obtenidas dan niveles de energía extremadamente altos, lo que indica que los análisis deberán ser validados con eventos futuros.

Después de la calibración se analizaron diversas trayectorias. El nivel de detalle es alto y la probabilidad de impacto de los bloques con una determinada energía en cada edificio, se obtiene mediante la ecuación:

$$P(X_{Ej}, M_s) = \frac{n_E}{n_T} \quad (4)$$

Donde
n_E: el número de trayectorias que impactan sobre un edificio con una determinada energía
n_T: el número total de trayectorias que impactan.

Los valores de $P(X_{Ej}, M_s)$ obtenidos se resumen en la Figura 3. Además, la Figura 2 presenta un ejemplo de todas las trayectorias posibles producidas por un bloque de 2.5 m^3, las zonas de salida potenciales y los edificios potencialmente afectados. El número total de las simulaciones para cada clase de magnitud es 1500.

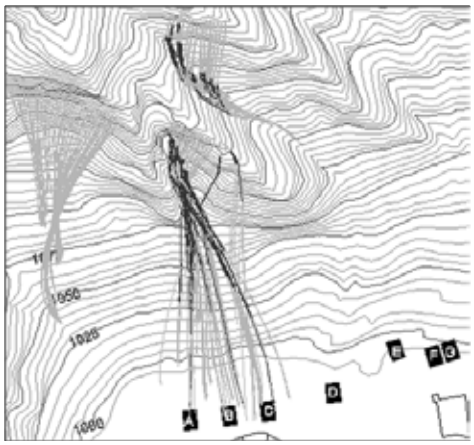


Figura 2. Las trayectorias posibles producidas por un bloque de 2.5 m^3, las zonas de salida potenciales y los edificios potencialmente afectados

2.4 Vulnerabilidad de edificios V_{ij}

Es este ejemplo los elementos expuestos son los edificios A hasta G (Fig. 2). Consideramos una única tipología de estructura de hormigón armado de 2 plantas. La vulnerabilidad se cuantifica en función del coste de reparación en proporción a su coste de reconstrucción.

Para evaluarla, aplicamos la metodología propuesta por Mavrouli y Corominas (2010a) para la respuesta de edificios de hormigón armado sujetos a impactos de rocas sobre sus pilares. Se trata de un método de análisis que puede ser adaptado a varias tipologías estructurales, y que tiene como objetivo la evaluación de los daños físicos en el caso de destrucción de uno o múltiples elementos estructurales o no estructurales de un edificio, incorporando el potencial de una rotura progresiva debido a la destrucción inicial.

La extensión de daño y el potencial de rotura progresiva depende del número y de la importancia del (de los) elemento(s) impactado(s) para la estabilidad global del edificio. Los daños pueden ser clasificados en cuatro estados: (a) daño no estructural de los tabiques; (b) daño estructural local; (c) colapso parcial y (d) colapso extenso. La tipología de los edificios A – G es aquella estudiada por Mavrouli y Corominas (2010b) (Fig. 4). Es un edificio de 2 pórticos (3 columnas) en la fachada y tres pórticos en la dirección perpendicular a ella, con tabiques de longitud de 5 m entre columnas.

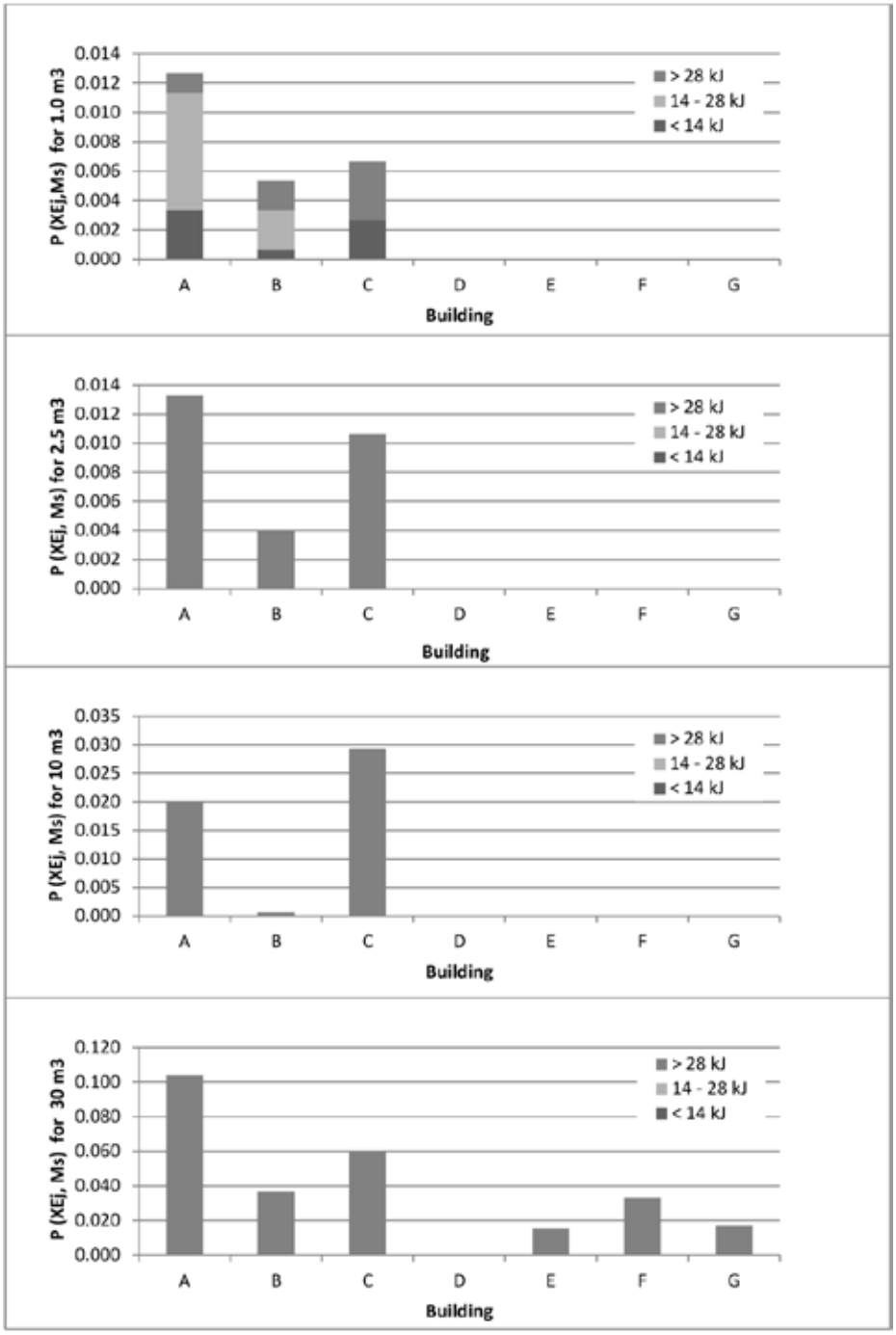


Figura 3. Probabilidad de llegada de un bloque de un cierto tamaño a cada edificio A-G con un cierto nivel de energía

Los cuatro escenarios de daño que estudiamos son: (i) perdida de un tabique entre columnas, (ii) perdida de una columna central, (iii) perdida de una columna esquinera y (iv) pérdida de 2

o más columnas. Estos escenarios describen casos de trayectorias perpendiculares a la fachada, y se supone que los bloques llegan a destruir 2 o más columnas manteniendo la misma trayectoria. Por lo tanto, son bastante conservadores.

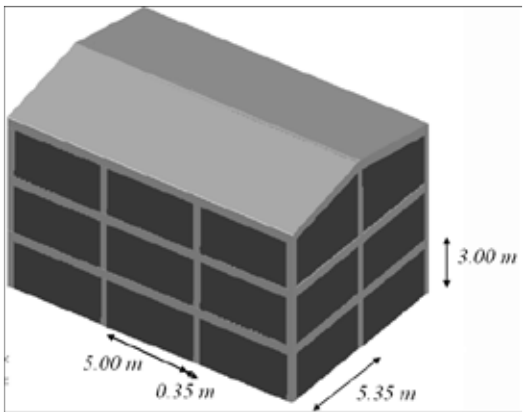


Figura 4. Tipología estructural en el ejemplo estudiado

La vulnerabilidad es equivalente a la suma de los productos de la probabilidad de intersección de un bloque con un elemento estructural o no estructural con el asociado coste relativo de reconstrucción (CRR), para todos los posibles puntos de impacto:

$$V_{sj} = \sum_{k=1}^{k} \left[P_{e,k} \, x CRR_k \right) \right] \quad (5)$$

Donde
V_{sj}: vulnerabilidad para un bloque de magnitud s y velocidad j
$P_{e,k:}$ probabilidad de impacto sobre un elemento estructural o no estructural del edificio k por un bloque de magnitud s y velocidad j
CRR_k: Coste relativo de reconstrucción asociado al susodicho impacto.

La probabilidad asociada a cada punto de impacto se calcula mediante las expresiones siguientes:

$$P_{ec} = \frac{l_c + d}{\alpha x \sin \psi} \quad (6) \qquad P_s = \frac{1}{n} \frac{l_c + d}{\alpha x \sin \psi} \quad (7) \qquad P_w = \frac{1}{n} \frac{l_w + d}{\alpha x \sin \psi} \quad (8)$$

Donde
P_{ec}: la probabilidad de encuentro de un bloque con cualquier columna
P_s: la probabilidad de encuentro de un bloque con una columna especifica
P_w: la probabilidad de encuentro de un bloque con un tabique
n: el número de columnas proyectado sobre una línea paralela a la trayectoria del bloque
l_c: la longitud de la columna
l_w: la longitud del tabique

a: distancia entre dos columnas
d: diámetro del bloque
ψ: ángulo entre la trayectoria y la fachada.

Usando las ecuaciones (6) a (8) para un edificio, la probabilidad de encuentro de un elemento estructural se obtiene por el diagrama de la Figura 5. Se tiene en cuenta solo el peligro para los elementos de la planta baja. El CRR expresa el coste de reparación respecto al valor del edificio. Se calcula en función de los daños físicos interpretados en costes económicos para cada punto de impacto y nivel de energía (Mavrouli y Corominas, 2010b). La Tabla 4 resume los valores de CRR para todos los escenarios. La vulnerabilidad calculada en función del diámetro y de la energía cinética de los bloques esperados se presenta en la Figura 6.

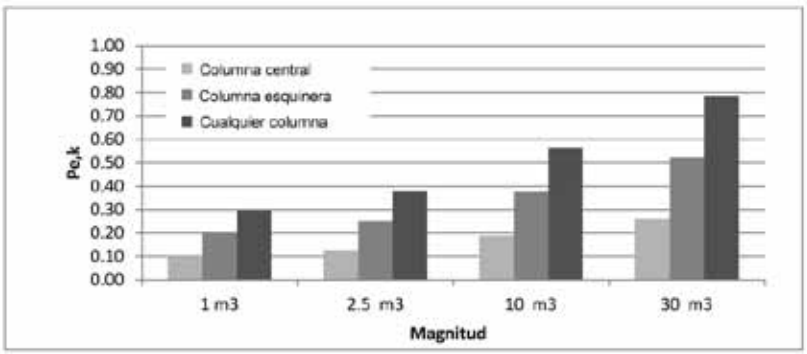


Figura 5 Probabilidad de encuentro de un bloque de cierto tamaño con elementos distintos

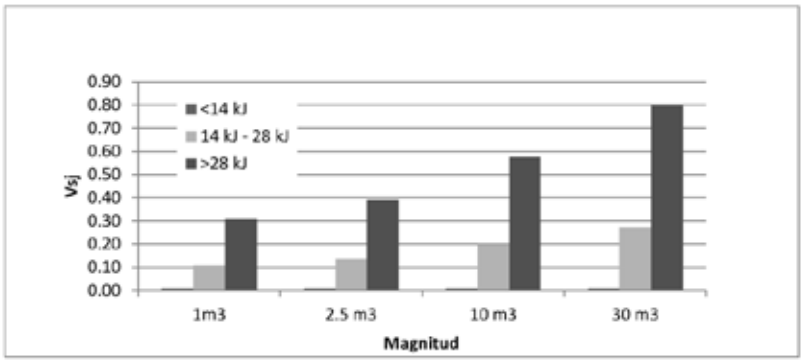


Figura 6. Vulnerabilidad en función de la magnitud y de la energía de los bloques

Nivel de daño	Elemento impactado	E (kJ)	CRR
Ningún daño	Cualquier columna	< 14	0
Daño no estructural	Tabique		0.01
Daño estructural local	Columna Central	14 – 28	0.2
Colapso parcial	Columna esquinera	14 – 28	0.4
Colapso extenso	Mas que 2 columnas	> 28	1

Tabla 4. Niveles de daño y puntos de impacto, energías cinéticas y costes relativos de reparación asociados

2.5 Cálculo de riesgo

Para cada edificio el riesgo se calcula usando la ecuación (2) y sustituyendo la frecuencia de un desprendimiento rocoso $\lambda(M_i)$ por la frecuencia que corresponde a los bloques de tamaño s, obtenidos por fragmentación, $\lambda(M_s)$ como se ha descrito en el apartado 2.2. Los resultados se presentan en la Figura 7.
El riesgo global para un sector se evalúa sumando los productos de riesgo para todos los edificios que están amenazados.

$$R(P) = \sum R_k(P) \tag{9}$$

Donde
R(P): riesgo global para un sector
$R_k(P)$: riesgo para un edificio «k».

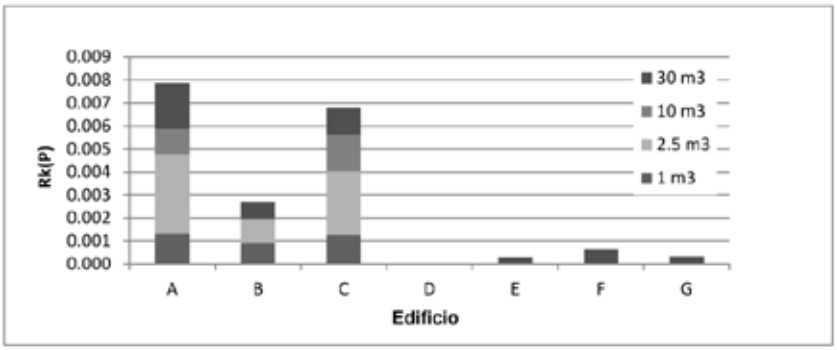


Figura 7. Riesgo para cada edificio por tamaños de bloques

Si cada edificio consiste en 4 apartamentos de valor 400.000 €cada uno, el valor total de cada edificio es igual a 1.6 millones € De tal manera, la pérdida anual para toda la zona es la suma de las pérdidas en cada uno de los 7 edificios, lo que equivale a unos 30.000 €año. Los edificios A, B y C tienen riesgo más alto para bloques pequeños (1 y 2.5 m^3). Por otro lado, los edificios E, F y G están amenazados solo por los bloques grandes, puesto que solo los bloques de 30 m^3 pueden llegar a impactarles con una energía suficiente alta para causar daños (Figura 4). El edificio D no corre ningún riesgo como ninguna de las trayectorias le afecta. Sin embargo, queda pendiente la validación de estos resultados con eventos reales.

2.6 Conclusiones

El cálculo de riesgo por el método propuesto es cuantitativo y puede ser expresado en términos de pérdida anual. El proceso que presentamos tiene en cuenta el número, la trayectoria y energía cinética de los bloques que se producen por fragmentación de la masa rocosa inicial despegada. Para confirmar la bondad de la metodología es necesario validar sus resultados con casos reales.

Con respecto a la vulnerabilidad, la metodología incorpora una vulnerabilidad ponderada que incluye tanto la probabilidad de impacto sobre elementos claves de la estructura como los

daños causados. La vulnerabilidad además varía en función del tamaño y la energía cinética de los bloques. De este modo, la vulnerabilidad calculada puede introducirse directamente en la ecuación de riesgo. El ejemplo de esta comunicación tiene en cuenta una única tipología estructural. Por lo tanto es necesario poder generalizar la metodología para más tipologías estructurales.

La metodología que se presenta aquí puede ser usada para el cálculo de riesgo para un edificio concreto y por agregación para el sector entero. El ejemplo se presenta a escala de detalle. Este análisis indica que puesto que los bloques tienden a seguir trayectorias predeterminadas, el riesgo para los edificios expuestos varía, aunque todos tengan la misma vulnerabilidad y todos estén situados en el pie del talud. Esto puede ser útil para la optimización de la relación coste/beneficio de las medidas de protección.

REFERENCIAS

Agliardi, F., Crosta, G.B., Fratini, P., 2009. Integrating rockfall risk assessment and countermeasure design by 3D modelling techniques. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9: 1059–1073.

Copons, R., 2004. Avaluació de la perillositat de caigudes de blocs a Andorra la Vella (Principat d'Andorra), PhD Thesis, UB, Barcelona, 244pp.

Corominas, J., Copons, R., Moya, J., Vilaplana, J., Maltimir, J. y Amigó, J., 2005. Quantitative assessment of the residual risk in a rock fall protected area. Landslides, 2: 343–357.

Dussauge-Peisser, A., Helmstetter, C., Grasso, J.R., Hantz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M. y Giraud, A., 2002. Probabilistic approach to rockfall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards and Earth Systems Sciences* 2: 15-26.

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.

Evans S.G. & Hungr O., 1993. The assessment of rockfall hazard at the base of talus slopes. *Canadian Geotechnical Journal,* 30: 620-636

Hungr O., Evans S.G. & Hazzard J., 1999. Magnitude and frequency of rock falls and rock slides along the main transportation corridors of south-western British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal* 36, 224-238, 1999.

Li Z.H., Huang H.W., Xue Y.D. & Yin J., 2009. Risk assessment of rockfall hazards on highways, *Georisk*, 3 (3): 147 – 154.

Mavrouli O. & Corominas J., 2010a. Vulnerability of simple reinforced concrete buildings in front of the rockfall impact. *Landslides*, 7 (2): 169-180, 2010a.

Mavrouli O. & Corominas J., 2010b. Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. Natural *Hazards and Earth System Sciences*, 10: 2055-2066,

Moya J., Corominas J., Perez-Arcas J. & Baeza C., 2010. Tree-ring based assessment of rockfall frequency on talus slopes at Solà d'Andorra, Eastern Pyrenees. *Geomorphology*, 118: 393-408

Roberds W.J., 2005. Estimating temporal and spatial variability and vulnerability. In: Hungr O., Fell R., Couture R. & Eberhardt E., (editors). Landslide risk management, Proceedings of the International Conference on Landslide Risk Management, Vancouver, 31 May–3 June 2005, Taylor & Francis, London, 129–157.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MARCO DE ACCIÓN GLOBAL PARA REDUCCIÓN DE DESASTRES Y CAMPAÑA DE LA UN/ISDR PARA MEJORAR LA RESILIENCIA DE LAS CIUDADES

Luis Miguel LAGUNA MEGAL[1], Helena MOLIN VALDÉS[2]

[1] Consultor
Promotor de la Campaña "Desarrollando ciudades resilientes-¡Mi ciudad se está preparando!"
Madrid (España)

[2] Directora Adjunta UN/ISDR (Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres – ONU), Coordinadora de la Campaña y Editora Ejecutiva del Manual
Ginebra (Suiza)

RESUMEN

Se presentan en éste documento las principales líneas de acción en que trabaja Naciones Unidas con el propósito de reducir los desastres provocados por fenómenos naturales, que en múltiples ocasiones están en íntima relación con acciones condicionadas de una u otra manera por los agentes sociales, ocasionando daños de todo tipo a los seres humanos y bienes materiales. Se aporta un resumen histórico de hechos más relevantes acontecidos bajo iniciativas de Naciones Unidas, y se describe una de las principales campañas lanzadas más recientemente ("Desarrollando Ciudades Resilientes"). Con ella se brinda una excelente oportunidad a los Gobiernos Locales, y a todos aquellos Agentes implicados en acciones enfocadas a la Reducción de Desastres de participar activamente del conocimiento generado, herramientas de gestión y abundantes sinergias que aporta la adhesión a la misma. Se invita a sumar esfuerzos de manera coordinada y consensuada, como mejor posibilidad de acometer acciones realmente eficaces.

1. INTRODUCCIÓN

Los desastres producidos por movimientos de ladera en sentido amplio están en numerosas ocasiones en íntima relación con otros riesgos naturales, especialmente con terremotos y con aquellos relacionados con fenómenos meteorológicos extremos. Aunque no siempre es así, suele ser el caso de los que mayores daños producen en términos económicos o de pérdida de vidas humanas. En cualquier caso, es un riesgo natural más que como tal debe ser tratado con el mismo enfoque y metodologías que a nivel internacional se están consensuando (Briceño, S. 2011).

Existe un absoluto acuerdo internacional sobre la conveniencia de abordar las acciones encaminadas a la reducción de desastres desde un enfoque holístico, aplicando criterios de Gestión Integrada de Riesgos, siendo imprescindible compartir conocimientos y coordinar esfuerzos, así como estandarizar conceptos y estrategias. Todo ello en aras de evitar dispersiones y maximizar la eficiencia en las acciones encaminadas a mejorar la resiliencia de las poblaciones y bienes materiales expuestos a sufrir desastres por causa de peligros naturales. Consideramos muy conveniente difundir entre los especialistas en inestabilidades del terreno asistentes al Simposio los conceptos, criterios de gestión y acciones esenciales que a tal efecto está desarrollando Naciones Unidas (ONU), destacando entre todo ello la Campaña denominada "Desarrollando ciudades resilientes - ¡Mi ciudad se está preparando!", por tener un sentido eminentemente práctico y enfocado a nivel local. En el manual de la Campaña que se presenta se sintetizan los conceptos esenciales, se aportan herramientas prácticas de autoevaluación, y una numerosa lista de utilidades, referencias y diversas herramientas prácticas que se recomienda seguir a los responsables locales, como mejor fórmula de maximizar los resultados a obtener, todo ello elaborado con aportaciones y consenso de los más destacados especialistas a nivel internacional.

2. LA NECESIDAD DE ENFOQUE ESTRATÉGICO INTEGRAL EN LA GESTIÓN DE RIESGOS DE DESASTRES.

Cualquier proceso de gestión de riesgo de desastres (Disaster Risk Management – DRM), para ser verdaderamente efectivo requiere cooperación, coordinación y consultas con diversos Agentes, al objeto de incorporar de manera efectiva todos los elementos que afectan al mismo. Numerosos estudios al respecto coinciden en que a largo plazo, los enfoques parciales (mitigación de riesgos, prevención, aseguramiento, concienciación…) son mucho menos eficaces si se plantean de manera aislada. Incluso el "mix" ideal de diferentes enfoques puede ser muy distinto dependiendo de numerosos factores y circunstancias particulares a nivel local. La complejidad e interrelaciones entre fenómenos naturales causantes de desastres y todo tipo de actividades humanas que condicionan los asentamientos en zonas de elevado riesgo es tal, que en la práctica las decisiones se suelen basar en simplificaciones de la realidad y enfoques sesgados, orientados a proyectos concretos, en los que queda absolutamente comprometida a medio y largo plazo la eficiencia real de la solución decidida. Un enfoque así muy raramente puede aportar la propuesta realista de transformación sustancial inherente a la Reducción del Riesgo de Desastres. Es por todo ello muy difícil que cualquier gobierno, sea de índole nacional, regional o local, pueda aportar soluciones que realmente contribuyan a mejorar de manera sostenida la resiliencia de las comunidades locales ante la ocurrencia de desastres, a no ser que se planteen en los términos de enfoque holístico, de gestión integral de riesgos, y de mutua colaboración entre instituciones de diferentes niveles, como se viene proponiendo en las diversas acciones emprendidas por la ONU en éstos temas. La reducción del riesgo debe formar parte integrante del desarrollo local, respondiendo simultáneamente a las necesidades de muchos socios participantes y de las otras prioridades competidoras, contribuyendo de manera visible en la mejora del bienestar

económico y social.

Existen multitud de estudios y datos disponibles que avalan el hecho de que la Gestión del Riesgo de Desastres debe integrarse plenamente en las políticas de toda índole, y especialmente en las de Ordenación Territorial, si se quiere lograr un Desarrollo Sostenible. También hay un amplio consenso en que conviene aumentar los esfuerzos en actividades de prevención, basado en una amplia casuística de estudios coste-beneficio que demuestran que el coste de actividades preventivas es notablemente menor que la inversión necesaria en asistencia, rescate y recuperación post-desastre.

Los datos de aumento de catástrofes en el mundo, unidos al incremento de exposición al riesgo en zonas vulnerables, fuerzan a llevar a cabo acciones decisivas para revertir la tendencia, y está claro que una mejor gestión puede reducir sustancialmente los efectos de los peligros naturales al materializarse en desastres. Entre los numerosos informes y estudios al respecto, se aportan varios ejemplos de obligada consulta, incluidos en las referencias, del Banco Mundial (WB), IPCC, GRF Davos, etc., y en el propio Manual de la Campaña se encuentran otras referencias de importancia destacada.

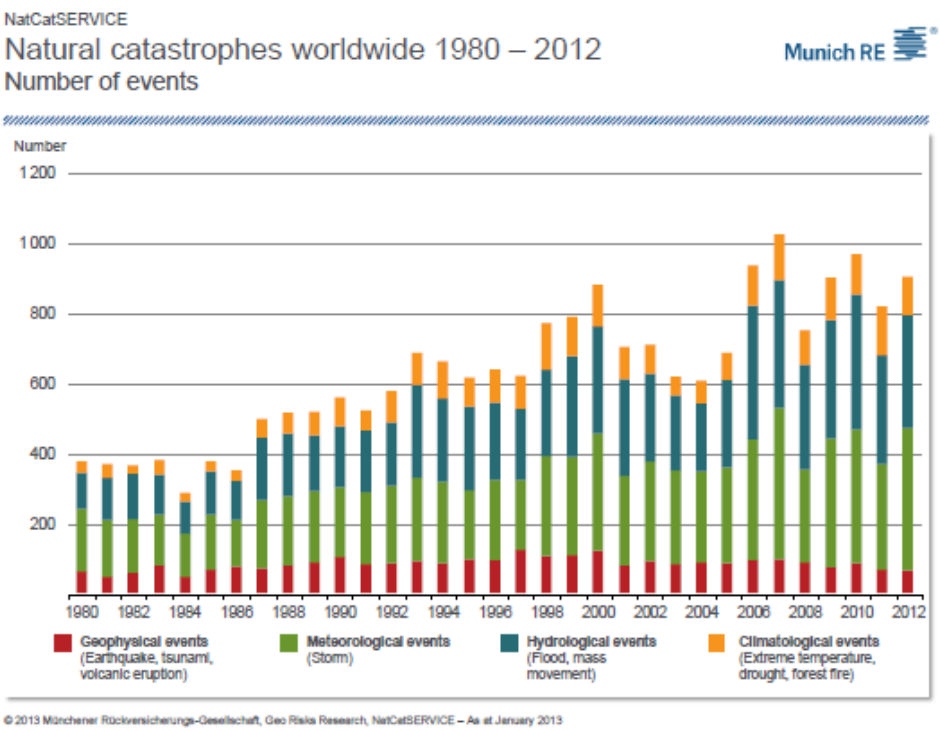


Figura 1: Catástrofes naturales 1980 – 2012. Número de eventos. Fuente: NetCat Service. Munich Re.

Concepto	Incremento (%)
Número de desastres registrados	250
Número de desastres con víctimas	500
Número de personas afectadas	500
Coste total por desastre	1500
Coste de daño asegurado	1640

Tabla 1.: Incrementos de diferentes parámetros relacionados con desastres en el mundo desde 1950. Fuente: David Alexander. Global Risk Forum GRF Davos

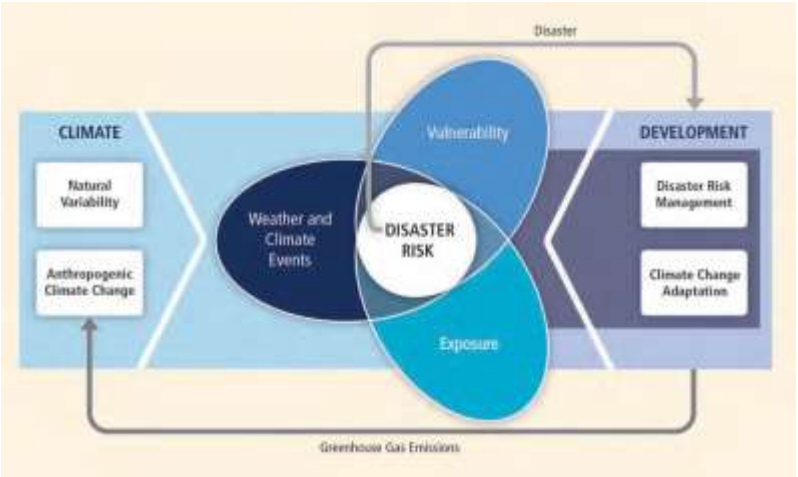


Figura 2: Un ejemplo conceptual del IPCC en su informe SREX (2012) sobre el riesgo de desastres en un clima cambiante. Se analiza en términos probabilísticos la incidencia de los fenómenos climáticos en la ocurrencia de desastres, enormemente condicionada por los fenómenos socioeconómicos que están llevando a nivel global a un aumento de la vulnerabilidad y especialmente de la exposición, aspectos que sí son gestionables.

Se recomienda también consultar la página web del Global Risk Forum GRF Davos (ver referencias), centro de excelencia y transferencia de conocimiento en materia de Gestión Integral de Riesgos, que entre otras muchas actividades organiza una Conferencia bianual denominada IDRC (International Disaster and Risk Conference), que en 2012 ha celebrado su cuarta edición. Se puede acceder en su web a las presentaciones y videos de las sesiones.

3.- MARCO GLOBAL Y DESARROLLO HISTÓRICO EN REDUCCIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES.

La Asamblea General de la ONU declaró en 1989 la "Década Internacional para la Reducción de Desastres Naturales 1990 – 1999" (IDNDR por sus siglas en inglés). Durante la misma, fueron articulados numerosos principios para la acción.

El "Programme Forum" de la IDNDR, celebrado en Ginebra entre el 5 y el 9 de Julio de 1999,

adoptó el "Mandato de Ginebra para la Reducción de Desastres", que recogía los avances obtenidos en la Década, y que constituyó el documento fundacional y de principios por los que posteriormente se regiría la UN/ISDR (*United Nations International Strategy for Disaster Reduction*). Ésta fue creada formalmente en Diciembre de 1999 por la Asamblea General de la ONU (Resolución 54/219), como sucesora de la Secretaría de la IDNDR, con el propósito de asegurar la implementación de la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres (EIRD), como su propio nombre indica.

El 18 de Septiembre de 2000, la Asamblea General de Naciones Unidas emitió la Resolución 55/2, conocida como Declaración del Milenio, en la que 189 países asumieron compromisos para lograr un desarrollo sostenible y erradicar la pobreza, que posteriormente se concretarían en "Los Objetivos de Desarrollo del Milenio", (MDG's – Millenium Development Goals), que constituyen ocho principios que deben guiar la política de las Naciones, y que llevan implícitas las directrices para la adopción de medidas para la Reducción de Desastres.

El mandato de la UN/ISDR fue extendido en 2001 (Resolución de la Asamblea General de la ONU 56/195), al objeto de servir de punto focal de todo el sistema de Naciones Unidas para la coordinación de acciones encaminadas a la Reducción de Desastres, y para asegurar sinergias entre dichas actividades emprendidas por las diversas agencias y organismos integradas en el sistema de la ONU y todas aquellas organizaciones que actúan con similares propósitos en los diversos ámbitos socio-económicos y de asistencia humanitaria. Implícita está también en su labor velar por la coherencia de todo ello con los MDG's.

En Enero de 2005, La Conferencia Mundial sobre Reducción de Desastres, celebrada en Kobe, Hyogo, Japón, emitió la Declaración de Hyogo, que dio lugar al "Marco de Hyogo para la Acción 2005 – 2015: Construyendo la Resiliencia de las Naciones y Comunidades ante los Desastres", conocido por sus siglas en inglés como HFA (Hyogo Framework for Action), y encargó a la UN/ISDR el llevar a cabo la implementación del mismo. El HFA establece 5 principios básicos (consultar en Referencias) que han guiado desde entonces todas las acciones emprendidas en reducción de desastres. Actualmente ya se trabaja en los planes y acciones a desarrollar tras la finalización del HFA en 2015.

UN/ISDR lidera y coordina multitud de actividades, acciones y herramientas encaminadas a la reducción de desastres, no solo a nivel global, sino también en su aplicación práctica a nivel local. Trabaja con una visión basada en los principios básicos expresados en el HFA, y entre otras muchas organiza una reunión bianual en Ginebra denominada "Plataforma Global para la Reducción del Riesgo de Desastres", que es el mayor Foro Global de evaluación y seguimiento de dichos temas, y que en 2013 celebra su cuarta edición. En ella se comparten experiencias entre los Agentes involucrados, en los que están representadas todo tipo de entidades y asociaciones públicas y privadas, y se aporta asesoría y dirección estratégica para seguir desarrollando con coherencia la implementación del HFA. También elabora y publica bianualmente un detallado informe de evaluación denominado "Global Assessment Report –

GAR", en el que se analizan las tendencias y resultados de las acciones acometidas.

Como herramientas fundamentales de información acerca de las actividades desarrolladas por la UN/ISDR se recomienda consultar su propia página web: http://www.unisdr.org/, así como la plataforma gestionada por la misma en que se concentran las principales herramientas prácticas desarrolladas en la Gestión del Riesgo de Desastres, llamada "PreventionWeb". Entre ambas se tiene acceso a una ingente cantidad de valiosísima información, constantemente actualizada, no solo de aquello liderado o gestionado por UN/ISDR, sino de multitud de entidades colaboradoras públicas y privadas, socios tecnológicos y estratégicos y resto de organizaciones integradas en el sistema de la ONU y otras asociaciones y plataformas. Buena parte de la información se encuentra traducida a diversos idiomas, entre ellos desde luego el español, en el que por otro lado se gesta ya de entrada numerosa información procedente de los países de América Latina, muy proactivos por cierto en los temas aquí tratados.

Estando entre los objetivos fundamentales de la UN/ISDR la concienciación y la difusión de información y mejores prácticas, se desarrollan diversas campañas a tal efecto. Se presenta a continuación una de las más relevantes en vigor, orientada a la mejora de la resiliencia de las ciudades, lanzada en 2010, y con vigencia planteada hasta 2015.

4.- CAMPAÑA "DESARROLLANDO CIUDADES RESILIENTES" DE UN/ISDR

No es propósito de éste artículo hacer una descripción exhaustiva de la Campaña que se presenta, sino plantear los detalles esenciales, invitando a su examen en profundidad a través de la página web de la UN/ISDR, y destacar los beneficios que para los gobiernos locales puede conllevar el adherirse a la misma.

Más de la mitad de la población mundial actualmente vive en áreas urbanas, y los movimientos migratorios hacia las mismas incrementando los asentamientos en zonas de riesgo de sufrir desastres continúan aumentando. Por otro lado, también los fenómenos meteorológicos extremos muestran una tendencia creciente que puede ocasionar mayores afecciones negativas a vidas humanas y bienes materiales ubicadas en esas zonas de riesgo. Por ello el lograr ciudades más seguras es uno de los retos a largo plazo de mayor calado, entre los muchos a los que se enfrenta la sociedad, y que debe ser alcanzado. Como se ha expresado anteriormente, sin un enfoque holístico y de gestión integral del riesgo, es prácticamente seguro que será imposible reducir la tendencia existente al aumento de daños de todo tipo provocados por desastres.

4.1.- OBJETIVOS

La Campaña pretende por un lado concienciar de ésta realidad, justificándola con datos objetivos y contrastados, y por otro aportar herramientas de gestión para abordar los

complejos retos a que se enfrentan las ciudades en el tema tratado.

Todo ello se refleja en la edición de un Manual en Marzo de 2012, traducido a diversos idiomas, y dirigido esencialmente a los líderes y gestores de gobiernos locales, en el que se describe un marco genérico para la gestión enfocada a la reducción del riesgo, y se aportan herramientas y ejemplos de buenas prácticas que ya están siendo aplicadas con éxito en numerosas ciudades de todo el mundo. Responde de manera explícita y concreta a las cuestiones clave de:

- **POR QUÉ** es beneficioso trabajar en pro de mejorar la resiliencia ante los desastres.
- **QUÉ** clase de estrategias y acciones concretas se requieren para ello
- **CÓMO** llevar a cabo de manera práctica las mismas.

Dado que las ciudades, pueblos y municipalidades difieren en tamaños, perfiles socio-económicos y culturales, y exposición al riesgo, el enfoque debe ser diferente y personalizado para cada caso, por lo que cada cual debe elaborar sus propios planes, y traducirlos en acciones concretas de distinta manera. El mensaje esencial es que la resiliencia y reducción del riesgo de desastres deben formar parte de la planificación urbanística y territorial y de todas las estrategias que se articulen para lograr un desarrollo sostenible. Ello requiere como premisas básicas alianzas sólidas y una amplia participación de todos los Agentes involucrados. Aplicando los principios generales y herramientas aportados en el Manual de la Campaña, los gobiernos locales pueden obtener una inestimable ayuda que les permitirá aprender y compartir información y recursos, así como establecer indicadores y métodos de medición que permitan realizar seguimiento de los progresos obtenidos.

En el Manual se citan repetidamente los términos Ciudad, Municipalidad, Gobierno Local, etc. En términos de resiliencia debe entenderse comprendido todo ente de gobierno sub-nacional de cualquier nivel o tamaño, sea de carácter regional o estrictamente local.

4.2.- METODOLOGÍA Y CONTENIDO DE LOS CAPÍTULOS DEL MANUAL

Conceptualmente el manual se orienta básicamente a:

1. Concienciar de la necesidad real de un cambio de actitud por parte de los responsables de gobiernos locales, para que la gestión integral del riesgo se incorpore en sus políticas como algo esencial. Para ello se concretan y definen los conceptos fundamentales, se aporta información justificativa de los beneficios que se pueden obtener desde múltiples puntos de vista y se ilustra con ejemplos claros de casos de éxito ya desarrollados.
2. Aportar y detallar estrategias y tareas concretas para mejorar la resiliencia de las poblaciones, así como las metodologías para aplicarlas e implementarlas.

3. Motivar sobre la conveniencia de asociarse con otros (ciudades, organismos internacionales, expertos, plataformas temáticas…) para aprender de todo el conocimiento ya generado y compartir información, esfuerzos y todo aquello que pueda redundar en beneficios compartidos de cualquier tipo. Se aporta información de acceso a lo existente, así como criterios y guías para búsquedas y selecciones.

Para transmitir los conceptos descritos, el Manual, de un total de unas 100 páginas, se estructura de la siguiente forma:

- ***Introducción***: En primer lugar se presenta el Manual, describiendo las razones de editarlo y la esencia del problema del incremento de riesgo en las ciudades, y a la vez se pone en contexto histórico y conceptual lo que posteriormente se va a desarrollar en los diferentes capítulos y Anexos.

- ***Capítulo 1: "¿Por qué invertir en reducción del riesgo de desastres?".*** Se entra a fondo desde diversos enfoques (económico, social, ambiental, humanitario…) en la descripción de las ventajas de fomentar la cultura preventiva, y de dar prioridad a la resiliencia dentro de las agendas políticas y de desarrollo sostenible que han de manejar los líderes de gobiernos locales.

- ***Capítulo 2: "Diez aspectos esenciales para lograr ciudades resilientes".*** Se proponen diez temas (Aspectos Esenciales) como guía para trabajar de manera coherente y ordenada, incluyendo tareas concretas a llevar a cabo, y que deben constituir "la columna vertebral" de todas las acciones a desarrollar. Para cada uno de ellos:

    - Se justifica el POR QUÉ se ha incluido como "Aspecto Esencial"
    - Se describe el QUÉ hacer concretamente, detallando una serie de Acciones a ejecutar, y para cada una se aportan Tareas a realizar para asegurar la obtención de resultados positivos.
    - Se aportan ejemplos de casos reales de éxito en relación con el Aspecto Esencial tratado.

    Los Diez Aspectos Esenciales son (simplificadamente):

    1. Marco institucional y administrativo
    2. Financiamiento y recursos
    3. Evaluación de riesgos multi-amenaza - Conozca su riesgo
    4. Protección, mejoramiento y resiliencia de las infraestructuras
    5. Protección de las instalaciones vitales: Educación y salud
    6. Reglamentación de la construcción y planificación territorial
    7. Capacitación, educación y concienciación pública

8. Protección del medio ambiente y fortalecimiento de los ecosistemas
9. Preparación, alerta temprana y respuestas eficaces
10. Recuperación y reconstrucción de comunidades

- ***Capítulo 3: "Cómo ejecutar los diez aspectos esenciales para desarrollar ciudades resilientes".*** Por un lado se desarrollan los conceptos fundamentales de la planificación estratégica y se detallan las ventajas de aplicar ésta metodología, sugiriendo a la vez seguir como guía la *Norma Internacional ISO 31000:2009 de Gestión de Riesgos*.

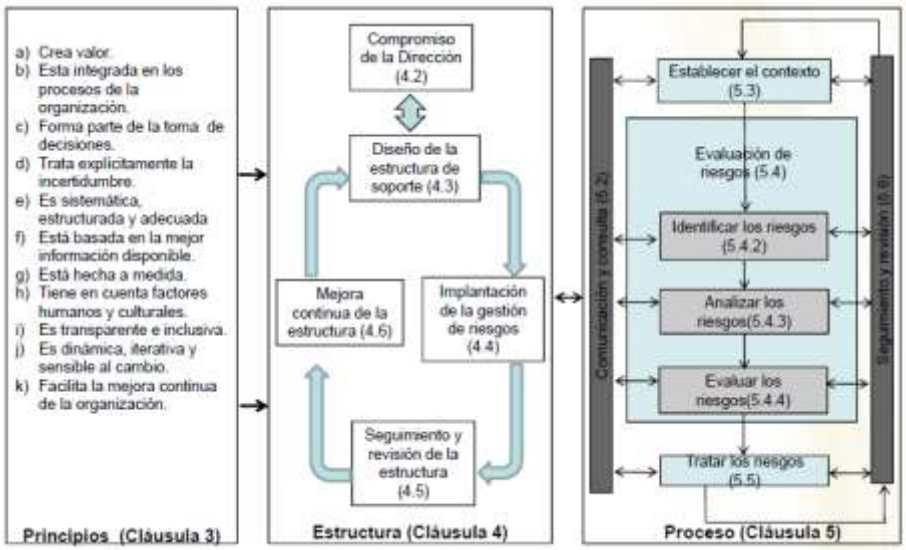


Fig.3: Esquema conceptual de la Gestión de Riesgos, según la ISO 31000: 2009.

En base a los principios descritos, se sugiere aplicar la Planificación Estratégica en cinco Fases, que se subdividen a su vez en un total de 14 pasos concretos, exponiendo todo ello de manera detallada. Se destaca como ventaja importante de la elaboración de un Plan Estratégico el hecho de que tenerlo es un factor esencial a la hora de obtener financiación externa, aprovechando para describir las fuentes de financiación y obtención de recursos que se pueden y deben considerar, tanto a nivel local y regional, como nacional e internacional.

Se aportan como en otros capítulos casos reales de éxito para ilustrar lo descrito, y una lista descriptiva de los principales socios que han contribuido junto a la UN/ISDR en el desarrollo del manual. Ésta lista es especialmente importante porque dichos socios constituyen las principales instituciones involucradas en los conceptos y acciones descritas en el Manual y la presente comunicación. Se recomienda explorar sus páginas, pues son una enorme fuente de información y de oportunidades en todos los sentidos. Cabe destacar la GFDRR (Global Facility for Disaster Reduction and

Recovery), con sede en el Banco Mundial.

- ***Anexos:*** Se incluyen 4 Anexos, a saber:

  - *Anexo 1: Instrumento de autoevaluación para gobiernos locales sobre la resiliencia ante desastres*. Se trata de una herramienta que permite la autoevaluación, y por tanto el seguimiento a lo largo del tiempo de las mejoras obtenidas. La herramienta la compone una lista de 41 preguntas en total, a las que se pide responder en función del grado de cumplimiento, justificando la calificación otorgada. Cada una de ellas se enmarca dentro de alguno de los "10 Aspectos Esenciales" descritos en el Capítulo 2, y a su vez se relacionan con alguno o varios de los Cinco Principios Básicos del HFA, descrito en el punto 3 del presente documento. Se aportan asimismo los criterios de evaluación, otorgando puntuación entre 1 (menor grado) y 5 (mayor grado) a cada aspecto dependiendo del grado de cumplimiento. Se sugiere el traslado de éstas evaluaciones a las Plataformas Nacionales, contribuyendo así a los procesos de revisión bianuales de seguimiento del HFA a nivel nacional, y se insiste en la necesidad de una amplia participación de todos los Agentes involucrados para una evaluación realista.

  - *Anexo 2: Terminología de la reducción del riesgo de desastres.* La amplia variedad de Agentes en todo el mundo trabajando en las diferentes temáticas han ocasionado una dispersión de conceptos que puede introducir cierta confusión en determinados aspectos. UN/ISDR ha realizado una labor de revisión y síntesis de conceptos y definiciones, tras haber sometido todo ello a la consideración de una amplia gama de expertos y organismos internacionales. En éste Anexo del Manual se presentan los más destacables, pero se puede consultar la lista completa en la página web (ver Rfcias.).

  - *Anexo 3: Tendencias de la exposición al riesgo de desastres y referencias*. Se mencionan algunos de los detalles más relevantes en la evolución de datos obtenidos en los principales estudios realizados a escala global y regional. Se destacan algunas que demuestran la eficacia de aplicar estrategias de gestión integral de riesgo, como la reducción de la mortalidad a escala global por inundaciones y ciclones tropicales, debido esencialmente a los logros obtenidos en la región de Asia Este-Pacífico mediante la preparación, mejora de la capacidad de respuesta y aplicación de sistemas de alerta temprana. Se aportan referencias de algunos de los principales, como son el Global Assesment Report (UN/ISDR), SREX (IPCC), ambos citados anteriormente en éste documento, y otros del Banco mundial y GFDRR.

  - *Anexo 4: Herramientas, recursos y páginas Web*. Se aporta una amplia lista, estructurada en función de los "Diez Aspectos Esenciales" descritos en el Capítulo 2 del Manual, que constituye un compendio de la información más relevante existente en las diferentes materias tratadas, con ejemplos de casos reales, y toda accesible vía web.

4.3.- RESULTADOS DE LA CAMPAÑA.

Se están obteniendo grandes logros en muchas ciudades de todo el mundo. Lanzada en 2010, en Marzo de 2013 hay 1350 ciudades adheridas, habiendo superado las previsiones más optimistas. En una evaluación realizada en 2012 entre 42 ciudades se han evidenciado los amplios beneficios que ofrece la adhesión a la Campaña, entre los que cabe destacar el acceso a información y aprendizaje de otros, la generación de oportunidades de colaboración en relaciones "ganar-ganar", mayor involucración de gobiernos nacionales con los locales, la estandarización de conceptos y estrategias a seguir, y muchos otros provenientes de un concepto innovador que ha conseguido catalizar numerosas iniciativas que se está demostrado contribuyen a una mejora de la resiliencia de las ciudades. La Campaña está planteada hasta 2015, y se trabaja continuamente en la implementación de todas las actividades en desarrollo. Hay auténtica necesidad de especialistas que puedan aportar conocimiento y experiencia a las muchas iniciativas que surgen en las ciudades adheridas a la Campaña. Se anima a explorarlas, pues también constituyen una gran fuente de oportunidades, así como a transmitir la información aportada en ésta comunicación a los responsables de gobiernos locales y ayudarles a caminar en la senda de la mejora de la resiliencia de las ciudades, proponiendo su adhesión a la Campaña como una alternativa que a buen seguro solo aportará mejoras y hechos positivos.

5.- CONCLUSIONES

La tendencia a nivel global creciente de movilización de personas hacia zonas urbanas ocupando asentamientos en zonas de riesgo, unida al incremento de fenómenos naturales susceptibles de ocasionar desastres, representan uno de los mayores retos a los que se enfrenta la humanidad. Desde la declaración por la ONU de la Década para la Reducción de Desastres (1990-1999), numerosas iniciativas se han desarrollado para incrementar la resiliencia de las zonas urbanas ante los desastres, y existe un amplio conocimiento de estrategias aplicables que ya han demostrado su éxito. Es imprescindible además unir esfuerzos y trabajar de manera coordinada y coherente, aplicando conceptos de Gestión Integral de Riesgos. La UN/ISDR aglutina las principales iniciativas a nivel global en éste sentido, y lleva a cabo numerosas acciones para hacer llegar todo el conocimiento generado y recursos disponibles a nivel de los gobiernos locales. Como iniciativa destacada en éste sentido, se presenta la Campaña "Desarrollando Ciudades Resilientes – ¡Mi Ciudad se está preparando!", lanzada en 2010 con un alcance de 5 años, y que hasta la fecha está demostrando una gran eficacia en la consecución de objetivos. Constituye un compendio de los conceptos y criterios de gestión más relevantes, haciendo hincapié en la Gestión Integral de Riesgos, y proporciona a los líderes de gobiernos locales herramientas prácticas de autoevaluación, una guía de estrategias y tareas concretas a desarrollar, y metodologías para un adecuado seguimiento de los logros obtenidos, así como múltiples referencias sobre mejores prácticas y casos de éxito.

Invitamos a los asistentes al Simposio a aprender más sobre lo aquí descrito, explorando las web referenciadas, y a sumarse a las iniciativas que se proponen, así como a transmitir la

información a otros técnicos y responsables de gobiernos locales, animándoles a aprovechar las enormes oportunidades de mejora que se pueden obtener adhiriéndose a la Campaña.

6.- AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la organización del Simposio la oportunidad de realizar ésta comunicación, así como a los socios de la Campaña y entidades colaboradoras, que están haciendo posible su difusión y los éxitos obtenidos al aplicar los principios y conceptos propuestos para mejorar la resiliencia de las ciudades ante la ocurrencia de desastres.

7.- REFERENCIAS

Briceño, S. 2011. Developing Policy-Oriented Research to Reduce the Risk of Disasters: from integrated research to effective risk management. *Second World Landslide Forum. International Consortium of Landslides. Roma, Octubre 2011.*

GFDRR, The WB and UN/ISDR, 2011. World Reconstruction Conference (WRC) Proceedings 2011. *https://www.gfdrr.org/node/1962*

IDRC, 2012 (y anteriores). 4th International Disaster and Risk Conference. "Integrative Risk Management in a Changing World - Pathways to a Resilient Society". *Global Risk Forum GRF Davos. http://www.idrc.info/pages_new.php/Retrospect-IDRC-Davos-2012/831/1/*

IPCC, 2012: Summary for Policymakers. In: Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change. *Cambridge University Press, Cambridge, UK, and New York, NY, USA, pp. 1-19. http://ipcc-wg2.gov/SREX/*

ISO (International Standard Organization), 2009. ISO 31000:2009, Risk Management. *http://www.iso.org/iso/home/standards/iso31000.htm*

UN General Assembly, 2000. UN Millennium Declaration. *http://www.un.org/millennium/declaration/ares552e.pdf*

UN/ISDR, 2013. PreventionWeb. Serving the information needs of the disaster reduction community. *http://www.preventionweb.net/english/*

UN/ISDR, 2013. Acceso a diferentes bases de datos con estadísticas e información cuantitativa sobre desastres. *http://www.unisdr.org/we/inform/disaster-statistics*

UN/ISDR, 2012. Cómo desarrollar ciudades más resilientes. Un Manual para líderes de los gobiernos locales. *http://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/toolkit/handbook*

UN/ISDR, 2011. Global Assessment Report. *http://www.preventionweb.net/english/hyogo/gar/*

UN/ISDR, 2009. Relación de terminología en materia de reducción de riesgo de desastres revisada. *http://www.unisdr.org/we/inform/terminology*

World Bank, 2010. Natural Hazards, UnNatural Disasters. The Economics of Effective Prevention. *Global Facility for Disaster Reduction and Recovery (GFDRR). http://www.gfdrr.org/gfdrr/nhud-home*

World Bank, 2009. Building Urban Resilience: Principles, Tools and Practice. *https://www.gfdrr.org/node/1948*

World Conference on Disaster Reduction, 2005. Hyogo Framework for Action 2005 – 2015. *http://www.unisdr.org/we/coordinate/hfa.*

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

RISK ASSESSMENT OF AN UNSTABLE CLIFF ABOVE A HOUSING ESTATE IN VULLY-LES-LACS, SWITZERLAND

MANAGEMENT OF RESIDUAL RISKS FOR THE CANTONAL ROAD RC 502c

Jennifer Fretz [1], Prof. Erika Prina Howald [1], Christophe Bonnard [2*] y Jean-Daniel Berchten [3]

[1] HEIG-VD Engineering School, Yverdon-les-Bains
[2] Independent expert, PBBG SA, Lausanne
[3] ABAGEOL Consulting geologists & engineers, Payerne

SUMMARY

The studied unstable cliff in Vully-les-Lacs, Switzerland, overhangs a housing estate of some 15 houses built between the fifties and the seventies. Rockfall events, superficial slides and debris flows are common there and have become more and more dangerous since the eighties despite of protection measures. Two important landslides obliged the municipality to withdraw the inhabitants' occupation permits. The estate cannot be saved, but the cantonal road RC 502c, at the toe of the slope, needs some protection.
The purpose of this study is to define the characteristics of all types of phenomena as well as their causes. Hazard maps for each phenomenon were produced with three levels of danger, as well as a vulnerability analysis. Four different hazard scenarios were defined, which might cause damage to the exposed elements. They allowed us to quantify the risk for each element. This risk assessment is useful to identify the most fragile elements and to propose protection works. Finally the impacts (social, economic and environmental) were assessed.

RESUMEN

La pared inestable estudiada, en Vully-les-Lacs, en Suiza, domina un grupo de una quinzena de casas construídas entre los años 1950 y 1970. Caídas de roca, derrumbes y colas de detrito se encuentran frecuentemente allá y han sido más y más peligrosos desde los años 1980, a pesar de medidas de protección. Dos deslizamientos obligaron las autoridades a anular las autorizaciones de ocupación de las casas. El grupo de casas será destruído, pero la carreterra RC 502c, al pie de la pendiente, necesita obras de protección.
El objectivo de este estudio es de definir las características de los fenómenos de inestabilidad

así como sus causas. Mapas de azar para cada fenómeno fueron establecidos con tres niveles de peligro, así como un análisis de vulnerabilidad. Cuatro escenarios de azar fueron definidos, susceptibles de causar daños a los elementos expuestos. Así pudo cuantificarse los riesgos para cada elemento. La evaluación de los riesgos es útil para identificar los elementos más frágiles y para proponer obras de protección. Finalmente los impactos (sociales, económicos y ambientales) fueron considerados.

1. INTRODUCTION

1.1 Location

Vully-les-Lacs is a small group of villages of about 2.300 inhabitants in the Canton of Vaud, located some 75 km north of Lausanne. The unstable cliff extends over 500 m on the west coast of Morat Lake (Fig.1). The altitudes of the cliff vary between 450 and 500 m a.s.l. The natural hazards caused by landslides can be seen on a 3D modelled photograph (Fig.2).

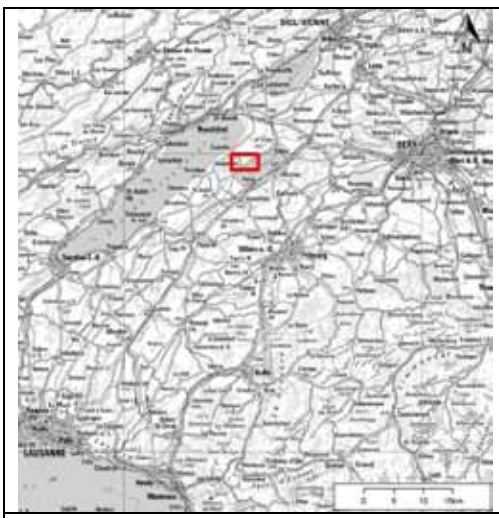


Fig. 1: Location of the study area

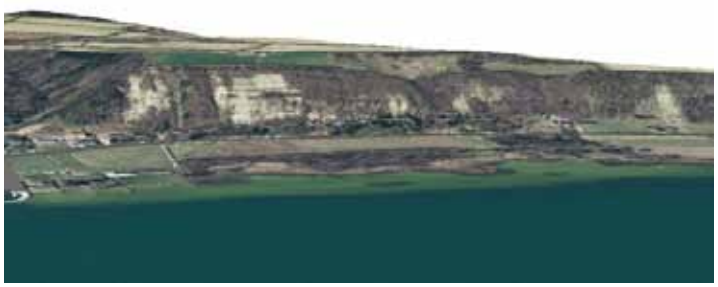


Fig. 2: 3D modelled photograph of the study area

The road RC 502c connects two small villages, Vallamand and Mur. About 1.900 vehicles use this road every day. However, in summer, a lot of tourists pass by with bikes or motorcycles. Indeed the Tour of the lake is a very nice activity for people.

1.2 Geological and hydrological setting

The geology of the area is quite simple; it is made of molassic aquitanian rocks composed by sedimentary deposits alternating sandstone and marl. Both types of rock are fairly impervious and these formations have a low cohesion.
Concerning the hydrological setting, there are two small rivulets near the area which have no

influence on the instabilities. An old water tank confirms the presence of several water sources, but their position could not be defined with certainty; nevertheless they have an influence on instability phenomena. sources, but their position could not be defined with certainty; nevertheless they have an influence on instability phenomena.

1.3 Characteristics of the area

Dimensions

The unstable zone is 500 m long and the difference of altitude between the highest point of the cliff and the RC502c is about 55 m. The housing estate is 45 m lower than the highest point of the cliff.

Area

The hazard area extends over 5.6 ha.

Slope

The particularity of this case study is the slope. It is very significant in some places and can reach 50°. Indeed the steeper the slope, the more dangerous the area. Numerous rockfall events were listed when the slope exceeds 40°. Figure 3 shows the difference of slope in the studied area.

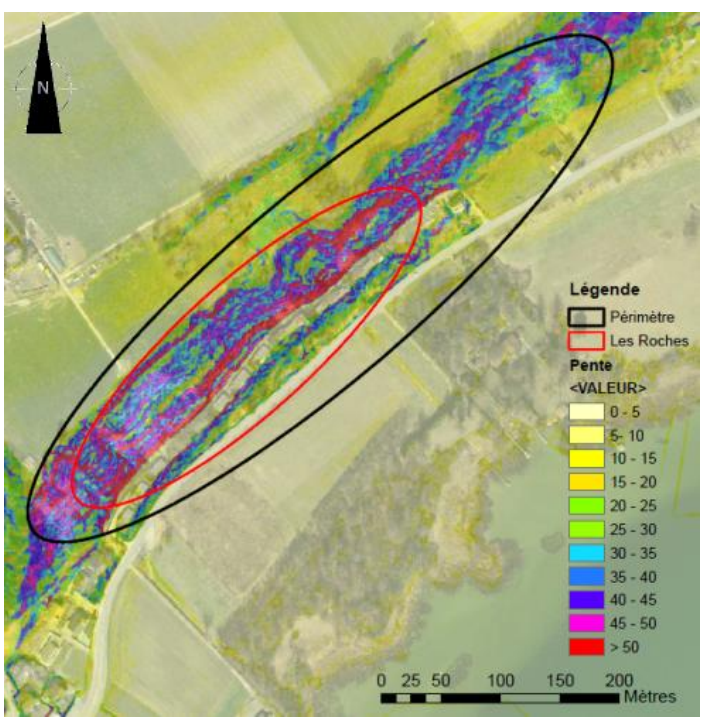


Fig. 3: Slope map (values in °)

1.4 Protection works already carried out

In the past 30 years, several protection measures were undertaken. First of all, an anchored wall was built in order to retain the earth pressure and protect 2 of the 15 houses. A local "debris trap" was also installed. Since 2001 some protection measures were added, such as rockfall nets and anchors.
In 2003 and 2005 local monitoring measures were undertaken. The rainfall data were recorded and regular visual inspections of the cliff are done. Moreover some measuring campaigns including electronic distance measurements were carried out.

2. PRESENTATION OF NATURAL PHENOMENA

2.1 Rockfall

The main danger here is the rockfall. In our case, we have all sizes of rocks, yet they do not exceed 1 m^3. Indeed, the sandstone and the marl rocks are very crumbly and when they touch the floor at the toe of the slope, they disintegrate in smaller pieces. Figure 4 shows some rocks that can be found.



Fig. 4: Example of rocks at the toe of the slope

The intensity classes are determined according to the Swiss federal recommendations (OFAT, OFEE, OFEFP, 1997). This recommendation considers three ranges of energy:
Low intensity: $E < 30$ kJ
Medium intensity: $30 < E < 300$ kJ
High intensity: $E > 300$ kJ
The corresponding hazard matrix is shown in figure 5. The lower limits of the high probability, respectively the lower limit for the low probability class, are stated as a 30 and 300 year return period, with reference to the federal recommendation related to snow avalanche.

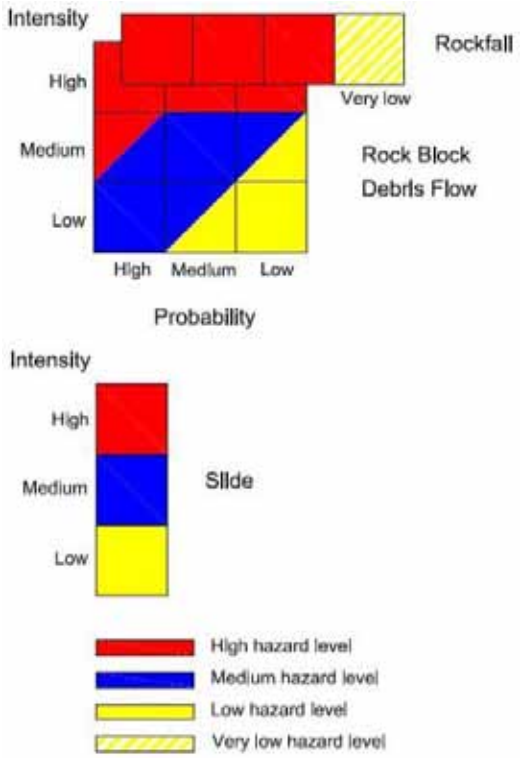


Fig. 5: General matrix representation of the relations between intensity and probability to qualify the hazard level (OAT, OFEE, OFEFP, 1997)

2.1 Superficial slides

Superficial slides are referred to when the sliding surface is less than 2 m deep. Numerous events of this type are reported in the study site. They are mainly due to high precipitation. Figure 6 shows the scars due to superficial slides.



Fig. 6: Scars due to superficial slides

3. HAZARD MAPPING

The final hazard map is the result of three different maps, carried out for each type of phenomenon. These maps were prepared on the basis of the history of the region and of what has been observed on the site during different visits. The different levels (low, medium and high) were applied considering the matrix given in figure 5. When two levels of hazard are superimposed, the highest one is chosen and applied on the map (Swiss federal recommendation). Zones in red are principally due to rockfall phenomena. They are the most significant hazards observed. In blue or yellow are represented areas where either superficial slides or debris flow are observed (see Figure 7).



Fig. 5: Hazard map considering rockfall, superficial slide and debris flow; the red dots indicate the houses still in use.

4. VULNERABILITY

Vulnerability is expressed by a level of potential loss due to a given phenomenon with a defined intensity. The vulnerability assessment results from the knowledge of the interaction between phenomena and exposed elements (Bonnard et al., 2004). Therefore it is first necessary to define which elements are exposed and to which phenomena. Indeed not all elements are exposed to the same natural phenomenon here because they are not located at the same place. In this study the main exposed elements are:

- Users of the cantonal road RC 502c
- The road RC 502c itself
- 15 houses of the abandoned estate

- 4 houses that are still occupied (see red dots in figure 7)
- Inhabitants of these 4 houses
- Wildlife and flora on and around the cliff

The second step in vulnerability assessment is to determine the relevant hazard levels. In this case, four different hazard levels are determined, related to the respective return period:

- ≤ 5 years
- 30 years
- 100 years
- 300 years (extreme scenario)

A matrix based on a well-known method was carried out (Leone et al., 1996). It includes each exposed element assessed within each scenario. The result consists in a level of damage for each exposed element (in function of the intensity of each phenomenon).

The main exposed elements are of course the abandoned houses (Les Roches estate) that are still owned by their owners, although a global arrangement has been settled to compensate their loss; but everything is not yet finalized.

5. RISK ASSESSMENT

5.1 Theoretical approach

There is no legal method in Switzerland to evaluate the risk. However, several parameters are important to state it. First of all, the probability of occurrence of the natural phenomenon (P_0) is one of the most important parameters. Then, the intensity and the location of each phenomenon must also be considered. Finally the potential damage to each element is considered. When all of these parameters are known, a first approximation of the risk can be given (Prina et al., 2004). Nevertheless some other probability values must be assessed to determine the equation of the risk and thus give an appropriate risk level. These other probability values are:

- Pa : probability that the phenomenon reaches the exposed element
- Pp: probability that the exposed element is there when the phenomenon occurs (it is equal to 1 for fixed elements, like houses).

Considering these parameters the notion of specific risk can be given. The specific risk is the risk incurred by each exposed element.

$$Rs = fct(Po, Pa, Pp) \times D$$

Equation 1: Specific risk (D stands for damage)

The global risk is defined as expressed in the next equation.

$$Rg = \sum Rsi \times V_i$$

Equation 2: Global risk

With:

- Vi: actual value of the exposed element or of a set of exposed elements with the same level of damage

5.2 Practical approach

The Pa probability was defined based on the history of the site and also with respect to the sensitivity of the authors, especially for the extreme scenarios, which is not strictly objective. Indeed, each person has a different sensitivity when facing extreme hazards and then the result may be quite different.
In this study each probability was defined for each scenario. For example Pp for the exposed element "RC 502c" is expressed according to the length of the exposed section of the road, the daily average traffic density on the road (TJM) and the velocity authorized on the road. Then the equation is:

$$RC\ attendance = \frac{L}{v} * \frac{TJM}{24}$$

Equation 3: Vehicle attendance per hour on the RC 502c

These parameters change for each danger because the length of the exposed section of the road is not the same for each phenomenon. This little example shows the complexity of the study and how much a rigorous analysis is required. When each probability is found for each scenario with each type of phenomenon, the risk level can then be found. A map of the area with the risk levels can finally be designed. In this study a map was prepared for each scenario (5 years, 30 years, 100 years and 300 years).Table 1 shows the five chosen risk levels.
At the end, it is possible to determine the risk for each exposed element and take a decision to this respect. Is the risk acceptable? If not, what can be done to reduce it? For each scenario these two questions were asked and some protection works were proposed, in order to reduce the risk level, when it appears to be necessary.

Table 1: description of risk classes

Risk level	Color	Qualification or risk
0	Grey	No or little risk
1	Yellow	Residual risk: either the risk is very low or the hazard level is high but the zone is either protected by specific works that are well designed and maintained, either by natural or man-made protection (vegetation, houses of les Roches estate).
2	Geeen	Public awareness zone: information must be given (sign posts). Wildlife shelter are in danger
3	Blue	Prescription zone: as people are exposed outside of buildings, namely even in their cars, traffic may be tolerated, but requires control measures (monitoring, maintenance works, study of possible protection works in case of increase of risk level). Animals and vegetation are strongly threatened, their shelter may be partially destroyed or strongly damaged.
4	Red	Prohibition zone: the high level of risk requires immediate realization of protection works and an eventual stop of traffic in case of serious danger, as there is a severe risk for human life. People are threatened inside buildings. Animals and vegetation are in death danger. Their shelter are destroyed

5.3 Protection works

In most scenarios, the risk level was too high. In order to reduce it, several measures should be taken. In this study the goal stated is to protect the area from phenomena having a return period equal to 100 years (T=100 years). This goal is based on the history of the site and also for obvious economical reasons.

The houses that are now empty will be destroyed (during these works specific measures will need to be taken to protect workers). A reinforced dike will be built instead of the house, as planned by the authorities. Several reinforced walls will also be built behind the houses which are still occupied. Additionally, several upstream drainage systems may be carried out.

To complete these construction measures, some preventive actions might be taken. For example, two photogrammetric flights per year should be done. They will help to see the evolution of the area. Figure 8 shows the photogrammetric system called R-Pod. It is really small, but fast and low cost.



Fig. 6: R-Pod
Source. www.r-pod.ch

Another measure would be to install a GPS system along the cliff. This measure will help to see possible movements of the cliff and order the evacuation of the area if necessary (especially during the deconstruction works).

5.4 Risk analysis with protection works

All the risk analysis was also done considering protection works. The same parameters as before were used in order to have representative results. The final analysis shows that an acceptable risk level is reached for phenomena having a return period equal to 100 years. All exposed elements are not directly threatened. The next picture shows the final risk map for an event with a return time of a hundred years, after the construction of the dike.



Fig. 7: Final risk map (T=100 years); the road only incurs residual risks

5.5 Impacts

We may consider three types of impact:

- Economical
- Social
- Environmenal

In the economical perspective, impacts are small. Indeed all costs due to the rehabilitation of the zone (town and country planning, protection works, monitoring with GPS, etc.) are divided among the Swiss Confederation, the Canton de Vaud and the Commune of Vully-les-Lacs.

The final impacts of the project will be positive in a social perspective. The zone will be secured and all the inhabitants of the estate Les Roches, once they have settled in their new homes, will not be threatened and worried anymore. However it is necessary to recall that they have lived in stress conditions for more than 20 years and that they have not yet obtained some land to rebuild a house with the insurance compensation received

Environment impacts will be minimal, except in the case of a road accident, due to a natural phenomenon. In that case fuel could contaminate the area (soil and water). This case is unlikely but some urgent measures should be taken; for example, a dam could be built in the rivulet in order to stop the contamination. Indeed both rivulets are directly connected to the lake. So the pollution must be stopped before it reaches the lake.

6. CONCLUSIONS

The present paper only develops a condensed part of the study of the unstable cliff in Vully-les-Lacs, focussing more on the risk analysis and less on the landslide mechanisms and their causes. With a sufficient background of what happened during the last 23 years, it is possible to find reasons for the instability phenomena and to suggest protection works consistent with the case study and its circumstances.

The vulnerability assessment shows damage to houses that in turn may cause hazardous situations. The risk analysis confirmed the necessity of building protection works. Moreover, the notion of protection objective is useful to determine which protection works are realistic and feasible. The final risk analysis is very important to insure that the designed protection works are the appropriate ones, because they are efficient and cost effective.

Finally the impact assessment shows that the costs are reasonable and the zone should be secured, in order to guarantee enough safety on the road in the long term.

REFERENCES

Bonnard Ch., Forlati F. & Scavia C. (Eds). 2004. *Identification and Mitigation of Large Landslide Risks in Europe : Advances in Risk Assessment*. IMIRILAND Project, European Commission, Fifth Framework programme. 325 p. Rotterdam : Balkema.

Leone F., Asté J.-P. & Leroi E. 1996. *Vulnerability assessment of elements exposed to mass-move-ment: working toward a better risk perception*. In: Senneset K (ed.) Landslides, vol. 1, pp. 263–269. Balkema.

OFAT, OFEE, OFEFP. 1997. *Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire.* Office fédéral de l'aménagement du territoire, Office fédéral de l'économie des eaux, Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage. OCFIM, Berne, 32p.

Prina E., Bonnard C. & Vulliet L. 2004. *Vulnerability and risk assessment of a mountain road crossing landslides*. Rivisita italiana di geotecnica.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

RELACIÓN MAGNITUD-FRECUENCIA DE CICATRICES POR DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS, UTILIZANDO DATOS DE LÁSER ESCÁNER TERRESTRE

D.Santana[1], J. Corominas[1], O.Mavrouli[1] y D. Garcia-Sellés[2]

[1] Departamento de Ingeniería de Terreno, Cartográfica y Geofísica
Universidad Politécnica de Catalunya – UPC

[2] Departamento de Geodinámica y Geofísica
Universidad de Barcelona - UB

RESUMEN

El análisis de la geometría de las cicatrices de desprendimientos en un macizo rocoso, es una herramienta para la comprensión de los mecanismos de rotura que actúan en los taludes, los factores condicionantes y la frecuencia de los eventos. En este artículo, se presenta una metodología por etapas y supervisada, que sirve para el cálculo de la relación estadística de magnitud-frecuencia de los volúmenes de las cicatrices, utilizando una nube de puntos, obtenida mediante un Láser Escáner Terrestre (TLS). La metodología incluye un proceso para la identificación de las superficies pertenecientes a las distintas discontinuidades presentes en el macizo rocoso, el cálculo de las áreas de cada una de las superficies aflorantes y el de la altura de los bloques desaparecidos por deslizamiento y que han dado lugar a las cicatrices. El procedimiento seguido no admite la posibilidad de deslizamiento de bloques a través de superficies escalonadas. El cálculo de los volúmenes de las cicatrices tiene en cuenta la existencia de una separación mínima entre puntos de un mismo plano, que permite diferenciar entre superficies onduladas y escalonadas, que en este último caso, pertenecerían a otra cicatriz. Una vez obtenidas las distribuciones estadísticas de las áreas basales y de las alturas de las cicatrices en el conjunto del frente rocoso, su volumen se calcula de manera estocástica a partir del producto de estas dos variables, por simulación Monte Carlo. Las distribuciones de dichas variables siguen una ley exponencial, cuyo exponente varía entre 0.9 y 1.2. Esta relación se puede utilizar como primera aproximación para las curvas de magnitud-frecuencia, en grandes frentes rocosos.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos rocosos consisten uno de los mecanismos evolutivos predominantes en las zonas montañosas. Este término se refiere a las masas rocosas que tras su separación de una pared rocosa, de pendiente elevada en la mayoría de los casos, desciende mediante caída rápida o muy rápida que puede ser libre, mediante rebote o rodadura (Cruden y Varnes, 1996). La geometría y la evolución temporal de un talud están controladas por su litología, estratigrafía y estructura (Hampton et al., 2004). El estudio de la pared de un talud permite comprender los mecanismos de rotura actuantes y que causan erosión e inestabilidad. Las características de las discontinuidades que están presentes en el macizo rocoso determinan el tipo de rotura que puede ser evaluada a partir de un análisis de estabilidad (Hoek and Bray, 1981). La ocurrencia de un desprendimiento rocoso depende de parámetros adicionales como la resistencia de la roca a compresión, el espaciamiento de las discontinuidades y la erosión (Budetta, 2004).

Los métodos tradicionales para la caracterización de las discontinuidades del macizo rocoso (ubicación, orientación, persistencia y espaciamiento) incluyen la técnica de scan-line (Priest, 1993). Sin embargo la caracterización manual de discontinuidades puede ser lenta y tediosa e incluir errores sistemáticos y restricciones por falta de acceso al afloramiento.

En las últimas décadas, el uso de aplicaciones basadas en láser escáner terrestre (TLS) para la caracterización del macizo rocoso se ha incrementado por su capacidad de generar imágenes digitales de alta resolución y reproducir el relieve de un talud de manera fácil y rápida y en un formato que facilita su elaboración. Una síntesis de las aplicaciones más importantes se puede consultar en Jaboyedoff et al. (2010). Éstas consisten en la reconstrucción de la topografía y generación del Modelo Digital del Terreno, MDT; la identificación y caracterización de las familias de discontinuidades y su espaciamiento; la determinación del tamaño y de la distribución espacial de los volúmenes de masas rocosas potencialmente inestables; la detección y medición de los desplazamientos en la cara de talud; la evaluación de la distribución espacial y de la magnitud de los desprendimientos; la monitorización de la erosión del talud y estimación del ritmo de recesión.

El TLS se ha utilizado para la identificación y el cálculo de los volúmenes de bloques de rocas que se han desprendido dejando cicatrices en la pared rocosa, a partir de imágenes de escaneos secuenciales (Abellan et al., 2006). La sustracción de los volúmenes de los Modelos Digitales del Terreno, MDT, obtenidos con las respectivas nubes de puntos ofrece una evaluación precisa de la magnitud del evento. Cuando el relieve original del macizo rocoso se desconoce, los volúmenes desprendidos se pueden calcular por la reconstrucción de la topografía original sobre un MDT generado por TLS, basándose en fotografías previas del evento. Oppikofer et al. (2009) detectaron cicatrices sobre una pared rocosa formadas por superficies de ruptura y reconstruyeron el relieve original ajustando planos de discontinuidades a las cicatrices , usando los programas comerciales Polyworks® V.10 y el método SLBL (Sloping Local Level) (Jaboyedoff et el., 2004). En

este caso, la distribución de los volúmenes se estableció para un número limitado de cicatrices.

Una cicatriz es una superficie de ruptura en la pared generada por la separación de una masa rocosa en un único o en múltiples eventos. La distribución de los volúmenes o la densidad de las cicatrices, es indicativa de la actividad de los desprendimientos rocosos y se puede usar como una medida cualitativa de la frecuencia de eventos. En este sentido, el objetivo de esta comunicación es presentar una metodología para obtener la distribución estadística de los volúmenes de las cicatrices en la cara del talud, usando una nube de puntos obtenido por TLS. Integramos metodologías recién desarrolladas para la elaboración (filtrado y segmentación) de la dicha con el motivo de extraer las superficies planas del talud, identificar las principales familias de discontinuidades, calcular el área de las superficies expuestas de cada uno los planos de discontinuidad y evaluar la distribución de los volúmenes de masas de roca que se han desaparecido en las cicatrices. El proceso además incluye una metodología propia para refinar y validar las orientaciones de los planos que sirve para la definición de las familias de discontinuidades.

En el cálculo de los volúmenes de las cicatrices, aparecen diversas incertidumbres que tienen su origen en los errores asociados al equipo de TLS y la metodología utilizada para la generación del MDT. Cuando se desconoce el detalle de la topografía previa al desprendimiento, las incertidumbres están relacionadas a la reconstrucción de aquella y a las particularidades del proceso de separación de los bloques de la pared. En esta comunicación, el cálculo de los volúmenes se basa en la hipótesis principal que a lo largo de los años, el perfil del talud retrocede en dirección paralela a su perfil original (De Lange and Moon, 2005). En esta hipótesis los desprendimientos que se han originado por deslizamiento de grandes masas rocosas a través de superficies de gran extensión y escalonadas, no se toman en cuenta. Excluyendo este último caso, el cálculo de los volúmenes de las cicatrices se puede aproximar por un prisma que se forma por la intersección de las discontinuidades existentes en la pared rocosa, como muestra la Fig. 1. Otra hipótesis importante es que el despegue de los bloques en un lugar concreto se debe a la presencia de discontinuidades desfavorables y/o a su intersección con otras discontinuidades, de tal manera que se formen bloques cinemáticamente inestables.



Figura 1.Cicatriz generada por la intersección de 3 discontinuidades

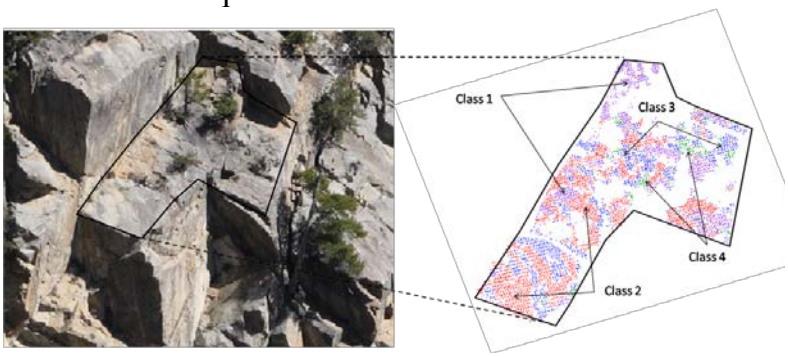


Figura 2. Superficie de discontinuidad formada por 4 clases de puntos

2. METODOLOGÍA

La metodología para obtener la distribución de los volúmenes de las en el macizo rocoso, a partir de una nube de puntos obtenida por TLS, contiene 6 pasos principales. Se trata de un proceso supervisado, que incluye pasos automáticos (1, 3 y 4) que permiten su aplicación en paredes rocosas de gran extensión. La metodología se describe en detalle en Santana et al. 2012.

2.1 Paso 1: Ajuste de planos a cada punto y cálculo del vector normal y de sus características

El objetivo del primer paso es la visualización de la nube de puntos para la zona de estudio y la adquisición de información preliminar sobre la orientación e inclinación de la superficie topográfica en cada punto. La reconstrucción topográfica precisa de una zona requiere la fusión de varias nubes de puntos obtenidas con diferentes puntos de vista, teniendo que alinearse e incorporarse en una única nube. La alineación incluye la identificación de puntos en común a las distintas nubes de puntos, y se realiza siguiendo un proceso automático que garantice la optimización de la superposición de las mismas, minimizando los errores para los puntos en común. Una vez alineada la nube de puntos, se ajusta un plano a cada punto, por regresión a todos los puntos que están en su vecindad y que se encuentran dentro de los límites de una esfera predeterminada. El centro de la esfera es el punto mencionado y su diámetro se define por el usuario de tal manera que los puntos aislados queden excluidos (Garcia-Sellés et al. 2009). Después, para cada uno de estos planos se calculan los índices de co-linealidad y co-planaridad, K y M respectivamente, que expresan la calidad de los planos ajustados (Fernandez et al. 2004; Garcia-Sellés et al. 2011).

2.2 Paso 2: Identificación de familias de discontinuidades

Este paso tiene como objetivo caracterizar las principales familias de discontinuidades (determinar la orientación e inclinación) por ajuste de planos a las superficies expuestas del talud. Consiste en la agrupación de los puntos en clases, las cuales se agrupan de nuevo para formar las familias de discontinuidades.

Cada clase se define por puntos que tienen vectores normales con una deviación angular máxima entre ellos, que demuestre que pertenezcan a la misma superficie. La clasificación se hace manualmente utilizando el programa Gocad (Earth Decision Sciences, http://www.earthdecision.com), por rotación y observación de la nube de puntos para el control visual de la variabilidad de la desviación. El criterio de aceptación para que un punto pertenezca a una clase es la consistencia de la misma respecto a su orientación e inclinación. En este paso, también se filtran los puntos que representan la vegetación, por no cumplir con la calidad deseada de los planos, según los índices M y K (paso 1) y por no poder incorporarse en ninguna clase.

Sin embargo, a menudo las discontinuidades de los taludes muestran ondulación y rugosidad variable, y debido a eso, contienen múltiples clases (Fig. 2). Para la determinación de las clases que corresponden a cada discontinuidad se utiliza la siguiente metodología. Los puntos de todas las clases se superponen a fotos del macizo rocoso. El análisis se hace solo para muestras de superficies representativas en el talud. Se compila una "matriz de co-existencia" para cuantificar la aparición simultánea de pares de clases sobre superficies identificadas en las fotos. La aparición simultánea se cuantifica mediante la proporción de aparición simultánea de dos clases sobre una superficie en las fotos, entre el número total de apariciones de cada clase en la muestra (Tabla 1). Por la aplicación de esta metodología se establece un umbral para este porcentaje, como criterio de aceptación que dos clases pertenecen en la misma familia. De tal manera las clases se agrupan en las principales familias de discontinuidades.

	A	B
A	100%	Número (A ∩ B)/ Número A *100%*
B	Número (A ∩ B) / Número B *100%*	100%

*A, B: clases de puntos

Tabla 1. Matriz de co-existencia de las clases de puntos sobre las cicatrices

2.3 Paso 3: Generación de las superficies de discontinuidades

Consiste en la generación para cada familia de discontinuidades, de superficies expuestas relativamente planas. Se necesita la previa identificación de los puntos que pertenecen a una superficie. Varios investigadores han desarrollado algoritmos para la extracción de discontinuidades de nubes de puntos para edificios y otro tipo de objetos (Awwad et al., 2010). En el caso de taludes, este proceso es más complicado dos puntos situados a distinta cota respecto al plano medio puede deberse a la ondulación y la rugosidad de la superficie o porque pertenecen a distintos planos. Para distinguirlos se utiliza el siguiente criterio de co-planaridad: dos puntos que están a distancia mayor que el espaciado mínimo, s, de la familia respectiva pertenecen a superficies distintas y viceversa. Además del criterio anterior, dos puntos pertenecen a la misma superficie si la distancia máxima, D entre ellos y el ángulo máximo de inclinación, α de la línea que les une cumplen unos requisitos. El par óptimo de los valores D y α se define siguiendo un proceso iterativo de generación de superficies para varios pares y comparándolas en cada ciclo con fotos representativas, con el fin de evitar sobre-segmentación o sub-segmentación. La generación de superficies se realiza con el programa SELF, introduciendo manualmente los parámetros D y α en cada iteración. Una vez determinados los parámetros s, D y α definitivos se generaran las superficies de los planos de cada familia de discontinuidad, por regresión entre los puntos que comparten las mismas superficies.

2.4 Paso 4: Cálculo de las áreas y alturas

Como se ha mencionado, los volúmenes de las cicatrices se pueden aproximar a prismas, confinados por lados que corresponden a las 3 familias de discontinuidades (Figura 1). La

primera (C) es el plano basal de la masa desprendida que creó la cicatriz, y las otras dos (A) y (B) son planos de tracción casi-ortogonales que confinan el volumen y definen la altura de la cicatriz. A partir de análisis cinemático para diferentes tipos de rotura se decide cuáles de las discontinuidades identificadas son los planos (A), (B) y (C).

Los planos basales y las alturas pueden calcularse sistemáticamente para la totalidad de las cicatrices en el talud. Para el área de los planos basales se usa un algoritmo (SEFL) desarrollado por los autores y programado en Visual Basic que se basa en la discretización de cada superficie en una malla de celdas cuadradas de dimensión constante. Se calculan las dimensiones máximas entre los puntos más alejados de una superficie, X'_{max} y Y'_{max} (Fig. 3). El área de las superficies es la suma de las áreas de celdas que contienen puntos en su interior. El cálculo manual de la altura de cada cicatriz es imposible dado su elevado número. Por esto, la distribución de las alturas se calcula de manera indirecta, basándose en la hipótesis siguiente: para una cierta cicatriz (Fig. 1), los planos A y B comparten un lado que es su línea de intersección (h). Para planos A, B y C casi-ortogonales entre sí la altura de la cicatriz es equivalente a la longitud de la línea de intersección. Si no, hay que aplicar una corrección en la longitud de esta línea. Como los volúmenes se producen por la intersección de las mismas discontinuidades a lo largo del talud, la distribución de longitudes de las líneas de intersección corresponde a la distribución de las alturas y se puede usar para el cálculo de los volúmenes. Es importante tener en cuenta que aunque la altura de algunas cicatrices coincide con el espaciado de las discontinuidades respectivas, en el caso general puede contener varios espaciados.

2.5 Paso 5: Verificación de las superficies generadas

La identificación de las familias de discontinuidades en el paso 2 se realizó a partir de la observación de unas muestras locales. Para validar la metodología se comprueba que una muestra local sea representativa de la zona de estudio. Si dos planos (clases de puntos) son, en realidad, la misma superficie, con frecuencia deberían ser planos contiguos en el talud. Si esto se cumple, la fusión de dos o más clases de puntos debería hacer aumentar el número de grandes superficies y disminuir las pequeñas. La aplicación de este criterio consiste en la repetición de los pasos 3 y 4 para varias combinaciones de clases de puntos. Con este paso se finaliza la generación de las superficies de las cicatrices y el cálculo de las distribuciones de sus áreas y alturas.

2.6 Paso 6: Calculo de los volúmenes de las cicatrices

Para masas rocosas que tienen la forma de prismas ortogonales o casi-ortogonales, el volumen es el producto del área basal por la altura de la cicatriz. Para prismas que no son ortogonales se tiene que corregir la altura calculada en el paso 5. Una vez obtenidas las distribuciones de las áreas de los planos basales y de las alturas (paso 3) la distribución de los volúmenes se calcula de manera probabilística, a partir de una simulación Monte Carlo, usando el programa EasyFit.

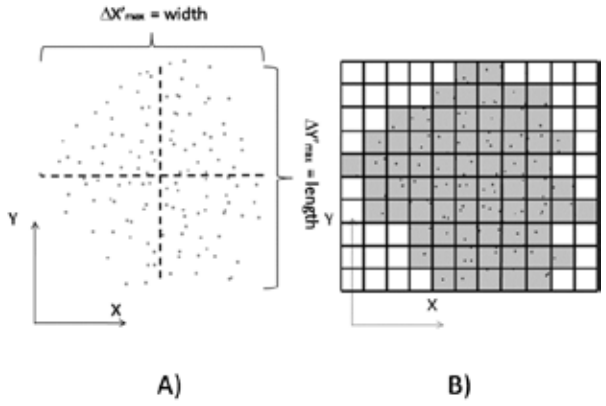


Figura 3 A) Proyección de puntos que pertenecen a una cicatriz sobre el plano de la cuya B) Malla para el cálculo de las áreas

3. ZONA DE ESTUDIO

La metodología se aplica en la Solà d'Andorra, en el Pirineo Oriental (Fig. 4). La zona de estudio es un talud de graniodiorita, con fracturación intensa y de pendiente elevada. En particular, trabajamos en la zona de Forat Negre, la cual es muy propensa a desprendimientos rocosos. En las últimas décadas se han construido varias edificaciones en zonas amenazadas por desprendimientos. Los canchales contienen bloques con volúmenes entre 0.5 y 270 m^3. La descripción detallada de la zona se puede consultar en Copons (2007) y Corominas et al. (2005).

4. APLICACIÓN

Se realizó trabajo de campo para obtener las principales familias de discontinuidades y poder compararlas con aquellas obtenidas usando la metodologías presentada en esta comunicación. Las discontinuidades se evaluaron a partir de 7 *scan-lines* de longitud total 72 m en la parte baja de la pared. Los resultados se presentan en la Tabla 2.

Por otro lado, realizamos 13 escaneos de la pared rocosa con un equipo ILRIS-·D (OPTECH) de resolución 0.7 cm a 100 m de distancia y una distancia máxima de 700 m (Fig. 4). En total obtuvimos 22.121.604 puntos en un área de 22.000 m^2. Se atribuyó un plano a cada punto, para una esfera de radio 0.25 m. Los criterios de aceptación han sido M igual o mayor que 3.5, K menor que 1.2 y la presencia de mínimo 6 puntos dentro de cada esfera. Se calcularon los respectivos vectores verticales. Usando las herramientas de Gocad,, se obtuvieron 30 clases de puntos.

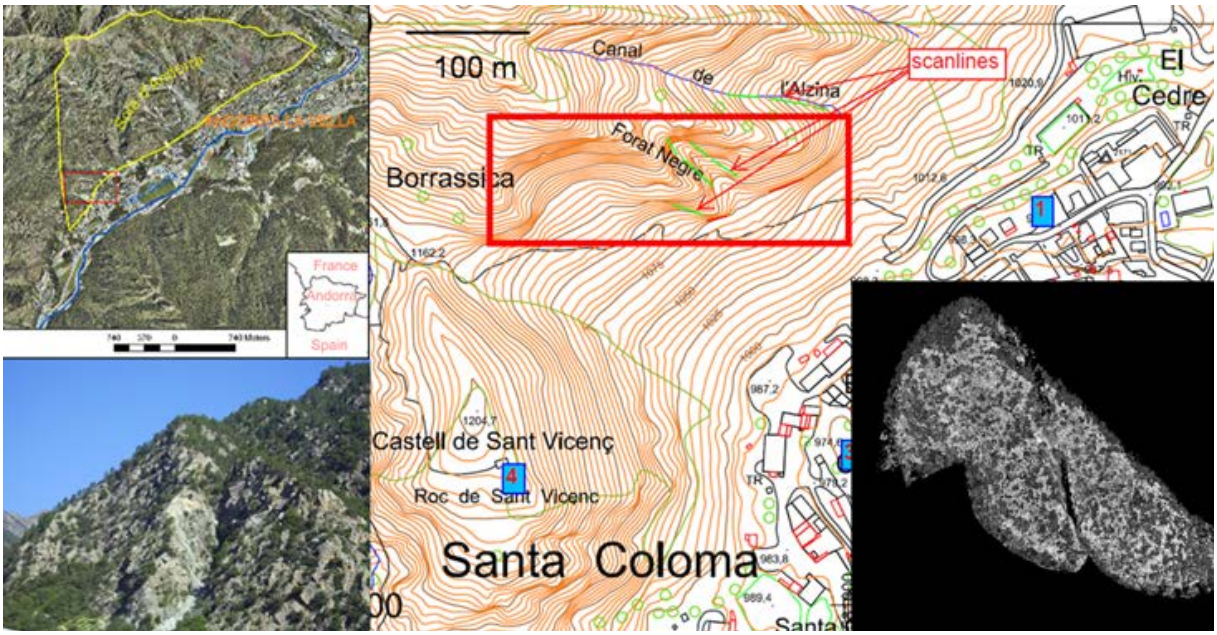


Figura 4 Vista de Forat Negre (izquierda), mapa topográfico (centro) y nube de puntos (derecha abajo)

Tabla 2. Discontinuidades obtenidas in situ

Familia de discontinuidades	Orientación	Pendiente	Frecuencia relativa (%)
F1	54	59	19.5
F2	320	54	6.2
F3	157	56	9.0
F4A	247	45	6.2
F4B	266	64	14.0
F5	182	47	6.0
F6	192	85	7.0
F7	141	89	30.0

Se seleccionó una muestra de 375 superficies de discontinuidades sobre fotos de la zona de estudio, a las que se superpusieron las clases de puntos. Construimos la "matriz de co-existencia", y juntamos apropiadamente las clases que coinciden espacialmente en las superficies de la muestra, en un porcentaje mayor que 25%. Este umbral se estableció a partir de criterio visual en las fotos.

Después se generaron las superficies de las discontinuidades. La optimización de los parámetros s, D y α se realizó a partir de un análisis de sensibilidad para un rango de valores de s entre 0.1 m y 0.2 m. Se probaron varios pares de D y α, y sus umbrales se establecieron a partir de la comparación de las superficies producidas con las superficies observadas en las fotos. La sobre-segmentación se evita para α mayor que 6° y la sub-segmentación para s menor que 0.25 m. La ondulación de las superficies en Forat Negre tiene, en general, amplitud menor que 0.1 m que excepcionalmente llega a pocos

decímetros. El espaciado mínimo observado en las imágenes TLS es 0.1 m. Este valor es igual a la distancia mínima entre 784 superficies contiguas que pertenecen a la familia de discontinuidad F1, calculado usando Rhinoceros®. Resulta que para distancias entre 0.1 y 0.25 m, existe un solape entre ondulación y espaciado. Para tomarlo en cuenta en la generación de superficies, establecimos el valor de s máximo igual a 0.2 m. Esto significa que dos superficies contiguas con distancia perpendicular inferior a 0.2 m se fusionan para formar una superficie mayor. Los valores definitivos para el D y α son 1 m y 11.5°, respectivamente, y el número mínimo para la generación de una superficie es 6. De esta manera se generaron en total 22.112 superficies.

Para verificar que las fusiones de las clases de puntos para la formación de familias de discontinuidades han sido correctas, calculamos las relaciones frecuencia acumulada-área, antes y después de la fusión. La comparación indicó un aumento en el número de áreas grandes y una reducción en las áreas pequeñas, que valida la fusión realizada.

En Forat Negre se identificaron 8 familias de discontinuidades. Su orientación, buzamiento, frecuencia relativa y área mínima y máxima se resumen en la Tabla 3. Las más frecuentes son las F3, F7 y F1. Las áreas varían entre 0.1 m^2 y 236 m^2. Se han observado pequeñas variaciones entre las familias obtenidas entre el reconocimiento de campo y los datos de TLS. La familia F2 es menos frecuente en el estereograma derivado por los datos TLS que con los datos de campo, y la familia F8 no está claramente identificada en el segundo caso. Estas inconsistencias se deben a: (a) El número de planos identificados in situ es un orden de magnitud menor que los obtenidos usando datos del TLS; (b) Los datos de campo son representativos de la zona inferior del talud mientras que los del TLS representan todo el talud.

Tabla 3. Discontinuidades obtenidas por datos TLS

Familia de discontinuidad	Orientación/Buzamiento	Frecuencia relativa (%)	Área máxima (m^2)	Área mínima (m^2)
F1	56/63	13.5	121.6	0.3
F3	155/57	25.7	236.3	0.7
F4A	256/66	1.4	11.6	0.4
F4B	283/75	2.7	20.3	0.4
F5	187/54	17.7	144.4	0.7
F6	187/75	9.1	23.8	0.5
F7	155/87	21.5	213.7	0.5
F8	92/57	4.2	34.6	0.4

El análisis cinemático indicó que las familias F3 y F5 dan lugar a superficies potenciales de rotura plana, que es la predominante en la zona de estudio como confirman los casos inventariados (Copons, 2004). Las discontinuidades F1 y F7 dan superficies que confinan los bloques rocosos y constituyen planos potenciales de tracción, y su distribución se usa para el cálculo de la altura de las cicatrices. Las áreas de los planos basales se ajustan bien mediante una distribución Log-Pearson III y las alturas de las cicatrices por la distribución

Generalizada del Valor Extremo. Además, las áreas de los planos basales siguen una distribución exponencial con exponentes entre -0.9 y -1.2 para las distintas familias de discontinuidades.

Los volúmenes de las cicatrices se suponen prismáticos. Según Palmstrom (2005), para ángulos entre la altura y la base iguales o mayores que 60°, el volumen puede aproximarse por el volumen de prismas ortogonales. En ese sentido, el volumen de las cicatrices es igual al producto de las áreas de superficies basales por las alturas de las cicatrices.

La distribución de los volúmenes se obtiene a partir de una simulación Monte Carlo, con 5000 muestras aleatorias. Los volúmenes calculados se ajustan bien a una distribución exponencial con exponente -0.9 (Fig. 5).

Un efecto "roll-over" se observa para volúmenes menores que 0.75 m^3, como ocurre en otros tipos de deslizamientos (Hungr et al., 2008). En este trabajo, dada la alta resolución de la metodología (se detectan áreas y alturas a partir de 0.1 m^2 y 0.2 m respectivamente, que corresponden a volúmenes mínimos de 0.02 m^3) este efecto no puede atribuirse a una deficiencia de muestreo.

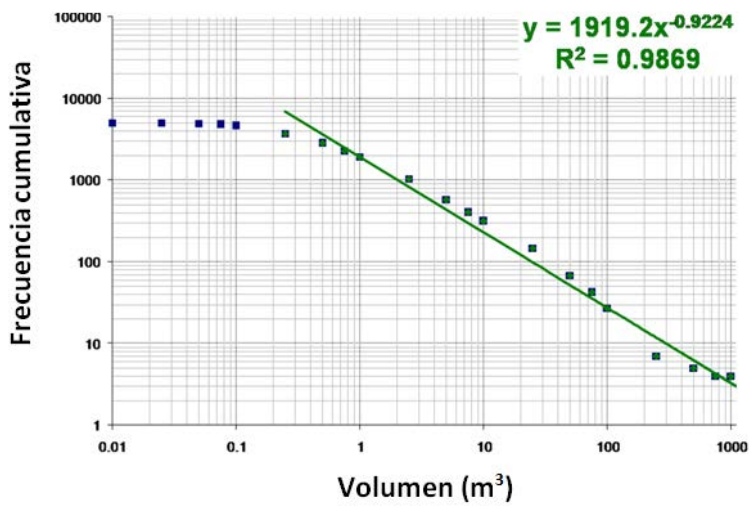


Figura 5. Relación magnitud (volumen en m^3) – Frecuencia cumulativa de las cicatrices calculada por la nube de puntos

Los volúmenes obtenidos varían entre pequeños y medios. Una cicatriz puede ser el resultado de múltiples eventos de desprendimientos rocosos. Por el otro lado, el desencadenamiento de grandes masas por roturas escalonadas no se ha considerado en esta metodología, y así los volúmenes calculados no tienen en cuenta el desarrollo de grandes roturas potenciales.

En comparación con algunos estudios, el valor absoluto del exponente b es relativamente

alto (Dussage-Peisser et al., 2002, Guzzetti et al., 2002) pero es bastante similar a otros casos (Malamud et al., 2004). Varios autores relacionan el valor b con la litología y el nivel de fracturación de un talud (Dussage-Peisser et al., 2002). El valor alto de b en nuestro se caso podría atribuir a la exclusión de las roturas escalonadas.

5. CONCLUSION

Se presentó una metodología para la detección de las superficies de discontinuidades en una pared rocosa y el cálculo de los volúmenes desprendidos de las cicatrices, usando datos generados con el TLS. Es un proceso supervisado que se basa en criterios cuantitativos. La metodología resuelve restricciones relacionadas al acceso a la zona y se puede aplicar en escala masiva, sin la necesidad de cálculos punto a punto.

Tuvieron que resolverse varios temas técnicos relacionados a la aplicación de la metodología. Entre ellos: la atribución detallada a distintas familias de discontinuidades, de las clases de puntos con orientación y buzamiento similares; la incorporación de restricciones cuantitativas respecto a la ondulación y el espaciamiento para la generación de superficies de discontinuidades; el cálculo de las áreas de las superficies y el cálculo estocástico de los volúmenes respectivos.

La aplicación en la zona de Santa Coloma indicó 8 familias de discontinuidades, que son consistentes con las familias identificadas in situ. Para cicatrices mayores a 0.25 m^3 la distribución de los volúmenes se ajusta bien por una distribución exponencial con exponente b igual a -0.9. Los volúmenes máximos son de unos miles metros cúbicos. Aunque los volúmenes de desprendimientos pasados no se pueden identificar directamente a partir de los volúmenes de las cicatrices, la distribución de ambos se ajusta bien por una distribución exponencial y el b calculado es similar al obtenido en otros estudios. Esto permite el uso de una relación magnitud-frecuencia temporal que sea proporcional a la calculada, bajo las hipótesis que (a) el volumen de un desprendimiento rocoso coincide con el volumen de una cicatriz y (b) las únicas roturas escalonadas que se incluyen son aquellas con altura de escalón menor que 20 cm.

REFERENCIAS

Abellan, A., Vilaplana, J.M., Martinez, J., 2006. Application of a long-range terrestrial laser scanner to a detailed rockfall study at Vall de Nuria (Eastern Pyrenees, Spain). *Eng. Geol.* 88:136-148

Awwad, T.M., Zhu, Q.,Du, Z., Zhang, Y., 2010. An improved segmentation approach for planar surfaces from unstructured 3D point clouds. *The Photogrammetric Record*, 25-129: 5–23.

Budetta, P. 2004. Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System sciences* 4:71-81.

Copons, R., 2007. Avaluació de la perillositat de caigudes de blocs rocosos al Solà d'Andorra la Vella. Monografies del CENMA.

Corominas, J., Copons, R., Moya, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Amigó, J. 2005. Quantitative

assessment of the residual risk in a rockfall protected area. *Landslides*. 2: 343-357.

Cruden, D. M. and Varnes, D. J. 1996. Landslide types and processes; in, *Landslides* Investigation and Mitigation, A. K. Turner and R. L. Schuster, eds.: National Research Council, Transportation Research Board, Special Report 247: 36-75.

De Lange, W.P., Moon, V.G., 2005, Estimating long-term cliff recession rates from shore platform widths, *Engineering Geology*, 80: 292-301.

EasyFit, Mathwave – data analysis and simulation. http://www.mathwave.com

Dussauge-Peisser, A., Helmstetter, A., Grasso, J.-R, Hanz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M., Giraud, A. 2002. Probabilistic approach to rockfall hazard assessment: potential of historical data analysis. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2: 15-26.

Fernandez, O., Muñoz, J.A., Arbués, P., Falivene, O., Marzo, M., 2004. Three-dimensional reconstruction of geological surfaces: an example of growth strata and turbidite systems from the Ainsa basin (Pyrenees, Spain). *American Association of Petroleum Geologists, Bulletin* 88: 1049–1068.

Garcia-Sellés, D., Arbués, P., Falivene, O., Gratacos, O., Tavanil, S., Muñoz, J., 2009. Metodologia para la caracterización automática de las estructuras geológicas a partir de datos LIDAR (CIMNE). VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas inestables. Barcelona. Spain.

Garcia-Sellés, D., Arbués, P., Falivene, O., Gratacos, O., Tavanil, S., Muñoz, J.A., 2011. Supervised identification and reconstruction of near-planar geological surfaces from terrestrial laser scanning. *Computers & Geosciences*. 37: 1584-1594.

Gocad ,Earth Decision Sciences, http://www.earthdecision.com.

Guzzetti, F., Malamud, B.D., Turcotte, D.L., Reichenbach, P. 2002. Power-law correlations of landslide areas in Central Italy. *Earth Planet Sci Lett* 195: 169–183.

Hampton, M. A., Griggs, G.B., Edil, T.B., Guy,D.E., Kelley, J.T., Komar, P.D., Mickelson, D.M., Shipman, H.M. 2004. Processes that Govern the Formation and Evolution of Coastal Cliffs. U.S. Geological Survey Professional Paper 1693: 7-38.

Hoek, E., Bray, J.W. 1981. Rock Slope Engineering Institution of Mining and Metallurgy, London.

Jaboyedoff, M., Baillifard, F., Couture, R., Locat, J., Locat, P. 2004.Toward preliminary hazard assessment using DEM topographic analysis and simple mechanical modeling by means of sloping local base level.in: Lacerda WA, Ehrlich M, Fontoura AB, Sayao A. (Eds) Landslides evaluation and stabilization. Balkema, pp 199–205.

Jaboyedoff M., Oppikofer T., Abellán A., Derron M.-H., Loye A., Metzger R. and Pedrazzini A. 2010. Use of LIDAR in landslide investigations: a review. *Natural Hazards*, 61:5–28.

Malamud, B., Turcotte, L., Guzzetti, F., Reichenbach, P. 2004. Landslide inventories and their statistical properties, Earth surface Processes and Landforms. 687-711: 29.

Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Blikra, L., Derron, M.H., 2009.Characterization and monitoring of the Aknes rockslide using terrestrial laser scanning. Nat Hazards Earth Syst Sci. 9: 1643–1653.

Palmstrom, A., 2005. Measurement of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunelling and Underground Space Technology. 20: 362-377.

Priest, S.D., 1993.Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman and Hall, London, 473.

Santana. D., Corominas. J., Mavrouli O., Garcia-Sellés, D. 2012. Magnitude-Frequency relation for rockfall scars using a Terrestrial Laser Scanner. Engineering Geology, 145–146: 50–64

SEFL (Surface Extraction from LIDAR), Institut de recerca GEOMODELS.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

EL MAPA PARA LA PREVENCIÓN DE RIESGOS GEOLÓGICOS DE CATALUÑA 1:25 000: APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA A ESCALA REGIONAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD A GENERAR FLUJOS TORRENCIALES.

M. GONZÁLEZ[1], J. PINYOL[1], M. CAMAFORT[1], J. VILAPLANA[2], P. OLLER[1]

[1] Unitat Risc Geològic
Àrea d'Enginyeria Geològica i Risc
Institut Geològic de Catalunya

[2] Grup RISKNAT
Departament de Geodinàmica i Geofísica. Facultat de Geologia
Universitat de Barcelona

RESUMEN

Con el objetivo de optimizar y mejorar las tareas de evaluación de la susceptibilidad del terreno a generar flujos torrenciales en el Mapa para la Prevención de Riesgos Geológicos 1:25 000, se presenta la adaptación de la metodología basada en el análisis de los diferentes parámetros morfométricos de las cuencas hidrográficas y sus relaciones, propuesta por Wilford et al. (2004), como herramienta complementaria a otras técnicas tradicionales.

1. INTRODUCCIÓN

En Cataluña, la dinámica torrencial es un proceso habitual tanto en zonas de montaña como en la vertiente mediterránea, con una incidencia directa sobre la actividad humana. En los últimos años la dinámica torrencial ligada a lluvias de fuerte intensidad ha causado importantes daños materiales, ejemplos de ello son los episodios de junio del 2000 en Montserrat, de agosto de 2008 en el río Runer (Frontera Andorrano-Catalana; Portilla *et al*., 2010) y de septiembre de 2008 y Julio de 2010 en Port-Ainé. En el pasado también se han documentado episodios de lluvias importantes que han producido consecuencias catastróficas sobre el territorio. Ejemplos de las más destacadas son las que ocurrieron en 1907, 1937 y

1982, que comportaron inundaciones, deposición de sedimentos y una gran destrucción de bienes (Balasch *et al*., 2008; Hurlimann *et al*., 2009).

Para dar respuesta a las funciones que otorga la Ley 19/2005, del 27 de diciembre, del Institut Geològic de Catalunya (IGC) de la Generalitat de Catalunya, se inició en 2007, entre otros planes de cartografía geotemática, el Mapa para la Prevención de los Riesgos Geológicos 1:25.000 (MPRGC25M), constituido por un total de 304 hojas que cubrirá la totalidad del territorio catalán. Este plan de cartografía se engloba dentro de los "Geotrabajos" que realiza el IGC, y que tienen como objetivo adquirir, elaborar e integrar la información geológica, edafológica y geotemática, a escalas adecuadas para la planificación territorial y el urbanismo.

El MPRGC25M se ha concebido como un mapa multi-peligrosidad, donde se indica la superposición de diferentes peligrosidades en una misma zona. Pretende dar una visión de conjunto del peligro geológico identificado en el territorio y recomendar la realización de estudios de detalle en caso de planificar actuaciones en zonas identificadas como peligrosas (Oller *et al*., 2011).

Para evaluar la peligrosidad de los diferentes fenómenos considerados en el MPRG25M, de forma sistemática y homogénea para todo el territorio, se utiliza una metodología basada en la frecuencia y magnitud (o intensidad) de cada fenómeno y su afectación. Esta evaluación se realiza en las áreas identificadas previamente como susceptibles. La magnitud del fenómeno se determina en base a las dimensiones y energías esperadas, mientras que la frecuencia o actividad se determina a partir del inventario de fenómenos y de indicios de actividad. La matriz utilizada permite clasificar la peligrosidad en alta, media y baja. Los límites de frecuencia son los 50 y los 500 años; el límite de 50 años (frecuencia alta-media) se basa en el periodo de retorno de las lluvias que han dado grandes crecidas fluviales y deslizamientos generalizados, que está entre los 40 y 70 años (Corominas *et al*., 2003). El límite de frecuencia media-baja, 500 años, corresponde a un orden de magnitud superior respecto al límite anterior. Ello permite minimizar los efectos de los errores y la incertidumbre existente en la asignación de periodos de retorno para fenómenos de baja frecuencia.

Las metodologías utilizadas son revisadas periódicamente para su mejora. En este artículo, se presenta la adaptación de la metodología basada en el análisis de los diferentes parámetros morfométricos de las cuencas hidrográficas y sus relaciones, propuesta por Wilford *et al*. (2004), como herramienta complementaria a la metodología clásica de cartografía. El objetivo es optimizar y mejorar las tareas de evaluación de la susceptibilidad del terreno a generar flujos torrenciales en el MPRG25M.

2. MÉTODO BASADO EN EL ANÁLISIS DE PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LAS CUENCAS

El método escogido es el propuesto por Wilford *et al*. (2004) que, a partir del análisis de diferentes parámetros morfométricos de las cuencas hidrográficas y de diferentes relaciones existentes entre ellos, determina la susceptibilidad de éstas a generar un tipo u otro de fenómeno asociado a la dinámica torrencial: inundaciones, flujos hiperconcentrados o corrientes de derrubios.

Las inundaciones se caracterizan por tener un volumen de carga sólida inferior al 20% del volumen total del flujo, los flujos hiperconcentrados pueden tener concentraciones de carga sólida de entre el 20 y el 47%, y para las corrientes de derrubios el porcentaje es superior a estos valores. Los parámetros morfométricos utilizados son: el área de la cuenca; la longitud de la cuenca, definida como la longitud en línea recta desde el ápice del cono hasta el punto más distal de la cuenca; y el relieve de la cuenca, definido como la diferencia de altitud entre el su punto más alto y el ápice del cono (Figura 1). Las relaciones entre éstos parámetros propuestos por Wilford *et al*. (2004) son la Relación de Melton (relieve de la cuenca / √área de la cuenca) y la de Relieve (relieve de la cuenca / longitud de la cuenca).

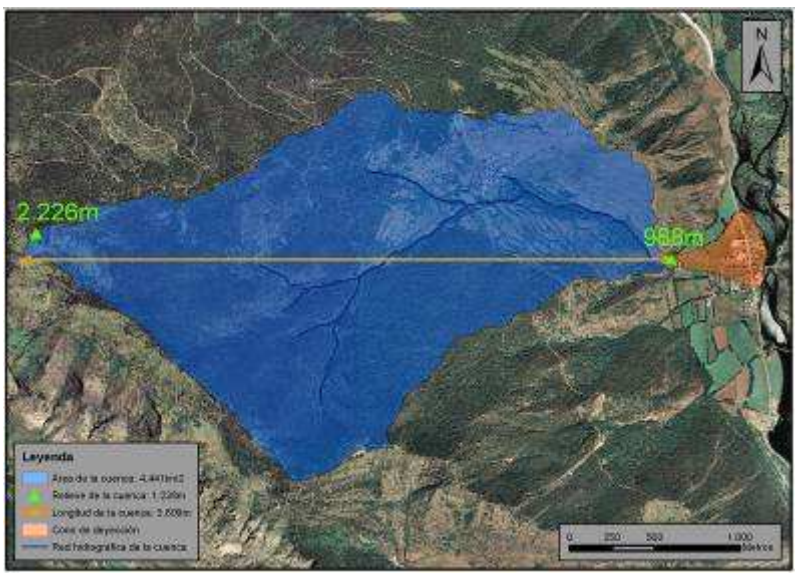


Figura 1. Parámetros de las cuencas utilizados en el método de Wilford *et al*. (2004). Ejemplo del barranco de Jou (La Guingueta d'Àneu, Pallars Sobirà, Pirineo de Lérida).

Para determinar la susceptibilidad de las cuencas a generar inundaciones, flujos hiperconcentrados o corrientes de derrubios, Wilford *et al*. (2004) proponen unos valores límite de clase para las distintas combinaciones de parámetros y relaciones. Éstas combinaciones son la Relación de Melton vs Longitud de la cuenca, la Relación de Melton vs

la Relación de Relieve y la Relación de Relieve vs la Longitud de la cuenca (Tabla 1). Los autores del método recomiendan la combinación de la Relación de Melton vs Longitud de la cuenca ya que es en la que los resultados teóricos obtenidos se acercan más a la realidad.

Variables	Límites de clase		
	Inundaciones	**Flujos hiperconcentrados**	**Corrientes de derrubios**
R. Melton vs Longitud	R. Melton < 0.3	R. Melton 0.3 – 0.6	Relación de Melton > 0.6 y Longitud < 2.7
		R. Melton > 0.6 y Longitud > 2.7	
R. Melton vs R. Relieve	R. Melton < 0.3	R. Melton 0.3 - 0.77	Relación de Melton > 0.77 y Relación de Relieve > 0.42
		R. Melton > 0.77 y R. Relieve < 0.42	
R. Relieve vs Longitud	R. Relieve < 0.15	R. Relieve 0.15 – 0.35	Relación de Relieve > 0.35 y Longitud < 2.7
		R. Relieve > 0.35 y Longitud > 2.7	

Tabla 1. Tabla con los valores de los parámetros propuestos para clasificar los diferentes tipos de flujos torrenciales (Wilford *et al*., 2004).

3. VALIDACIÓN DEL MÉTODO

Previamente a la aplicación del método, se realizó la validación de éste en 29 cuencas hidrográficas del territorio, en las que se conocía su dinámica torrencial y, por lo tanto, el tipo de flujo característico que se producía en la cuenca (inundación, flujo hiperconcentrado o corriente de derrubios), ya que el método propuesto por Wilford *et al*. (2004) estaba calibrado en 65 cuencas hidrográficas de la Columbia Británica (Canadá). El objetivo era comparar los resultados teóricos de la aplicación del método con el tipo de fenómeno generado en la realidad. Una vez seleccionadas las zonas de estudio y realizadas las cartografías necesarias, se calcularon los parámetros morfométricos y las relaciones propuestas por Wilford *et al*. (2004). Así, se determinó para cada cuenca la susceptibilidad a que se produjera un tipo de fenómeno. El resultado de la validación fue que en 9 de cada 10 cuencas hidrográficas, aproximadamente, se daba la coincidencia entre el fenómeno determinado por el método y el documentado. En los casos donde no había coincidencia, las causas se atribuyeron a diversos motivos, como la inexistencia de material disponible a movilizarse, o como la indeterminación en la descripción del fenómeno observado, hecho que se ha confirmado en algunos casos en el transcurso de dicha validación (Camafort, 2011).

Se pudo constatar como limitación importante del método, que por mucho que éste pronostique que en una cuenca se puedan producir flujos torrenciales con un porcentaje considerable de carga sólida (flujos hiperconcentrados o corrientes de derrubios), si en la cuenca no hay material disponible para ser movilizado, se producirán probablemente fenómenos de tipo inundación. Así, esta limitación condiciona que su aplicación vaya acompañada del método de cartografía clásico, que ayude a verificar los resultados obtenidos con el método, como son las observaciones de campo, la interpretación de ortofotomapas o fotografías aéreas de diferentes años, o las encuestas a la población, entre otras.

4. APLICACIÓN DEL MÉTODO EN LA ELABORACIÓN DE LOS MPRG25M

El método ha sido adaptado a los recursos económicos y temporales destinados a la realización y publicación de las distintas hojas 1:25.000 que componen el MPRG25M. Para ello, se aplica sistemáticamente en las cuencas hidrográficas que desembocan en los cursos fluviales principales, siempre y cuando tengan pendientes superiores a 7º, y en las cuencas que existan indicios de actividad torrencial. Los indicios geomorfológicos de actividad torrencial a tener en cuenta para seleccionar las cuencas a evaluar son: a) la existencia de materiales susceptibles de ser movilizados, tanto en las vertientes como en el lecho del canal; b) la presencia de zonas de erosión-soscavación, que pueden indicar un grosor significativo de materiales susceptibles a movilizarse; c) la existencia de zonas sin vegetación debidas a fenómenos de erosión; i d) la existencia de materiales depositados por la dinámica aluvial-torrencial en conos y abanicos.

Una vez seleccionadas las cuencas, se obtienen tres escenarios posibles: a) la cuenca es susceptible a que en ella se generen flujos torrenciales; b) la cuenca no es susceptible a que se generen flujos torrenciales, por lo tanto se generaran inundaciones; c) el método no pronostica si se puede producir un flujo torrencial o una inundación. A partir de este punto, es necesario, validar los resultados obtenidos a través de las observaciones de campo, de la interpretación exhaustiva de ortofotoimágenes, y de las encuestas a la población.

5. APLICACIÓN A LA HOJA DE ESPILLS (64-22)

A modo de ejemplo, se muestra como se ha aplicado la metodología en las cuencas hidrográficas de la hoja del MPRG25M de Espills (64-22), situada en la provincia de Lérida, en el Prepirineo catalán.

En la Figura 2, se muestra el diagrama de dispersión con los valores de la Relación de Melton vs Longitud de la cuenca obtenidos. En círculos, se representan los valores para las cuencas de la hoja de Espills; en cuadros, los valores de las cuencas utilizadas para la validación del método (Camafort, 2011); y en rombos, con las etiquetas A, B, C y D, se destacan cuatro de las cuencas seleccionadas, para este artículo, cómo ejemplo de aplicación. Para cada una de ellas, se presenta la cartografía de su cuenca hidrográfica, del cono de deyección asociado, así como los indicios de actividad observados (Figura 3).

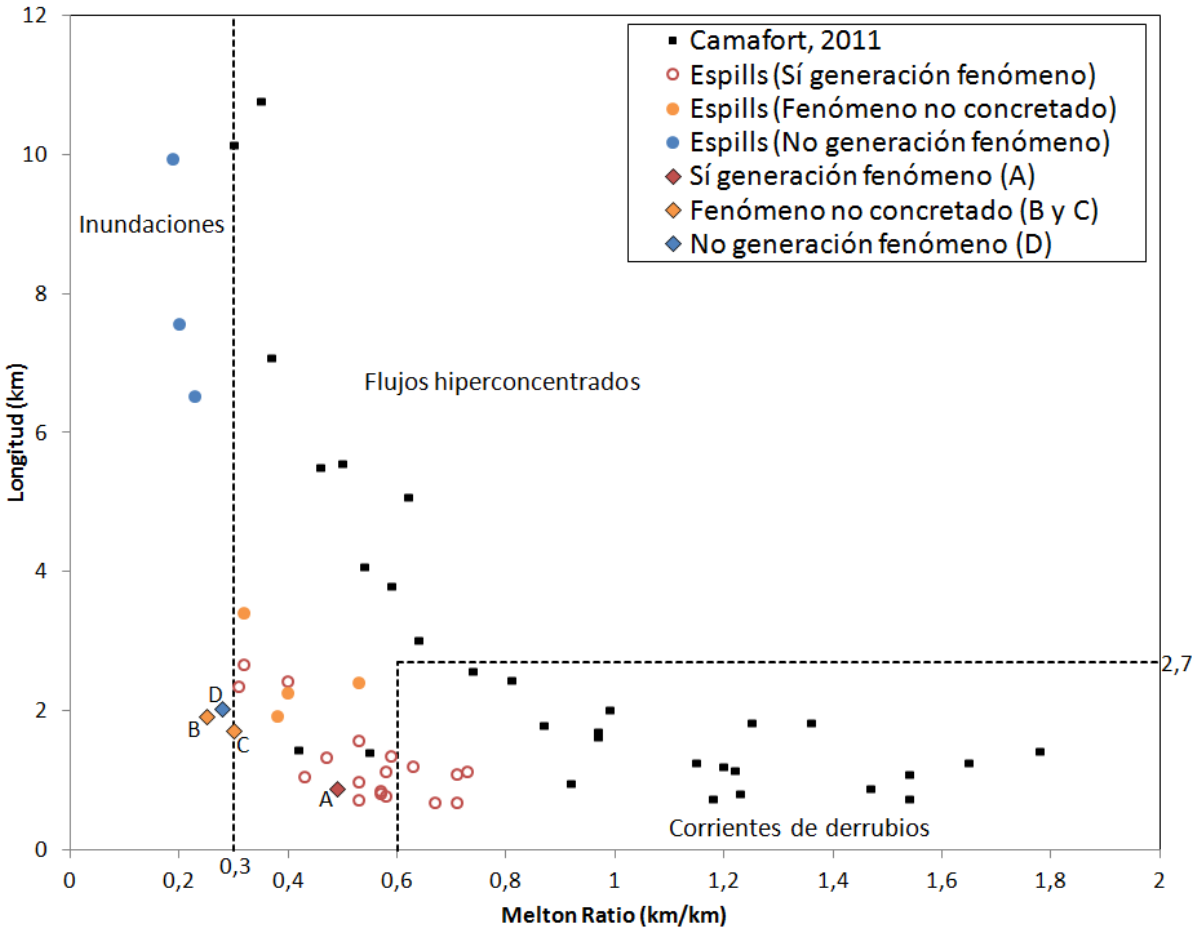


FIGURA 2. Diagrama de dispersión, en círculos, las cuencas analizadas en la hoja de Espills(Camafort *et al.*, 2012); en cuadrados, las cuencas utilizadas para validar el método (Camafort, 2011); y en rombos con las letras A, B, C y D las cuencas utilizadas de ejemplo en este artículo.

Las cuencas hidrográficas A y B se analizaron porque se observaron indicios de actividad mediante fotointerpretación. Las cuencas hidrográficas C y D se escogieron por desembocar en un curso principal y tener pendientes superiores a 7º.

Para las cuencas A y B, una vez calculados los parámetros morfométricos y las relaciones entre ellos, se obtienen unos valores de relación de Melton de 0.49 y 0.25 y de longitud de la cuenca de 901 y 1,925 metros respectivamente. Según estos valores, la cuenca A es susceptible a generar flujos hiperconcentrados; y la B es susceptible a que se generen inundaciones. Para validar estos resultados se han realizado visitas a la zona, que nos ha permitido reconocer, por una parte, todos los indicios de actividad observados durante el análisis de las fotografías aéreas, e identificar un depósito importante, formando un cono de deyección, en la parte más baja de la cuenca A, de tamaño hectométrico. En él, se han

observado diferentes episodios más antiguos y un canal funcional reciente (Figura 4), confirmando que se trata de una cuenca susceptible a que se generen flujos torrenciales. La visita de campo, en el caso de la cuenca B, ha permitido comprobar los indicios de actividad torrencial, observados por fotointerpretación. Por lo tanto, se trata de una cuenca susceptible a generar flujos torrenciales y no únicamente inundaciones como pronosticaba el método. Este ejemplo pone de manifiesto que el método no puede utilizarse de forma automática y que requiere de la validación de los resultados por técnicas tradicionales, ya sea fotointerpretación exhaustiva o trabajo de campo.

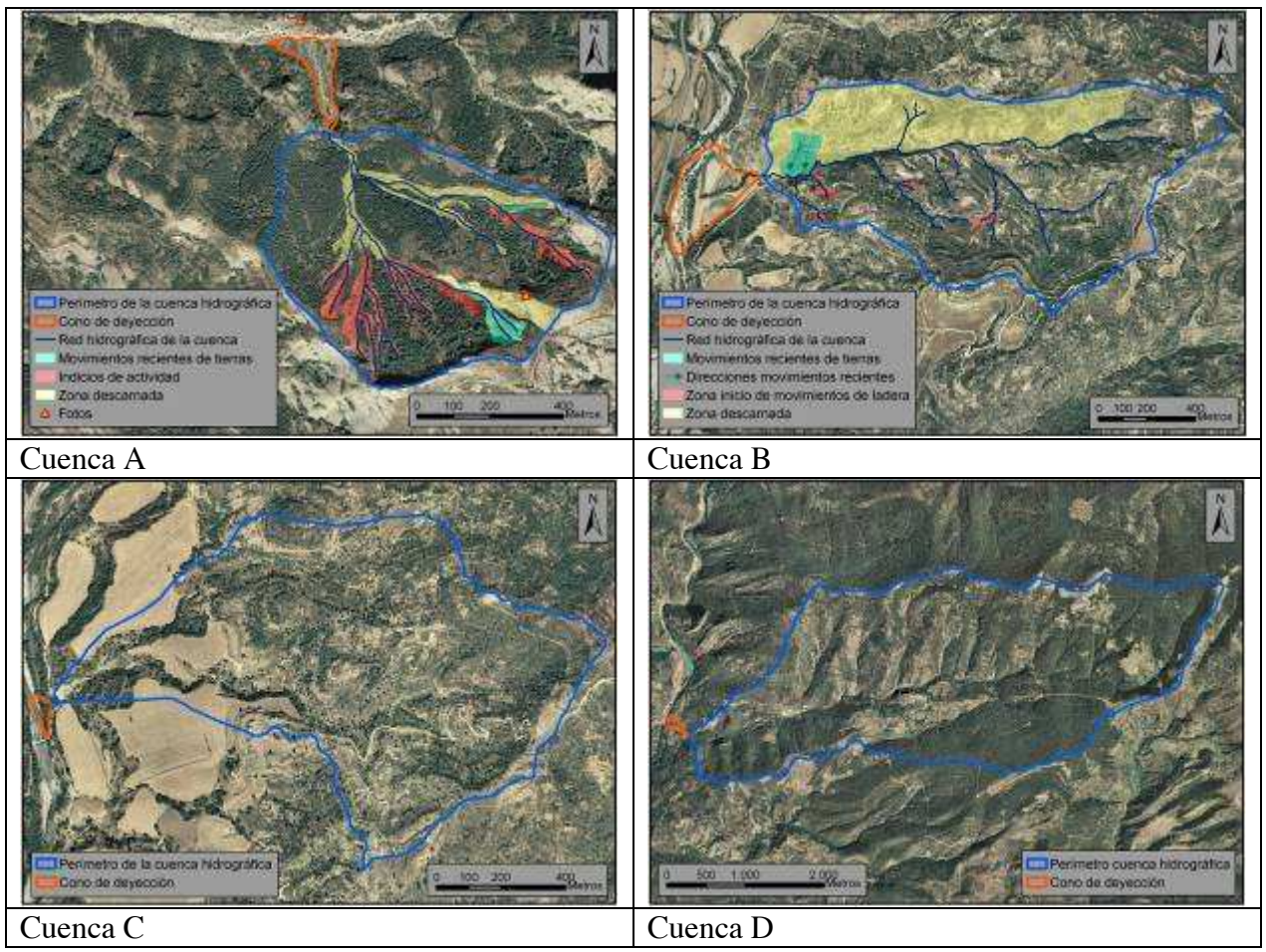


FIGURA 3. Cartografía de la cuenca hidrográfica, del cono de deyección y de los indicios de actividad torrencial observados para cada una de las cuencas utilizadas como ejemplo en este artículo.

Los valores obtenidos para la relación de Melton son de 0.30 y 0.28, y la longitud de la cuenca es de 1,726 y 2,045 metros, para las cuencas C y D, respectivamente. Estos valores indican que la cuenca C es susceptible a generar flujos hiperconcentrados, y la cuenca D es susceptible a que se produzca inundaciones. En ninguno de los dos casos

se han observado indicios de actividad, ni la existencia de materiales susceptibles a ser erosionados por fotointerpretación. Así que, para la cuenca C, el método no ha pronosticado el tipo de flujo, y la validación realizada a través de la fotointerpretación, de trabajos de campo y de encuesta, ha sido decisiva para verificar que no hay indicios que indiquen que la cuenca sea susceptible a que se produzcan flujos torrenciales, por lo tanto es susceptible a que se produzcan inundaciones. Para la cuenca D, tanto el método, como lo observado por diferentes técnicas tradicionales de cartografía, confirman que la cuenca no es susceptible a generarlos.



FIGURA 4. Fotografía del cono de deyección de la Cuenca A.

8. CONCLUSIONES

Las conclusiones extraídas de la aplicación del método en el territorio son las siguientes:

- El método de Wilford *et al*. (2004) se considera una metodología apta para la evaluación preliminar de la susceptibilidad de las cuencas hidrográficas a generar flujos torrenciales en el MPRG25M.

- Es imprescindible la verificación de los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología mediante el trabajo de campo y el criterio de experto ya que, por un lado, el método no contempla la presencia/ausencia de material susceptible a movilizarse, y por otro, porque puede existir cierta incertidumbre en la identificación de los indicios de actividad torrencial mediante fotointerpretación.
- Las cartografías de las cuencas se tienen que elaborar a una misma escala y siguiendo los mismos criterios geomorfológicos de tal forma que los resultados obtenidos para distintas zonas sean comparables.

REFERENCIAS

Balasch, C., Becat, J., Marugán, C.M., Nadal, A., Rapalino, V. i Remacha, R. (2008). Les riuades del segle XX al Pallars Sobirà: 1907, 1937 i 1982. Arxius i societat, Quaderns de divulgació històrica, Núm 2. Departament de Cultura i Mitjans de comunicació, Generalitat de Catalunya. 239p.

Camafort, M. (2011). "Avaluació de la perillositat per corrents d'arrossegalls en conques torrencials a Catalunya. Aplicació al Mapa per a la Prevenció de Riscos Geològics." Trabajo final de carrera. Dept. de geodinámica i Geofísica. Facultat de Geologia. Universidad de Barcelona. Septiembre 2011. 154p.

Camafort, M., González, M., Pinyol, J., Vilaplana, J.M., Oller, P. (2012). Evaluación de la susceptibilidad por corrientes de derrubios. Aplicación al Mapa para la Prevención de Riesgos Geológicos 1:25 000 de Cataluña. ACTAS de la XII Reunión Nacional de Geomorfología, Santander 2012.

Corominas, J., Copons, R., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Amigó, J. (2003). Integrated landslide susceptibility analysis and hazard assessment in the Principality of Andorra. Natural Hazards 30, 421–435.

Hürlimann, M., Moya, J., Abancó, C., Portilla, M., Chevalier, G., Baeza, C., Raïmat, C., Graf, C., Torrebadella, J., Oller, P., Copons, R., Mases, M. (2009). Peligrosidad de corrientes de derrubios a escala de cuenca vertiente en el Pirineo oriental. Primeros resultados del proyecto "Debris-Catch". VII Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables. Alonso, E. & Corominas, J. eds. Barcelona.

Ley 19/2005, del 27 de diciembre, del Institut Geològic de Catalunya. DOGC, 3 de enero de 2006, 4543, 80p.

Oller, P., González, M., Pinyol, J., Barberà, M., Martínez, P. (2011). The geological hazard prevention map of Catalonia 1:25 000. A tool for geohazards mitigation. Proceedings of the Second World Landslide Forum – 3-7 October 2011, Rome. 6p.

Portilla, M., Chevalier, G., Hürlimann, M. (2010). Description and analysis of the debris flows occurred during 2008 in the eastern Pyrenees. Natural Hazard and Earth System Sciences, 10, 1635-164.

Wilford, D.J., Sakals, M.E., Innes, J.L., Sidle, R.C. i Bergerud, W.A. (2004). Recognition of debris flow, debris flood and flood hazard through watershed morphometrics. Landslides (2004) 1: DOI 10.1007/s10346-003-0002-0. Published online: 5 March 2004, Springer-Verlag, pp. 61-66.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

VALORACIÓN DE 10 AÑOS DE MITIGACIÓN DEL RIESGO DE CAÍDA DE ROCAS EN EL CREMALLERA DE MONTSERRAT

Marc JANERAS[1]*, Joan PALAU[1], Elisabet PRAT[1], Judit PONS[1], Héctor RODRÍGUEZ[1], Pere MARTÍNEZ[2] y Josep COMELLAS[3]

[1] GEOCAT Gestió de Proyectes SA
[2] Institut Geològic de Catalunya (IGC)
[3] Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya (FGC)

RESUMEN

En el décimo aniversario de la entrada en servicio del ferrocarril de Cremallera de Montserrat (Barcelona) se analizan aspectos de la peligrosidad de caída de rocas para valorar la labor de mitigación del riesgo conseguida en este tiempo. Se analiza de forma semi-cuantitativa la evolución desde la situación previa o estado natural de peligrosidad, a la consecución de un estado de protección homogéneo y coherente en la situación actual. Se detectan los focos prioritarios donde centrar la atención en los próximos años, más allá del ámbito propio de competencia del ferrocarril, en una visión global de toda la ladera que involucra también a los accesos por carretera al Monasterio de Montserrat.

1. INTRODUCCIÓN

La montaña de Montserrat está situada a unos 50 km de Barcelona hacia el interior. El macizo está formado por conglomerados intercalados con finas capas de limolitas rojizas, como resultado de la formación de un delta en el Eoceno. En el presente, la montaña emerge por encima del río Llobregat con fuertes pendientes de hasta 1000 m de desnivel, con laderas muy favorables a la caída de rocas. La leve deformación tectónica a escala de macizo permite reconocer la estructura deposicional original. Se ha desarrollado un sistema cárstico principalmente a favor de las juntas. Se pueden identificar claramente tres familias de discontinuidades con gran continuidad y persistencia: las alternancias de capas sedimentarias y dos grupos de diaclasas prácticamente verticales (Alsaker *et al.* 1996; Requena 2010). Esta configuración favorece la presencia en los escarpes de grandes bloques paralelepipédicos que

con cierta facilidad pueden sobrepasar los 40 m^3 en volumen o las 100 t en masa, lo cual ya denota un peligro elevado. De todos modos, en el amplio rango de la peligrosidad, podemos distinguir 3 escalas de fenómeno, como se muestra en la Tabla 1. Los rangos de magnitud tienen sus tramos de transición entre les tres mecanismos, y la estimación de frecuencia en la tabla es meramente orientativa para el ámbito de los accesos terrestres al monasterio.

Magnitud	*Frecuencia de caída de rocas*	*Preparación*	*Propagación*
Guijarro o agregados (100 g – 10 kg)	Diaria, prácticamente continua	Meteorización fisico-química de la matriz del conglomerado	Retenido y frenado por la vegetación, formando depósitos de ladera que a su vez pueden ser erosionados por acción torrencial, flashflood o después de incendios forestales
Lajas y placas (100 kg – 10 tn)	Varias por año (mensual/trimestral)	Tensiones inducidas por efectos térmicos y meteorológicos de alteración superficial de la roca	Caída de rocas con una intensidad apta para ser retenida por barreras dinámicas. El bosque ejerce un papel significativo en la pérdida de energía
Grandes bloques (100 tn – 10^4 tn)	Cada pocos años	Debilitación de las juntas que delimitan los bloques y erosión de las limonitas de base	En el tramo inferior de su rango y después de la fragmentación de la masa pueden ser detenidas por barreras dinámicas. Para grandes masas, los bloques fragmentados pueden superar los 20 m^3 con una dinámica ya cercana a la avalancha de rocas o al colapso de macizo

Tabla 1. Fenomenología de la caída de rocas reducida a tres clases a escala muy distinta, con mecanismos de preparación y cinemática de propagación diferenciados.

El número de visitantes del área del monasterio de Montserrat ha tenido una evolución creciente, alcanzando los 2 millones de visitantes actualmente. Para acceder al monasterio existen tres modos de transporte, dos terrestres y uno aéreo:

- Dos carreteras procedentes de los pueblos aledaños de Monistrol de Montserrat y del Bruc alcanzan el aparcamiento a media ladera, a la entrada del recinto del santuario. Este modo de transporte cuenta con más del 50% de los visitantes y buena parte de ellos corresponde a autobuses colectivos.
- Desde 2003 un ferrocarril de cremallera de FGC (Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya) ha atraído pasajeros hasta cerca de un 35% de los visitantes. Asciende desde el pueblo de Monistrol de Montserrat situado al pie de la montaña y a orillas del río Llobregat hasta el monasterio, a 700 m de altitud, con una pendiente máxima del 18% que supera gracias a su sistema de tracción por cremallera.
- Como acceso aéreo existe un teleférico inaugurado en 1930 y operado por una compañía privada. Tiene una limitada capacidad de transporte de 350 personas/hora, y absorbe una cuota inferior al 10% del total de visitantes.

Dadas las características del entorno de montaña en el que se emplaza este ferrocarril, en el cual existe una notable actividad de desprendimientos, desde el principio y a lo largo de estos 10 años de servicio del Cremallera, FGC ha estado acompañado por el IGC (Institut Geològic de Catalunya) y GEOCAT Gestió de Proyectes S.A. en la asistencia técnica para la mitigación de riesgos geológicos. Es de destacar que desde la inauguración de la línea se ha instaurado un programa de seguimiento geológico-geotécnico atento a detectar las necesidades de mejora y a definir las prioridades de actuación a partir de las cuales se elaboran los proyectos de defensa y se efectúan las intervenciones oportunas. El resultado de esta política ha sido una mejora constante de la seguridad del Cremallera.

El primer día del presente simposio (11 de junio de 2013) se cumple el décimo aniversario de la inauguración de la nueva línea férrea de Cremallera de Montserrat, y mediante este trabajo se pretende realizar balance y revisión histórica del proceso de implantación de esta infraestructura y, en particular, de la gestión del riesgo geológico que ha llevado asociada desde el primer momento.

2. ANÁLISIS MORFOMÉTRICO DE LA LADERA

Se ha realizado un análisis geomorfométrico de la montaña de Montserrat. Para contrastar los resultados obtenidos a partir de distintas fuentes topográficas, inicialmente se ha centrado en el ámbito cubierto por una topografía obtenida mediante LIDAR aerotransportado efectuada por el Institut Cartogràfic de Catalunya (ICC en adelante) para los ámbitos de interés de FGC y del Patronat de la Muntanya de Montserrat (PMM en adelante) en 2008. A pesar de las dificultades de este tipo de levantamiento topográfico en terreno montañoso (Janeras *et al*. 2004), las técnicas LIDAR ofrecen la posibilidad de obtener modelos de elevación del terreno (MET en adelante) de mayor resolución que los derivados de la cartografía de base 1:5.000 de restitución fotogramétrica, como son los MET 5x5 y 15x15 que proporciona el ICC. Del procesado de los datos del vuelo LIDAR se ha obtenido un MET 1x1, pero con una calidad (por densidad de puntos identificados de terreno) variables según las zonas, del que se ha derivado un MET 2x2 que puede ser más apropiado a las propiedades de la nube de puntos.

A continuación se presenta una comparativa del análisis geomorfométrico según la metodología de Loye *et al*. 2009, en este caso aplicado a las laderas de Montserrat del entorno del Cremallera y del Monasterio, que pueden considerarse perfectamente como una unidad homogénea (HMA, *homogeneous morphometric area*). Este método permite analizar la morfología del relieve en base a la distribución de la pendiente e identificar unidades de relieve con interpretación geomorfológica diferenciada. Del dominio de análisis, y mediante herramientas SIG, se ha obtenido un histograma de la distribución de la pendiente (SAD, *slope angle distribution*). La SAD obtenida del relieve puede descomponerse en la suma de distintas unidades morfológicas identificadas por una distribución gaussiana de la pendiente (GDMU, *Gaussian distribution of morphological unit*). El análisis geomorfométrico busca el

mejor ajuste de un conjunto de GDMU a la SAD, por medio de la minimización del error cuadrático (Loye *et al*. 2009). Cada unidad morfológica queda caracterizada por la media y la desviación estándar de su distribución normal. El punto de cruce de las GDMU de ladera con la de pared (punto A en la Figura 1) puede interpretarse como el valor umbral de pendiente a partir del cual el terreno corresponderá a zona de escarpe con mayor probabilidad y, por lo tanto, se puede ser considerado como zona susceptible de salida de desprendimientos.

Resolución	Origen	GDMU-3 (pared)		A (umbral zona de salida)
		media	Desviación estándar	
MET 1x1	LIDAR aéreo	66.7	14.1	57
MET 2x2		64.9	11.8	54
MET 5x5	Cartografía base 5.000	64.4	10.4	51.5
MET 15x15		60.1	9.0	48.5

Tabla 2. Comparativa del análisis geomorfológico para distintos MET en la ladera noreste de la montaña de Montserrat.

Tal como es esperable y explican Loye *et al*. 2009 y otros trabajos paralelos, mediante el aumento de la resolución del MET se reproducen con mayor realismo las zonas de mayor pendiente como son principalmente las paredes rocosas. Esto comporta que los MET de alta resolución derivados de LIDAR desplacen parte del peso de su SAD hacia valores mayores de pendiente. Tanto es así, que para los MET 1x1 y 2x2 no se ha podido ponderar la frecuencia de la pendiente por el inverso de su coseno, porque la presencia de valores superiores a 89º induce una singularidad que distorsiona su aplicación numérica. Por el contrario, sí que se aplica esta ponderación a los histogramas de los MET 5x5 y 15x15, ya que permite que las paredes tengan su debido peso correspondiente a la superficie real de roca y no a su extensión proyectada en planta, que es mucho menor.

A la vista del SAD obtenido para todos los MET (Figura 1), se definen simplemente tres unidades morfológicas que son las paredes de afloramiento rocoso, las laderas de formación coluvial que en gran parte tienen recubrimiento vegetal, y los llanos o pies de ladera según el caso, por la diferente forma de representar las zonas construidas y los pequeños llanos, según el origen de la topografía del MET. Pero en este caso el aspecto que interesa es la identificación del afloramiento del macizo rocoso en forma de pared o escarpe, ya que configura la zona de salida potencial de caída de rocas. Se observa claramente que el umbral de distinción de zona de salida crece con la resolución. Igualmente, para MET convencionales de 20 a 30 m de tamaño de celda, se comprueba como el valor habitualmente considerado de 45º sería acorde a este análisis realizado. Además, se observa una oscilación acusada en la distribución SAD de los MET derivados de LIDAR que está pendiente de analizar en detalle sus posibles causas, y que es mucho más acusada en el caso de 1x1. Por este motivo, y dado que se pretende extender el cálculo a ámbitos mayores más allá de la cobertura de la campaña LIDAR, se ha tomado el MET 5x5 como referencia, con el valor de 51.5º de umbral inferior para considerar el terreno como zona de salida potencial.

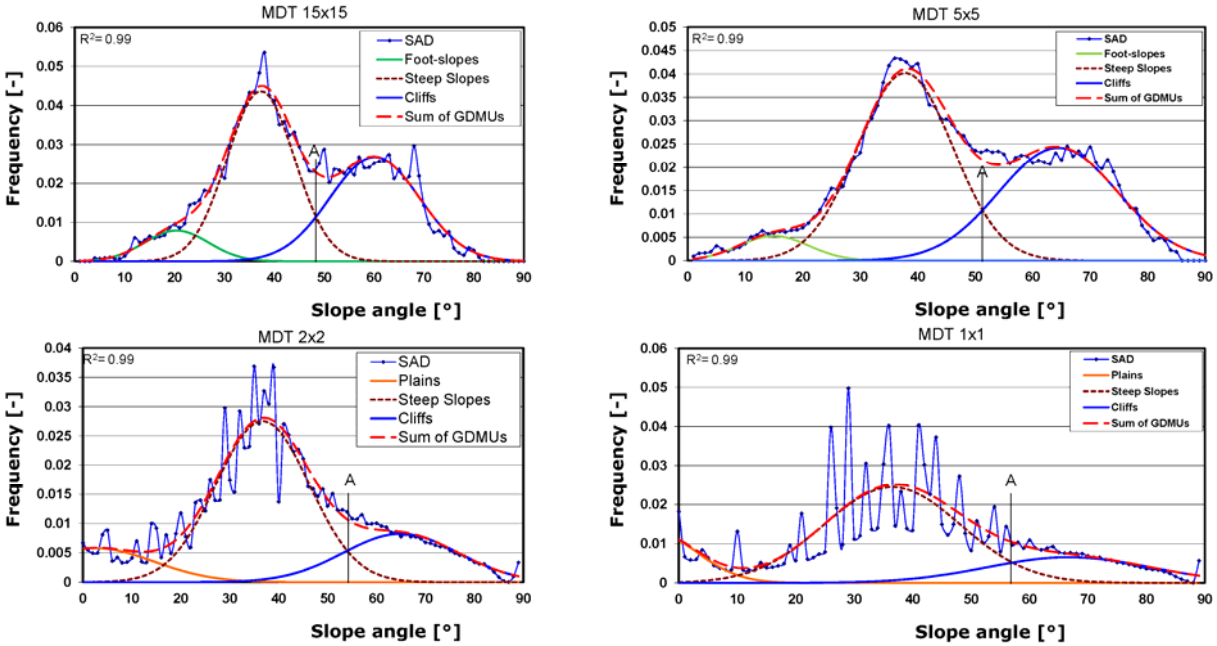


Figura 1. Análisis geomorfométrico de la ladera noreste de Montserrat para distintos modelos de elevación del terreno, a partir de Loye *et al*. 2009.

3. PELIGROSIDAD DE CAÍDA DE ROCAS

A partir de la información obtenida en los trabajos de seguimiento geológico-geotécnico del Cremallera, de trabajos efectuados para PMM y datos obtenidos de fuentes documentales anteriores (Gabarró 1996; Grau 2003), hasta la fecha se ha recopilado información de 40 desprendimientos de cierta entidad, aunque de dimensión muy variable, con una mínima información sobre la localización, magnitud y datación. Se han definido 9 sectores según las divisorias principales de cuencas y según la infraestructura a la que afectan directamente. Para cada sector se calcula el área real de pared de desencadenamiento potencial de caída de rocas acorde a lo expuesto en el análisis geomorfológico, se asigna un periodo para el que se asume que se ha tenido control sobre los desprendimientos ocurridos y la magnitud mínima para la cual el control ha sido efectivo.

Así pues, el producto del área por el periodo de tiempo proporciona la medida del grado de observación de la montaña. Para el total de la muestra, es de 1646 ha·año, pero con magnitud umbral de detección variable por sectores. De los 40 desprendimientos disponibles, se han seleccionado los 25 que entran dentro de esta pauta de control y observación. Esto permite realizar una estimación de la recurrencia de desprendimientos, ampliando las estimaciones iniciales de Janeras *et al*. 2011 y de Palau *et al*. 2011.

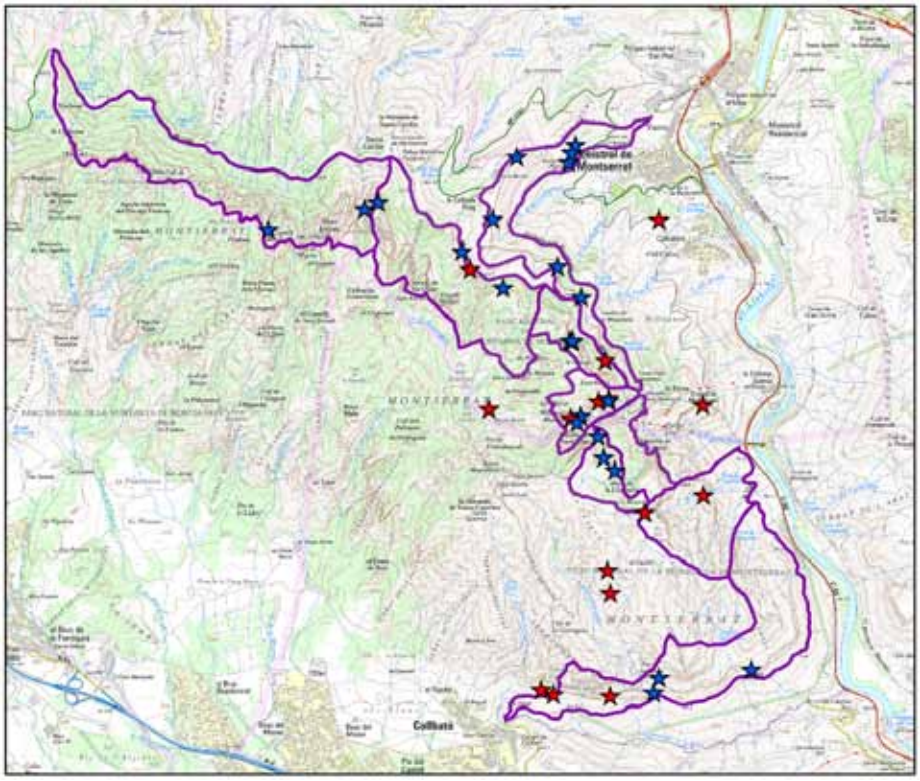


Figura 2. Localización de desprendimientos conocidos que entran (azul) o no entran (rojo) en el cálculo de recurrencia y sectores definidos al efecto, sobre cartografía base del ICC.

En un primer cálculo global se obtiene una frecuencia de desprendimiento de 0.015 eventos/ha/año, sobre superficie real de zona de salida. Esta estimación de frecuencia debería de asignarse a una magnitud del orden de una a varias decenas de m^3. Considerando que el parque natural de unas 3.500 ha contiene la mayor parte de laderas favorables a caída de rocas asimilables a la unidad de relieve Montaña de Montserrat, y que se le calculan 687 ha de pared rocosa, le correspondería una actividad de unos 10 desprendimientos anuales.

Este resultado estaría acorde a los derivados del estudio de Royán & Vilaplana 2012 sobre los indicadores geomorfológicos de la actividad de desprendimientos en la montaña de Montserrat en base a la comparación de ortofotomapas en un periodo de 31 años. A partir de las trayectorias identificadas (de magnitud desconocida, pero estimable superior a 10 – 30 m^3, para ser reconocibles en ortofotomapa al cabo de unos años) estiman también una decena de desprendimientos anuales.

Si se realiza el cálculo por rangos de magnitud, seleccionando los sectores según su detalle en la vigilancia, se puede inferir una cierta relación magnitud – frecuencia, pero los primeros resultados de momento son poco convincentes, ya que muestran una variación lenta del periodo de retorno entre 1 m^3 y 100 m^3 respecto a otros estudios con mayor

profusión de datos (Dussauge-Peisser *et al*. 2002) por lo que se precisa prolongar el periodo de observación, y si es posible incrementar el grado de vigilancia, para poder revisar los datos y, en su caso, establecer una subdivisión de los periodos de observación.

A pesar de estas limitaciones, para el dominio propio de FGC inmediatamente superior al Cremallera, que tiene un total de pared rocosa de unas 17.7 ha, se puede estimar un periodo de retorno de unos 2 años para desprendimientos mayores a 1 – 3 m^3. En los 12 años de construcción y servicio del Cremallera, aparte de múltiple actividad menor sobretodo en taludes o pequeños bloques detenidos en las barreras, sólo se conocen 4 eventos de esta magnitud originados en el dominio de FGC con trayectoria hacia la vía, de lo que se derivaría una recurrencia menor (del orden de T = 3 años). En este punto precisamente hay que considerar que las actuaciones de estabilización han reducido esta peligrosidad teórica, aunque no de forma exhaustiva en este rango de magnitud, y, adicionalmente, los intensos trabajos de saneamiento previos al inicio de la construcción de la infraestructura (Comellas *et al*. 2005) de seguro han contribuido notablemente a una reducción de la actividad de caída de rocas, por lo menos a corto – medio plazo. Además, hay que considerar las protecciones pasivas, ya que las barreras dinámicas son plenamente eficaces en este rango de magnitud. Dos de los desprendimientos fueron interceptados por barreras sin causar incidencia en la vía, un tercero interceptado por una visera solo causó una incidencia menor en la catenaria, y el único que afectó a la vía lo hizo de forma leve en 2008, y ocurrió en un tramo sin barreras de la obra inicial, al que posteriormente se añadieron estas protecciones para mejorar la seguridad.

Más allá de esta reducida actividad reciente dentro de este dominio propio de FGC dónde se ha protegido intensamente, dos grandes desprendimientos recientes ilustran la problemática derivada de la peligrosidad que proviene de la parte superior de la ladera, por encima de las carreteras (Janeras *et al*. 2011). El día 2 de enero de 2007 un gran desprendimiento de unos 300 m^3 se desencadenó desde la pared de Degotalls a 835 – 850 m de altitud, bloqueó el aparcamiento y la carretera de acceso a la cota 665 m y atravesó con fuertes impactos la línea férrea del cremallera que cruza la ladera a cota 550 m. Después de los trabajos considerados de inmediata prioridad (saneamiento de la pared rocosa incluyendo voladuras e instalación de barreras dinámicas) y antes de completar la actuación con la estabilización del macizo proyectada, ocurrió un nuevo desprendiendo de el 28 de diciembre de 2008 de 1.000 m^3 aproximadamente como progresión del colapso. En ambos desprendimientos, el ángulo de máximo alcance fue de 37º a 38º, estando la carretera y el ferrocarril en el tramo de mayor intensidad de su trayectoria.

En unas circunstancias bien distintas ocurrió el 4 de noviembre de 2008 un gran desprendimiento de unos 500 m^3, con salida en el Serrat de Barretines. Impactó y bloqueó ambas carreteras de acceso desde el Bruc y Monistrol pero, al contrario que el caso anterior, no alcanzó ni afectó al ferrocarril, quedándose a una distancia de 170 m en planta. La trayectoria sobre un terreno abierto de ladera boscosa terminó en una fuerte deflexión y

bloqueo al llegar al fondo de la canal principal, resultando un ángulo de máximo alcance de 39º. Para alcanzar el ferrocarril el ángulo de alcance debería de haber sido de 35,8º, medido a lo largo de la trayectoria deflectada, un valor que no se ha observado en Montserrat para trayectorias con este grado de confinamiento (Palau *et al.* 2011), aunque en terreno abierto podría alcanzar los valores mínimos de 31 – 32º, según analizó Margalef 2008.

4. SUSCEPTIBILIDAD DE INICIO Y PROPAGACIÓN

En 2011 se realizó un estudio del grado de mitigación del riesgo de caída de rocas en el ferrocarril de Cremallera para FGC (Palau *et al.* 2011). Se utilizó una aproximación en base a SIG para obtener una visión general del estado de la peligrosidad de la línea. Se realizó un análisis cualitativo para estimar la susceptibilidad de salida de los 39 dominios en que se subdividió la ladera, estructurados según la disposición de niveles sedimentarios horizontales cruzados por cuencas torrenciales. Se tuvo en cuenta una estimación visual en términos de magnitud combinada con probabilidad de desencadenamiento, para caracterizar la susceptibilidad de salida según una escala de 5 grados. Muchos autores, Pierson 1991 y Budetta 2004 entre otros, han realizado distintas aproximaciones a un sistema de puntuación de la peligrosidad, especialmente para infraestructuras lineales, con el propósito de tramificar en sentido comparativo y priorizar las secciones. En nuestro caso, la valoración debía distinguir grados entre dominios similares, y dado que no existía la pretensión de exportar la valoración a otros ámbitos, nos mantuvimos en un plano cualitativo, tomando en consideración algunas características específicas de diferenciación de escarpes.

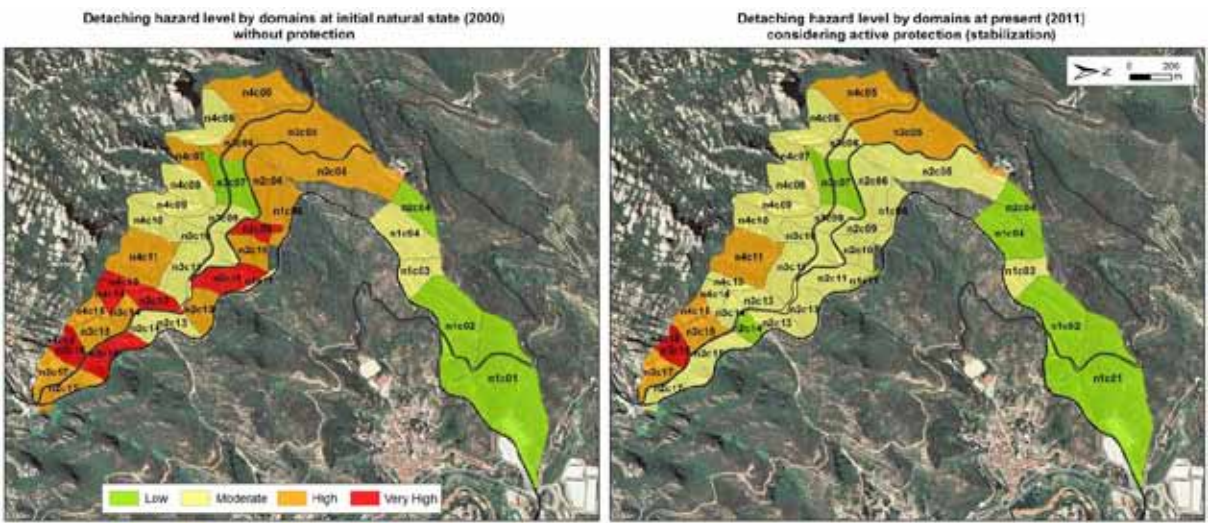


Figura 3. División de la ladera en 39 dominios y valoración de la susceptibilidad de salida, bajo condiciones naturales iniciales (izquierda) y situación actual con las obras de protección activa (derecha).

La valoración distingue dos situaciones: el estado inicial de peligrosidad natural antes del año 2000 sin obras de protección relevantes, y la situación presente a 2012 con todas las protecciones planificadas para el ferrocarril ya construidas, considerando el efecto de reducción de la susceptibilidad de salida que conlleva la protección activa, especialmente la estabilización.

Durante estos años, se han realizado múltiples proyectos parciales para la protección por sectores, con análisis detallado de estabilidad para las masas potencialmente inestables y cálculos de trayectorias en 3D y sobre perfiles 2D para dimensionado de barreras. Pero más allá del inventario inicial, no se ha realizado ningún estudio de zonificación del peligro a modo de visón global.

Debido a la escala mediana (asimilable a 1:10.000) del estudio, la propagación de la caída de rocas se ha considerado en base a los métodos empíricos estadísticos, concretamente el ángulo de alcance con ayuda del software Conefall desarrollado por Quanterra (Jaboyedoff & Labiouse 2003). A pesar de su potencial para análisis en base SIG, se han encontrado varias limitaciones en el cálculo. En Montserrat, la morfología del perfil de la ladera es escalonada, de acuerdo a la secuencia de escarpes correspondientes al afloramiento de los niveles principales de conglomerado. Bajo estas condiciones, la aplicación de los conceptos de ángulo de alcance y ángulo de sombra es bastante difícil y las herramientas del programa Conefall no pueden superar estas limitaciones. Por eso, se han tenido que aplicar algunas correcciones, como es la restricción de la extensión lateral del alcance e introducir un factor de reducción de la probabilidad de llegada bajo los escarpes inferiores si el cono emerge de nuevo después de un tramo subterráneo.

Basados en los eventos de caída de rocas observados y documentados, se han argumentado unos valores de ángulo de alcance de cálculo, aunque por la limitación de los datos no se pueden establecer unos umbrales de máximo alcance. Coincidimos plenamente con trabajos previos (Grau 2003) que han apuntado la importancia de las condiciones morfológicas a lo largo del recorrido para limitar el alcance. Para un terreno abierto en la parte sur de la montaña, Margalef 2008 mostró una distribución estadística de bloques depositados en la ladera con un mínimo valor del ángulo de alcance de 32º, sin ninguna correlación clara con el volumen. Bajo nuestro punto de vista, la morfología del terreno es un factor mucho más condicionante que la masa del bloque. Por ejemplo, en 2010 un desprendimiento de 8 m^3 de roca en origen, se fragmentó en 2 bloques principales de 2 m^3 que alcanzaron la máxima distancia de recorrido equivalente a 32º de ángulo de alcance, por dos trayectorias distintas cruzando las dos carreteras BP-1103 y BP-1121. En otro tipo de trayectoria, simplemente canalizada, pero sin deflexión ni bloqueo, el valor mínimo de ángulo de alcance alcanzado por ambos desprendimientos de la pared de Degotalls en 2007 y 2008 fue de 37 – 38º, aun partiendo de unos volúmenes de 300 a 1000 m^3. En el caso de pequeños desprendimientos, también la vegetación juega su papel relevante.

Actualmente, aún no podemos concluir unos valores de máximo absoluto de ángulo de alcance, lo cual seria preciso a efectos de zonificación de la peligrosidad, pero no es nuestro cometido. El ferrocarril en estudio cruza transversalmente a media ladera, y el objetivo principal del estudio es la distinción de niveles de peligrosidad a lo largo de la línea férrea, según la incidencia de los caminos preferentes de caída de rocas que cruza. Por esta razón se ha tomado simplemente unos valores de referencia en el sentido de "menor ángulo de alcance dominante", no en un sentido de valor extremo. Según lo expuesto y los datos documentales, se seleccionaron los valores de 31º para laderas abiertas, 35º para terrenos ligeramente canalizados y 40º para recorridos deflectados o altamente canalizados, aunque localmente un efecto de bloqueo puede detener el movimiento a ángulos superiores, y se tomó 40º como valor máximo para evitar subestimaciones. Se configuró un cálculo de Conefall para cada dominio de salida según su ángulo de alcance representativo según su morfología dominante.

5. GRADO DE PROTECCIÓN

En los últimos 12 años se ha realizado una labor intensa de protección de las infraestructuras, especialmente para el ferrocarril y en menor medida para las carreteras y edificaciones. Las principales medidas de protección aplicadas se pueden clasificar como es habitual:

- Saneamiento y purga con palancas, gatos hidráulicos i voladura;
- Estabilización con anclajes de barra, mallas y cables, y apeos de hormigón;
- Barreras dinámicas de detención de caída de rocas.

A modo de resumen de toda la inversión en obras de defensa contra caída de rocas se puede cifrar en unos 4,1 M€(corrientes, no regularizados), de los cuales la mitad corresponden a la inversión inicial de las obra de puesta en marcha (Comellas *et al*. 2005) y la otra mitad a obras efectuadas durante estos 10 primeros años de funcionamiento como política de mejora progresiva de la seguridad, en el marco de una estrategia en la que se han sucedido distintas fases con actuaciones de distinta naturaleza e intensidad, con el objetivo de compatibilizarlas al máximo con el servicio ferroviario.

Como sumario de las obras de defensa realizadas en este periodo de tiempo en el ferrocarril, se puede decir que se han instalado un total de 2800 m de longitud de barreras dinámicas de distintos modelos comerciales según ha evolucionado el mercado y la normativa, y de capacidad energética de 500 a 5000 kJ, de acuerdo con los sucesivos proyectos y sus cálculos trayectográficos, con objeto de obtener un nivel de protección acorde a los grados de peligrosidad. En cierto momento se han reutilizado barreras dinámicas procedentes del cremallera de Núria, dónde la construcción de un nuevo túnel ha eludido la exposición en el tramo de mayor peligro (Janeras *et al*. 2009). Aunque para reutilizarlo se debe desinstalar el material, trasladarlo, realizar los nuevos anclajes y la preparación del terreno y montaje, se ha conseguido un ahorro cercano al 50% en el coste global. Se han implantado también barreras

estáticas, en áreas de menor intensidad de caída de rocas, como son zonas de posible deslizamiento de material coluvial de la ladera. En grandes taludes verticales se han instalado barreras a modo de visera y pórtico. Finalmente, en el tramo de cruce de dos torrentes activos, se ha instalado una malla deflectora para evitar rodamientos hacia la vía.

A la vista de la magnitud de los mayores desprendimientos de rocas observados recurrentemente en la última década, resulta evidente que las barreras de protección pasiva solo ofrecen una protección parcial. Su eficiencia puede ser adecuada (por encima del 90% de probabilidad de parada) solo para bloques de hasta 15 a 20 tn, siempre dependiendo de cada ladera y tipo de barrera. Como indicador del orden de magnitud de las labores de estabilización efectuadas, se han instalado más de 8200 m de anclajes de barra de acero, y unos 2000 m^2 de malla de cable de acero a modo de membranas de consolidación. Para los bloques de mayor magnitud (por encima de los 500m^3) el refuerzo estructural es solo económicamente viable en algunos puntos. En este aspecto se espera que el monitoreo del macizo rocoso pueda ser una herramienta de detección de comportamientos preparatorios de una rotura. Se ha realizado una prueba de auscultación de un bloque de grandes dimensiones con mecanismo razonable de rotura, pero con pocos indicios de evolución reciente. Con más de un año de medición con extensómetros en las juntas hasta el momento solo se ha observado un comportamiento elástico de fuerte correlación térmica, con una amplitud de movimiento máxima anual de hasta 2 mm, pero con una recuperación total, sin desplazamientos acumulados interpretables como una evolución hacia la inestabilidad.

6. MITIGACIÓN DEL RIESGO

Combinando, para cada dominio, la valoración de la susceptibilidad de salida y los resultados de propagación Conefall en términos de densidad de llegada, se ha obtenido una valoración semi-cuantitativa de la peligrosidad de caída de rocas. De nuevo, se puede comparar la situación inicial y la actual derivada de la protección activa. En este tipo de aproximaciones a la propagación de caída de rocas, resulta difícil estimar adecuadamente la reducción de la peligrosidad por efecto de las barreras, a diferencia de los cálculos trayectográficos. No obstante, para el objetivo de ese estudio no resulta una limitación muy relevante, ya que se buscaba priorizar los dominios de salida según su influencia a la línea férrea. Particularizando sobre esta línea, también se ha introducido el efecto de las protecciones pasivas mediante un factor global para cada dominio para el cual fueron diseñadas las barreras.

A pesar de todas las limitaciones de este tipo de aproximación, se ha podido extraer una visión de conjunto sobre el riesgo a lo largo del Cremallera para valorar el nivel de protección obtenido al cabo de 10 años de inversión en mitigación de riesgos por parte de FGC. La reducción de la peligrosidad es evidente, pero quedan algunas partes de la ladera superior a la carretera con afectación clara también ladera abajo sobre el ferrocarril, que son ahora el foco de atención de las futuras intervenciones de defensa. Este tipo de resultado visual, a pesar de

tener una base cualitativa, ayuda mucho a la visualización sintética de la problemática y, a partir de la identificación de prioridades, al impulso de la inversión en medidas de mitigación.

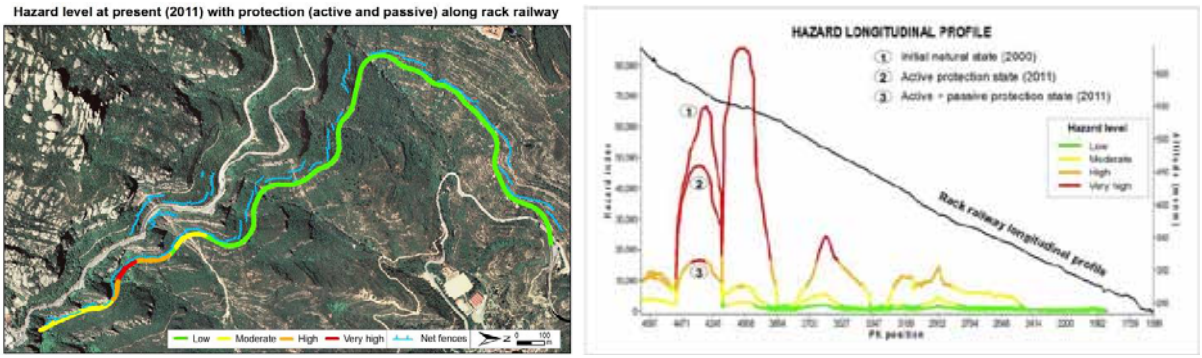


Figura 4. Estimación de la peligrosidad de caída de rocas para el ferrocarril en la situación actual y perfil longitudinal del proceso de reducción de la peligrosidad según las protecciones.

Finalmente, cabe remarcar que hasta el momento solo se han analizado aspectos relativos a la peligrosidad, asumiendo para la línea del ferrocarril una vulnerabilidad homogénea, para trasladar los resultados al concepto de riesgo. Futuras fases de estudio en la línea de Gallach 2012, Michoud *et al*. 2012 y Fontquerni *et al*. 2012 podrán ahondar en las metodologías de cuantificación de la susceptibilidad de salida y propagación para una valoración pormenorizada de la peligrosidad, e introducir los aspectos propios de la vulnerabilidad, especialmente en una visión comparada de todas las infraestructuras.

REFERENCIAS

Alsaker, E., Gabrielsen, R. H. & Roca, E., 1996. The signficance of the fracture pattern of Late-Eocene Montserrat fan-delta, Catalan Coastal Ranges (NE Spain). *Tectonophysics*, 266: 465-491.

Budetta, P., 2004. Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth Science Systems*, 4: 71–81.

Comellas, J., Paret, D., Terrado, E. & Oliveras, R., 2005. Tratamiento del macizo rocoso del ferrocarril de cremallera de Monistrol a Montserrat. In: J. Corominas, E. Alonso, M. Romana, M. Hürlimann (Editors), *VI Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*, Valencia. Vol II, pp. 591-603.

Dussauge-Peisser, C., Helmstetter, A., Grasso, J.R., Hantz, D., Desvarreux, P., Jeannin, M. & Giraud, A., 2002. Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential ofhistorical data analysis. *Natural Hazards and Earth Science Systems*, 2: 15–26.

Fontquerni, S., Vilaplana, J.M., Guinau, M., Royán, M.J., Barberà, M. & Janeras, M., 2012. Los elementos vulnerables expuestos a los desprendimientos de rocas en Montserrat. In: *VIII Congreso Geológico de España*, Oviedo.

Gabarró, X., 1996. *Propagació de despreniments en roca. Influència de les característiques del vessant i dels incendis forestals. Aplicació a Montserrat.* Tesina de grado de Ingeniería civil, Universitat Politècnica de Catalunya.

Gallach, X., 2012. *Estudi de susceptibilitat de caiguda de roques a la paret del Monestir de*

Montserrat a partir de la inspecció d'indicadors d'inestabilitat i d'anàlisi SIG. Tesina de master de Geología, Universitat de Barcelona, 32 pp.

Grau, F., 2003. *Efecte dels obstacles i característiques dels vessants sobre l'abast dels despreniments. Aplicació al mètode de l'angle d'abast*. Tesina de grado de Ingeniería civil, Universitat Politècnica de Catalunya.

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.

Janeras, M., Navarro, M., Arnó, G., Ruiz, A., Kornus, W., Talaya, J., Barberà, M. & López, F., 2004. LIDAR applications to rock fall hazard assessment in Vall de Núria. *4th ICA Workshop on Mountain Cartography*, Vall de Núria, pp. 51-64.

Janeras, M., Buxó, P., Paret, D., Comellas, J. & Palau, J., 2009. Valoración del riesgo como herramienta de análisis de alternativas de mitigación del riesgo de desprendimientos de roca en el Cremallera de Núria. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (Editors), *VII Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, pp. 865-877.

Janeras, M., Palau, J., Prat, E. & Ripoll, J., 2011. Montserrat: on a long way to rock fall risk mitigation. First experiences, some lessons and future perspectives. *3th Interdisciplinary Rockfall Workshop RocExs2011*, Innsbruck-Igls.

Loye, A., Jaboyedoff, M. & Pedrazzini, A., 2009. Identification of potential rockfall source areas at regional scale using a DEM-based geomorphometric analysis. *Natural Hazards and Earth Science Systems*, 9: 1643–1653.

Margalef, A., 2008. *Anàlisi d'un mètode d'ajuda a la cartografia regional de perillositat en base a l'angle d'abast de despreniments*. Tesis de Master en Geología, Universitat de Barcelona.

Michoud, C., Derron, M.H., Horton, P., Jaboyedoff, M. Baillifard, F.J., Loye, A., Nicolet, P., Pedrazzini, A. & Queyrel, A., 2012. Rockfall hazard and risk assessments along roads at a regional scale:example in Swiss Alps. *Natural Hazards and Earth Science Systems*, 12: 615–629.

Palau, J., Janeras, M., Prat, E., Pons, J., Ripoll, J., Martínez, P. & Comellas, J., 2011. Preliminary assessment of rockfall risk mitigation in access infrastructures to Montserrat. In: C. Margottini et al. (Editors), *Landslide Science and Practice*. Springer-Verlag, Berlin, Vol. 6,.

Pierson, L., 1991. *The Rockfall Hazard Rating System*. Oregon Department of Transportation, Report nº: FHWA-OR-GT-92-05.

Requena, G., 2010. *Caracterització de les zones de sortida de despreniments de la paret de Degotalls (Montserrat)*. Tesina de Grado de Ingeniería geológica, Universidad de Barcelona – Universitat Politècnica de Catalunya.

Royán, M.J. & Vilaplana, J.M., 2012. Distribución espacio-temporal de los desprendimientos de rocas en la montaña de Montserrat. *Cuaternario y Geomorfología*, 26 (1-2): 151–170.

SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN PARA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MEDIDAS CORRECTORAS FRENTE AL RIESGO POR DESPRENDIMIENTOS EN ZONA URBANAS. EL CASO DE MONTORO (CÓRDOBA). INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA

F. J. ROLDÁN [(1)], R. M. MATEOS [(1)], J. M. AZAÑÓN [(2)] Y P. MATEOS RUIZ [(3)]

[1] Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Urb. Alcázar del Genil, Ed. Zulema. 18006 Granada. *fj.roldan@igme.es; rm.mateos@igme.es*
[2] Dpto. de Geodinámica. Facultad de Ciencias. Universidad de Granada (UGR-CSIC), C/Fuentenueva s/n. 18071. Granada. *jazanon@ugr.es*
[3] Delegación Territorial de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente. Avda de Madrid 7. 18012 Granada. *maria.mateos@juntadeandalucia.es*

RESUMEN

Las intensas lluvias que acontecieron a finales de 1995, después de una pertinaz sequía de casi cinco años de duración, produjeron importantes desprendimientos de tierras, troncos y enseres domésticos, en una gran parte de la ladera oriental, vertiente al río Guadalquivir, de la localidad de Montoro (Córdoba). Al menos cinco viviendas se vieron afectadas por impactos importantes en sus muros y patios, con la rotura y penetración de algunos elementos en sus propios recintos. Como medida preventiva el Servicio de Obra Civil del Ayuntamiento de Montoro, se vio en la necesidad de desalojar estas viviendas ubicadas al pie de la ladera en la calle Herrerías. El análisis global de la ladera mostró que las inestabilidades estaban asociadas a desprendimientos de carácter superficial. Por tanto, las medidas propuestas estuvieron condicionadas por actuaciones integradoras en el paisaje del núcleo urbano, al ser Montoro un pueblo de gran acogida turística e interés patrimonial.

1. INTRODUCCIÓN

Montoro, ciudad monumental y turística, se erige en una loma alargada en dirección norte-sur con una altitud media de unos 200 metros. Está flanqueada por el río Guadalquivir que discurre a una cota de unos 140 m. Esta situación estratégica ha inducido al asentamiento humano desde época prehistórica hasta la actualidad, con una población de algo más de 9.000 habitantes.

La ampliación del modelo urbano en el último siglo y la dificultad orográfica de esta localidad, ha obligado a realizar una construcción de calles empinadas y viviendas en laderas con una pendiente muy acentuada. La presencia de jardines en el trasdós de las viviendas, los riegos de los mismos, sin obras de canalización o saneamiento adecuadas, las épocas de lluvias copiosas y los vertidos incontrolados de residuos orgánicos y enseres domésticos, son aspectos que han contribuido a generar un riesgo importante de

desprendimiento en las laderas de esta localidad.

Las actuaciones, redactadas y posteriormente ejecutadas, se hicieron por encargo de la Diputación Provincial de Córdoba, dentro del Plan de Obras y Servicios del año 1996. Los trabajos se realizaron en dos fases entre los años 1997 y 1999. En este trabajo se describen las actuaciones realizadas para la protección de la ladera, su integración paisajística dentro del núcleo urbano y la evolución acontecida de los diferentes elementos, después de más de catorce años desde su colocación.

2. SITUACIÓN GEOGRÁFICA. MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

La localidad de Montoro se encuentra en el Km-358 de la N-VI entre Madrid y Córdoba. Se ubica en una loma de unos 200 m de altitud rodeada por un meandro del río Guadalquivir.

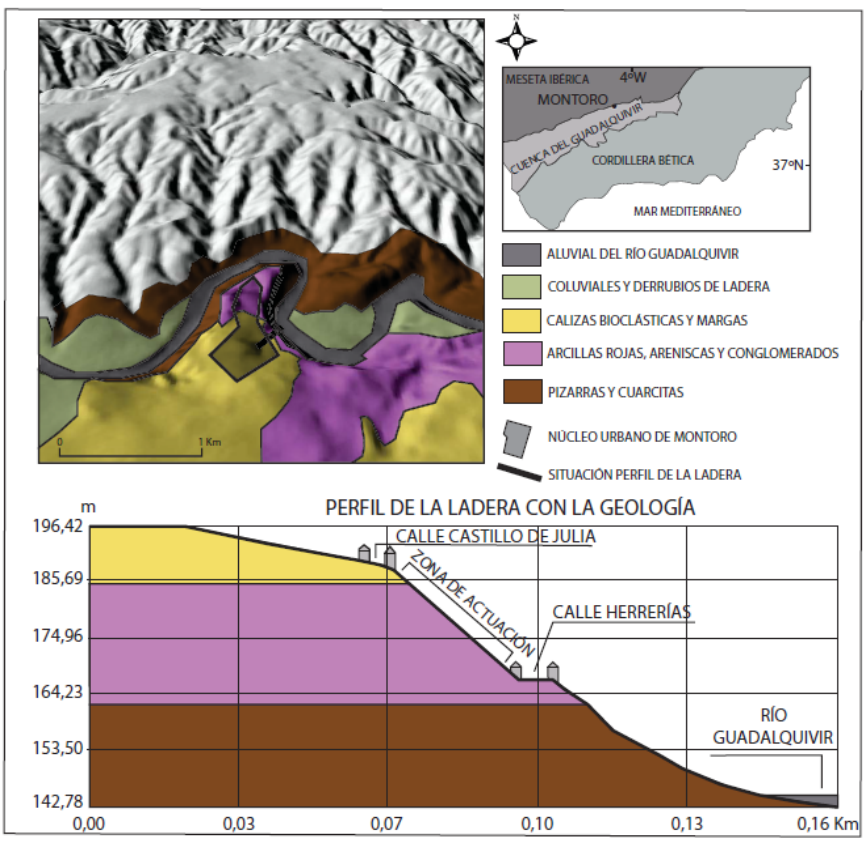


Figura 1.- Mapa topográfico digital del terreno (MDT) con la geología de Montoro sobreimpuesta. Perfil de detalle obtenido a partir del MDT de la parte oriental del pueblo con la geología

Esta población se encuentra asentada sobre dos dominios geológicos (Fig. 1). La cuenca del Guadalquivir, representada por calizas bioclásticas a la base de una potente secuencia de margas azuladas de edad Mioceno superior. La Meseta Ibérica que en este sector conforma

una sucesión monótona de pizarras y cuarcitas de edad Carbonífero. Por encima de la Meseta se dispone la Cobertera Tabular, formada por conglomerados sobre los que se superpone una serie de areniscas y arcillas rojas de edad Triásico.

Montoro ocupa un altiplano modelado por el proceso erosivo del río Guadalquivir que configura un meandro muy cerrado (Fig. 1). Este altiplano muestra unas vertientes muy escarpadas que han disectado parte de los materiales antes descritos. Las diferencias de cota entre este altiplano y el nivel de base del río Guadalquivir no superan los 80 m, si bien la localidad cuenta con calles muy empinadas y edificaciones situadas en escarpes acusados. El perfil medio que tienen las laderas suele ser de 1:1 (45º), aunque en algunos lugares la pendiente es vertical.

3. ANÁLISIS Y DIAGNOSTICO DE LA LADERA

La ladera sobre la que se hizo la actuación se sitúa en la vertiente oriental de Montoro y en la margen izquierda del río Guadalquivir. Está limitada en la parte de arriba por las casas de la calle Castillo de Julia y abajo por las casas de la calle Herrerías (Fig. 1). Presenta un desnivel de unos 20 m con pendientes que varían de 1:1 a verticales como se mostrará más adelante.

Las construcciones existentes en la c/ Castillo de Julia, con una longitud de 270 m, mostraban un buen estado en sus estructuras. Están generalmente cimentadas sobre calizas bioclásticas que les confieren una estabilidad aceptable a las edificaciones. Sin embargo, en las zonas ajardinadas de la parte de atrás de las casas, se observaron grietas superficiales que afectaban exclusivamente a los muros de contención y separación de los patios entre viviendas y la ladera. Las casas de la c/ Herrerías construidas sobre areniscas rojas ("piedra molinaza", denominación local), dan gran estabilidad a los cimientos de estas construcciones.

Por lo tanto, es en la zona de la ladera donde se produjeron los desprendimientos de bloques de arcilla, por alteración y fragmentación de estas rocas consecuencia de la erosión y meteorización. Este proceso se acentuó por las lluvias acontecidas entre Noviembre de 1995 y febrero de 1996, que aceleró la precipitación por la vertiente de toda clase de enseres domésticos inservibles de las casas de arriba. Además, los vertidos de aguas de baldeo y riego de pequeñas huertas y jardines, ausentes de canalizaciones adecuadas, ha ido produciendo agrietamientos y descalces superficiales sobre la vertiente, especialmente en zonas desprovistas de vegetación y de muros o vallas de protección.

4. ACTUACIONES DE ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN INTEGRADAS EN EL PAISAJE

En el análisis global de la ladera no se observaron inestabilidades asociadas a grietas profundas, que afectaran a cuñas o bloques de gran envergadura. No obstante, la primera actuación recomendada fue la realización de desbroces, tala de arbustos y limpieza de la

ladera, con el fin de ratificar las observaciones previas que finalmente fueron confirmadas.

Como actuaciones de tipo general sobre la ladera, se propusieron aquellas que iban encaminadas a evitar los desprendimientos superficiales mediante medidas de protección como son: mantas orgánicas, mallas metálicas, muros de contención de carácter ecológico y revestimiento con gunita en taludes verticales. Otras medidas fueron de prevención con la construcción de canales y arquetas en cornisas y bajantes empedrados sobre la ladera.

Desbroces, talas y limpieza de la ladera

Este trabajo se inició en la cornisa superior de la ladera con el objetivo de conocer si existían grietas que pudieran afectar la parte trasera de las casas de la c/ Castillo de Julia. Además era necesario comprobar que las zonas inestables se deberían identificar para su fijación o descalce controlado (Fig. 2 A).



Figura 2. A) Desbroces en la parte alta de la ladera para el reconocimiento de grietas ocultas bajo las casas de la c/ Castillo de Julia. B) Tala y limpieza de la ladera para evitar la caída de elementos inestables a las casas de la c/ Herrerías

Las tareas de desbroce y limpieza, con personal altamente especializado, mostraron que había elementos ocultos en situación de clara inestabilidad, como eran troncos secos, arbustos sueltos, escombros y elementos domésticos procedentes de vertidos incontrolados desde las casas de la c/ Castillo de Julia, con riesgo de desprendimiento sobre las casas de la c/ Herrerías como así sucedió (fig. 2 B).

Derribos de muros inestables, afianzamiento de otros y construcción de gaviones ecológicos

En la ladera se derribaron varios muros de mampostería algunos de los cuales estaban parcialmente caídos y otros con evidente peligro de desprenderse. La piedra obtenida de la demolición de los muros se utilizó para la reconstrucción de otros, usando mortero para

su fijación (Fig 3 A).

Otra de las obra de contención de la ladera fue la construcción de gaviones ecológicos. El gavión se construye con una armadura de malla metálica de triple torsión (en este caso), revestida interiormente con manta orgánica (Fig. 3 B). Se rellena con tierra desprendida de la ladera y de la propia explanación y desmonte. Se riega y compacta en tongadas de 20-30 cm, utilizando una compactadora de tipo "rana" que es transportable a mano. Dentro de cada gavión se efectúa la plantación de esquejes de especies variadas compatibles con el clima y el suelo de la región. Finalmente los gaviones quedan totalmente rellenos de tierra y se procede a su tapado con la manta y la malla metálica (Fig. 3 B en segundo plano). Pasado el tiempo, las raíces han fijado el gavión al suelo y lo hacen mucho más estable.

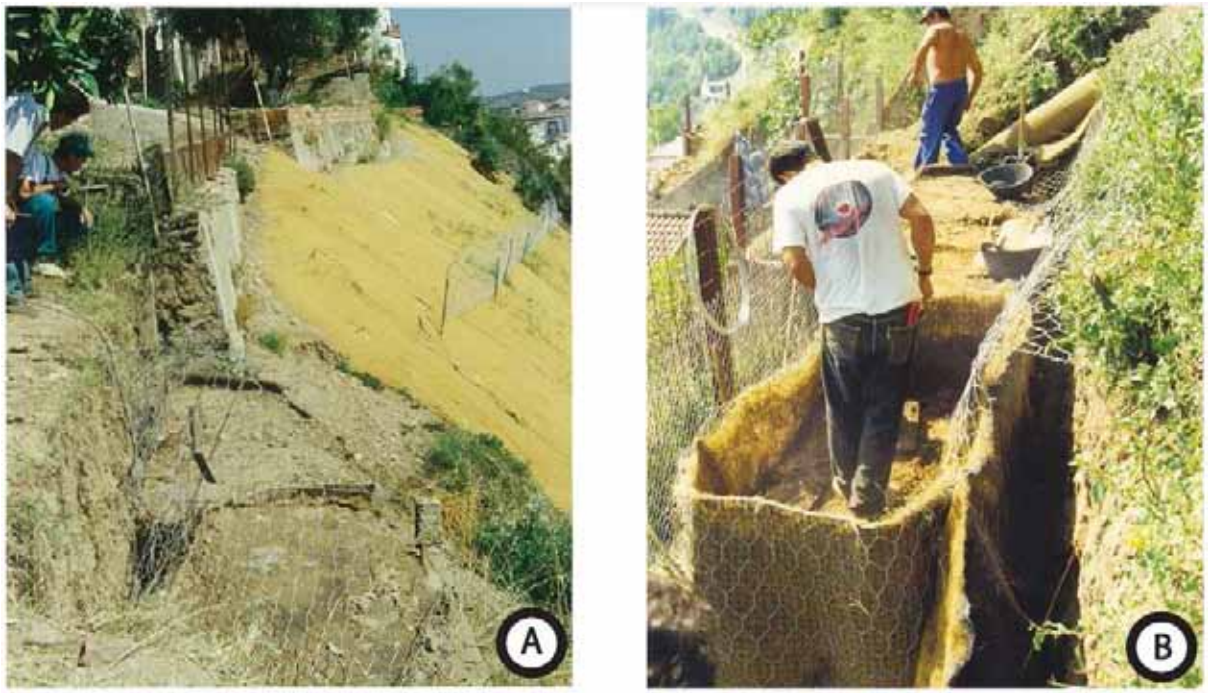


Figura 3. A) Derribo de muros inestables y reconstrucción de otros con mortero. B) Construcción de gaviones ecológicos para proteger descalces superficiales

Colocación de manta orgánica y malla metálica

Hay diversos tipos de mantas orgánicas. La que se empleó en la protección de la ladera de Montoro estaba formada por una malla doble de polietileno, que albergaba en su interior paja y fibra de coco, con una cantidad aproximada de 400 g/m^2. Estos elementos son biodegradables en su totalidad, teniendo una vida media comprendida entre 2 y 3 años. La

manta tiene una tracción mínima de 225 kg/m^2. La manta viene enrollada en paños de 2 m de ancho para su fácil manejo.



Figura 4. Colocación de manta orgánica y malla metálica. A) Sujeción de la manta orgánica y la malla metálica. B) Colocación de la malla metálica y soporte de los rollos para su extensión

La colocación se realiza mediante la fijación de la misma a la cabecera del talud, mediante piquetas de acero corrugado de longitud variable (30-50 cm) y se tapa con tierra (Fig. 4 A). A continuación se fija al talud mediante grapas en forma de "U". Al pie del talud también es fijada y enterrada. El solape entre paños es de unos 10 cm, va cosido y grapado al suelo.

La malla metálica utilizada ha sido de triple torsión de tipo TT, 8x10-2, 70. Se usó la que está fabricada en rollos de 2 m de ancho para que la instalación fuese cómoda, precisa y rápida (Fig. 4 B). La malla siempre queda sujeta en la cabecera del talud, abrochándola con piquetes de acero corrugado de 80 cm de longitud y 12 cm de diámetro, en algunos casos asegurándolos con lechada de cemento. En el talud se fija de igual modo, pero los piquetes tienen forma de bastón. Los paños se cosen entre sí por los bordes con alambre de 3 mm. En el pie del talud se cosen, a la malla en forma de solapa, barras de acero corrugado de 20 mm paralelos al talud, que sirven de contrapesos para que la malla quede pegada a la ladera y en momentos determinados puedan extraerse los fragmentos retenidos en su interior.

Hidrosiembra y revegetación

A toda la superficie de la ladera, revestida con manta orgánica y protegida con malla metálica, se le aplicó una hidrosiembra con mezcla de diversas semillas. la composición aproximada fue de 25 gr/m^2 de semillas, 30 gr/m^2 de fijador, 100 gr/m^2 de mulch, 100 gr/m^2 de turba y 15 ml/m^2 de abono líquido. las semillas tienen la siguiente composición: 15% de agropyrum cristatum, 5% agropyrum intermedium, 25% lolium rigidum, 10% lolium multiflorum, 10% festuca arundinacea, 5% bromus inermis, 5% medicago sativa, trebol violeta, 10% vicia y 10% melilotus officinalis.

En la figura 5 se observa: en A la revegetación incipiente que comienza a salir a través de



Figura 5. A) Revegetación incipiente después de la hidrosiembra y en B) unos meses después

la manta orgánica y de la malla, en B la revegetación muy tupida que ha tapizado prácticamente la totalidad de la ladera.

La vegetación autóctona existente en la ladera, como son las riparias e higueras, fueron segadas y taladas para poder colocar estos elementos de protección (Fig 6 A). Con el paso de los meses esta vegetación y la procedente de la hidrosiembra atravesó la manta y la malla metálica, formando una cobertera tupida después de algunos meses (Fig. 6 B).



Figura 6. Aspecto de la ladera. A) Con la manta y malla metálica recién puesta. B) Con la hidrosiembra después de algunos meses

Protección de taludes verticales con gunita

Esta actuación se llevó a cabo en un sector donde el talud es completamente vertical y la roca está desprovista de suelo. Siguiendo en la misma línea de integración paisajística se aconsejo revestir la ladera de gunita, tiñéndola de una coloración marrón-ocre igual que las rocas del entorno.

En la figura 7 A, se muestra el estado en el que se encontraba el talud. En él se observan algunas grietas superficiales de recorrido métrico y algunas cornisas en situación de clara inestabilidad. Este talud presentaba vegetación arbustiva asociada a grietas y fragmentos de rocas en sectores también inestables. La litología formada por arcillas rojizas y limos, junto con los cambios de volumen que experimentan estas rocas por acción del agua, han contribuido a que los procesos de meteorización desencadenaran desprendimientos. Estos aspectos son causas suficientes para que se aconsejara proteger el talud con gunita.

En primer lugar se procedió a la limpieza de matorrales, descalce de fragmentos de troncos y rocas que estuvieran en situación inestable. Posteriormente se desplegaron los paños de 2 m de ancho de malla metálica de triple torsión que fueron cosidos (Fig. 7 B).

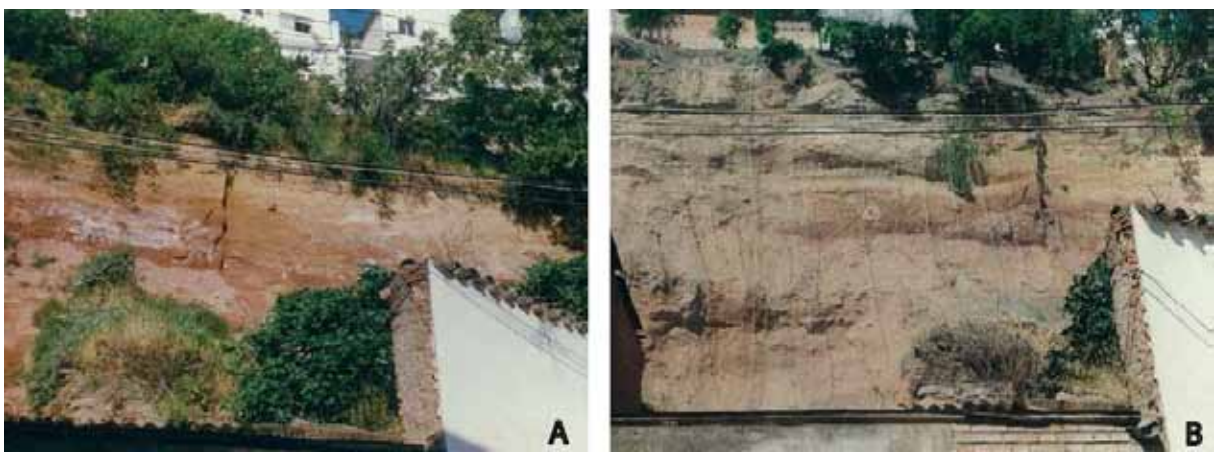


Figura 7. A) Estado inicial del talud en el que se aprecian algunas fisuras. B) Talud desbrozado y protegido con malla metálica para su posterior revestimiento con gunita

Una vez colocada la malla metálica, se proyecto con una manguera a presión la gunita en una primera capa para adosarla a la pared del talud. Se taparon las fisuras proyectando más cantidad de gunita y se colocaron mechinales para drenar las posibles filtraciones del talud (Fig. 8 A). Con una segunda pasada se le dio más solidez y consistencia al talud, adquiriendo un espesor medio de unos 15 cm (Fig. 8 B).



Figura 8. Gunitado del talud. A) Primera capa de proyección de gunita en la que todavía se aprecian los paños de malla. B) Segunda capa de gunitado que le dan solidez y consistencia al talud.

6. CONCLUSIONES

Las medidas correctoras y protectoras que se ejecutaron, en la ladera que separa las calles Castillo de Julia y Herrerías en la localidad de Montoro, (Córdoba), por peligro de desprendimientos, siguieron un patrón de integración paisajística al ser una localidad monumental y turística.

Las actuaciones realizadas han permitido proteger prácticamente toda la ladera con manta orgánica y malla metálica de triple torsión. Sobre estos elementos se aplicó una hidrosiembra para que la vegetación pudiera cubrir estos elementos y no evidenciaran impacto visual. En zonas donde había escarpes en situación de inestabilidad y con alto riesgo de desprendimiento, se han sujetado y protegido con mallas metálicas verticales y en la mayoría de los casos con gaviones ecológicos. En un sector de la ladera con talud vertical se protegió con malla metálica revestida de un proyectado de gunita, para darle solidez y consistencia a la pared. La gunita fue previamente teñida de color marrón-ocre de acuerdo con las tonalidades originales del talud.

Después de más 14 años de ejecución de las obras no se ha observado ningún tipo movimiento en la ladera. El aspecto de esta ladera a fecha de Febrero de 2013 es como se expone en la figura 9.



Figura 9. Localidad de Montoro. Aspecto de la ladera entre las casas de la c/ Castillo de Julia, parte alta del pueblo, y la c/ Herrerías en la parte baja del pueblo

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado con los proyectos de investigación CGL2011-29920 y CSD2006-00041 TOPOIBERIA CONSOLIDER-INGENIO 2010 del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011.

REFERENCIAS

Roldán, F.J., Rodríguez-Fernández, J., Villalobos, M., Lastra, J., Díaz-Pinto, G., Pérez Rodríguez, A.B. (2012). Zonas: Subbético, Cuenca del Guadalquivir y Campo de Gibraltar. *In GEODE.* SIGECO. IGME. (Navas, J., Ed.) Disponible en: http://cuarzo.igme.es/sigeco.default.htm.

Consejería de Obras Públicas y Transportes (2005). Ortofotografía digital en color de Andalucía (CD). Junta de Andalucía.

Consejería de Obras Públicas y Transportes (2005). Modelo Digital del Terreno (MDT) (CD). Junta de Andalucía.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ESTABILIZACIÓN DEL CONTORNO ROCOSO DE UN YACIMIENTO ARQUEOLÓGICO (COVA DEL RINOCERONT) UBICADO EN UN ANTIGUO FRENTE DE EXCAVACIÓN DE UNA CANTERA DE ROCA CALIZA EN CASTELLDEFELS (BARCELONA)

Eduard TERRADO[1,2], Montserrat SANZ[3], Joan DAURA[3] y Marc MENDEZ[1]

[1] Inacces Geotecnica Vertical, S.L. Pol. Ind. Can Negoci. Ptge. Amics d'Argentona, 32. 08310 Argentona (Barcelona). inacces@inacces.com

[2] Ars Geotecnica S.L. Avinguda Mas d'en Puig, 13. 08870 Sitges (Barcelona). info@arsgeotecnica.com

[3] GRQ (Grup de Recerca del Quaternari). SERP (Seminari d'Estudis i Recerques Prehistòriques). Dept. Prehistòria, H. Antiga i Arqueologia. Facultat de Geografia i Història. Universitat de Barcelona. C/ Montalegre, 6. 08001 Barcelona. grq@ub.edu

RESUMEN

En esta comunicación se presentan los trabajos de estabilización y acondicionamiento de los taludes y paredes rocosas donde se halla el yacimiento arqueológico de la Cova del Rinoceront (Castelldefels, Barcelona), ubicado en el frente de explotación de una antigua cantera de roca caliza. Las técnicas y procedimientos de trabajo utilizados para la salvaguarda de éste yacimiento arqueológico y de la seguridad de los trabajos científicos que en él se desarrollan representan una novedad en las posibles aplicaciones de la estabilización de taludes y laderas inestables. El caso de la Cova del Rinoceront es un ejemplo del método a seguir en futuras intervenciones en elementos del patrimonio arqueológico con una problemática similar.

1. INTRODUCCIÓN

En el año 2002 fue hallado el yacimiento arqueológico de la Cova del Rinoceront, que había permanecido inédito hasta el momento (Daura *et al*., 2005). El yacimiento es en realidad una cavidad kárstica descubierta gracias a que fue seccionada y, en gran parte destruida, por la explotación de caliza de la antigua cantera de ca n'Aymerich. Como consecuencia del corte vertical de la cantera, parte del relleno sedimentario de la cueva se desplomó al pie del talud donde se documentaron los primeros restos y donde se centraron también los primeros trabajos arqueológicos basados en tamizar los sedimentos (Daura, 2008). Los resultados obtenidos en estos trabajos certificaban la relevancia del yacimiento y la necesidad de continuar las excavaciones en los sedimentos que se preservaban en posición estratigráfica en la parte de la cueva que no había sido destruida, pero para ello era imprescindible la consolidación y restauración del talud rocoso donde se ubicaba la cavidad (Sanz *et al*., 2011).

La necesidad de mejorar la estabilidad del talud puso en contacto al equipo científico (Grup de Recerca del Quaternari-SERP de la UB) y la administración responsable del patrimonio arqueológico (Servei d'Arqueologia i Paleontologia) con la empresa de trabajos verticales Inacces Geotecnia Vertical SL para la evaluación del proyecto. Esta estabilización debía afectar lo menos posible la integridad del yacimiento, formado por el relleno de la cavidad, y asegurar las condiciones de trabajo de las excavaciones arqueológicas. El conjunto de las actuaciones, que fueron sufragadas por distintas administraciones como el Servei d'Arqueologia i Paleontologia y el Departament d'Energia i Mines de la Generalitat de Catalunya así como el Ayuntamiento de Castelldefels, se realizaron en distintas fases en los años 2003, 2006 y 2012.

Los antecedentes sobre actuaciones similares en yacimientos arqueológicos ubicados en taludes inestables son ausentes por lo que no se disponía ni de bibliografía ni de métodos destinados a tratar este tipo de problemática. Sin embargo en la Península Ibérica se conocen algunos yacimientos que han sido hallados en el marco de la realización de taludes o laderas como consecuencia de infraestructuras o actividades mineras, son los casos de Casablanca (Gusi, 2005), Quibas (Montoya *et al*., 1999) o el conjunto de brechas de Canal Negre en la misma zona del Macizo del Garraf (Guillén, 2010) donde se halla la Cova del Rinoceront.

Por este motivo la consolidación del talud donde se ubica la Cova del Rinoceront creemos que puede ser un buen ejemplo para futuras obras de consolidación de laderas donde se hallan yacimientos arqueológicos. Además, este tipo de actividad puede representar una aplicación comercial que hasta el momento ha sido poco frecuente en el ámbito de la consolidación de taludes y laderas inestables. Con este objetivo, en el presente artículo, juntamente con otros estudios realizados anteriormente (Sanz *et al*., 2011), detallamos el tipo de intervención desarrollada.

2. LA COVA DEL RINOCERONT

La Cova del Rinoceront (Figura 1) se encuentra situada en el término municipal de Castelldefels (Barcelona), aproximadamente a unos 30 km al suroeste de la ciudad de Barcelona y en el último frente de explotación de la cantera de Ca n'Aymerich (41°16'25.04"N, 1°57'38.98"E).

Esta cantera, actualmente inactiva, se encuentra situada justo al pie del Macizo del Garraf, por encima de la llanura aluvial del rio Llobregat y a tan sólo 25 metros sobre el nivel del mar. Tectónicamente está ubicada dentro de la unidad estructural denominada Bloque del Garraf, correspondiente al extremo meridional de la Cordillera Litoral Catalana. En esta zona, el Macizo del Garraf está formado por elevaciones estructurales que están generalmente constituidas por rocas carbonatadas de edad jurásica y cretácica. Estos materiales suelen desarrollar morfologías kársticas por disolución de la roca.

La explotación de esta cantera comportó la generación de taludes rocosos verticales (frentes de explotación), los cuales, debido al abandono de la actividad minera a finales de los años 60 del siglo XX, han quedado como taludes permanentes siendo el relieve resultante una extensa zona llana de 5,3 hectáreas rodeada por taludes rocosos verticales de varias decenas de metros de altura.

El yacimiento arqueológico de la Cova del Rinoceront se encuentra ubicado en el frente oeste de la cantera donde se generó un talud de ~25 metros de altura orientado en dirección norte-sur. La cueva es una cavidad kárstica rellenada por sedimentos del Pleistoceno medio y superior en gran parte destruida por la actividad minera. Por este motivo, en la actualidad no se preserva ni su acceso original ni su morfología, y probablemente, sólo se conserva una pequeña parte de lo que fue la cueva. Por lo contrario, la cantera facilitó su descubrimiento, ya que la cueva se hallaba totalmente colmatada por el relleno sedimentario.

El relleno sedimentario de la Cova del Rinoceront dispone de una secuencia de 11 metros de potencia, que abarca aproximadamente desde los ~85 ka en la parte superior hasta los ~212 ka en la base del relleno (Daura *et al*., 2010). Es un yacimiento único en el contexto del nordeste peninsular y de la cuenca mediterránea dado el lapso cronológico en el que se sitúa y la gran cantidad de restos de fauna que se han localizado hasta el momento (Daura, 2008). En toda la secuencia estratigráfica se observa gran cantidad de restos de fauna en un buen estado de conservación, entre los que destaca una extremidad anterior de rinoceronte o restos de tortugas mediterráneas, ampliamente documentadas en los sedimentos desprendidos (Daura *et al*., 2006). En el estado actual de los trabajos arqueológicos, el yacimiento de la Cova del Rinoceront se interpreta como un cubil de carnívoros con presencia humana esporádica por parte de los grupos humanos del Paleolítico. Yacimientos con funcionalidad similar se encuentran documentados en la Península Ibérica, localidades como Trinchera Galería (Carbonell *et a*l., 1999) o Torrejones (Díez *et al*., 1998) pueden ser ejemplo de ello.

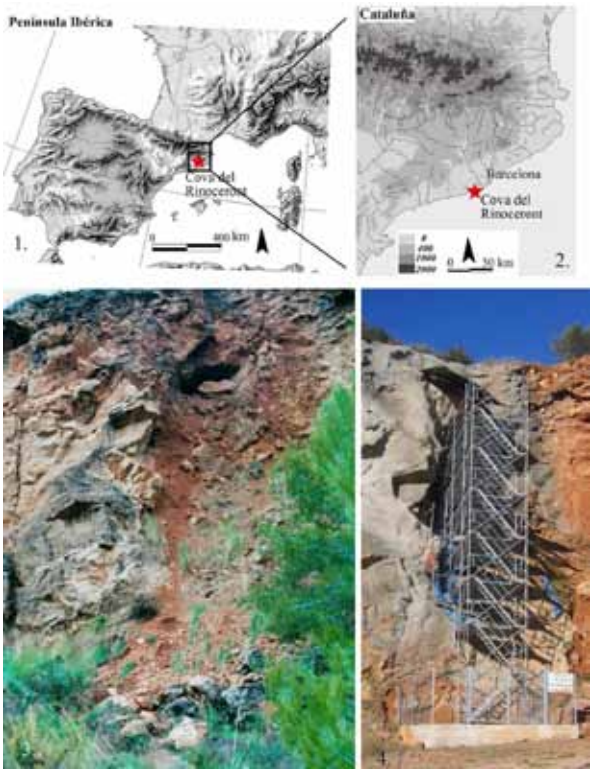


Figura 1: La Cova del Rinoceront. 1-2: Mapa de situación del yacimiento. 3: Cova del Rinoceront antes de los trabajos de consolidación. 4: Estado actual del yacimiento.

3. DESCRIPCION DEL TALUD

El talud se presenta orientado en dirección norte-sur. En la zona estudiada su altura es de 21 metros y su superficie presenta una inclinación general de 70º aproximadamente (1H/3V).

La estructura geológica de este frente rocoso donde se halla la Cova del Rinoceront viene regida por la presencia de una zona de falla en la que coinciden dos sistemas diferentes, uno orientado noreste-suroeste (falla Ginesta) y el otro orientado noroeste-sureste (falla Aymerich) (Figura 2). El sistema de fallas, la intensa fracturación de la masa rocosa, la litología y el comportamiento geomecánico nos permiten establecer en el talud tres zonas claramente diferenciadas.

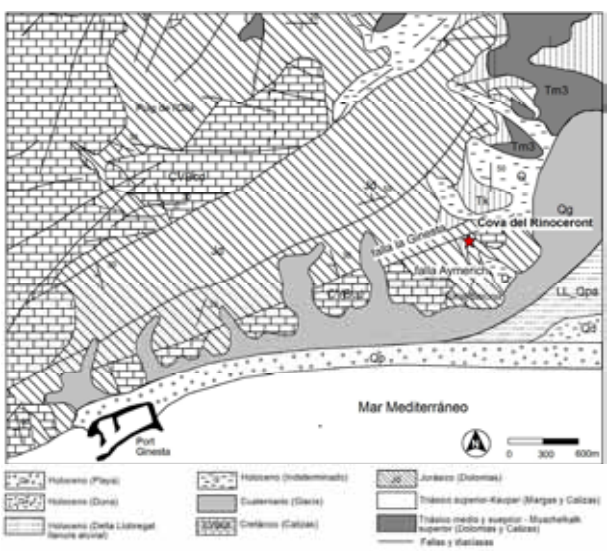


Figura 2: Localización del talud en la cartografía geológica.

A grandes rasgos, estas tres zonas, se disponen en franjas verticales, las cuales, siguiendo su disposición de sur a norte, las podemos zonificar de la siguiente manera (Figura 3): la Zona Sur (1), formada por calizas grises masivas; la Zona Central (2), formada por el relleno pleistoceno de la cavidad kárstica, la Cova del Rinoceront; la Zona Norte (3), formada por calizas muy fracturadas con abundante arcilla roja.

La Cova del Rinoceront se generó justamente en la zona de contacto (Zona Central 2) entre las rocas carbonatadas menos tectonizadas (Zona Sur 1) y la roca intensamente fracturada (Zona Norte 3). Esto también explicaría la naturaleza sedimentaria de los depósitos de relleno de la cueva, los cuales están conformados por bloques de roca caliza envueltos en una matriz arcillosa rojiza, como los materiales que conforman el talud en su Zona Norte 3.

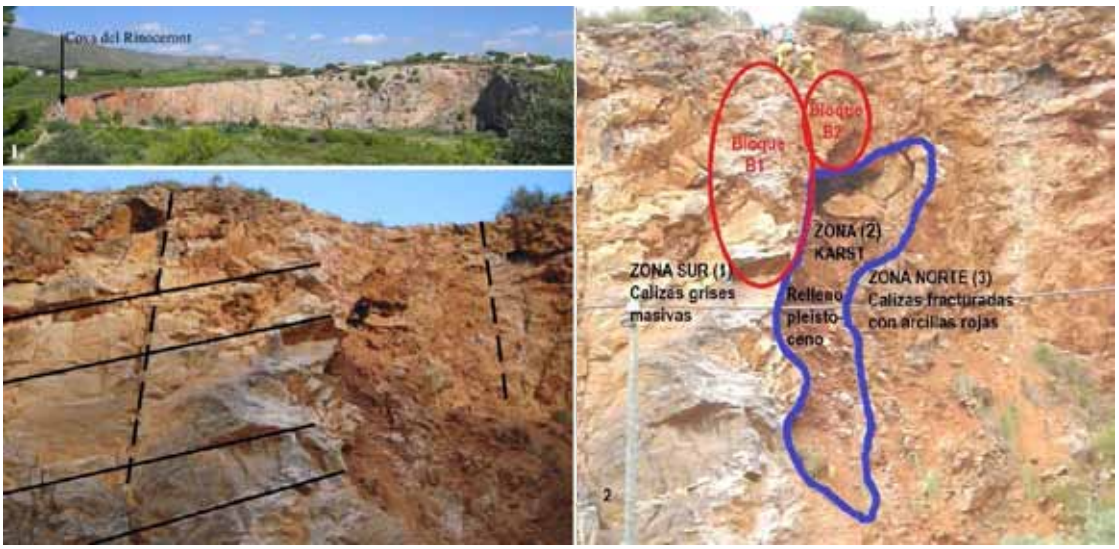


Figura 3: 1: Vista general de la cantera de ca n'Aymerich 2: Zonificación litológica en una vista frontal del talud. 3: Representación de la estratificación (continuas) y de barrenos de voladura (discontinuo) en el talud.

En cuanto a la estratificación de los depósitos carbonatados, ésta sólo se puede distinguir claramente en la masa rocosa de la Zona Sur 1 (Figura 3-3), donde se ha podido apreciar que se dispone en estratos de potencia métrica entre 1,5 y 3,5 metros que buzan 30º hacia el Oeste (255º/30º = dirección de máxima pendiente / buzamiento).

También hay que destacar que el frente rocoso se vio afectado por un deficiente diseño de las voladuras de la actividad minera, no habiéndose realizado ni precorte ni recorte alguno. Según las observaciones realizadas, se puede deducir que no se replantearon los barrenos para crear superficies de talud bien definidas y las cargas eran excesivas pues generaron un frente irregular, con fracturación de la masa rocosa que actualmente conforma el talud e incluso con la existencia de juntas rocosas abiertas por el efecto de la presión de los gases de la voladura.

4. ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD

El propósito de la actuación en el talud fue la estabilización del contorno rocoso de la cavidad con el fin de mejorar la seguridad de los trabajos de investigación y del propio yacimiento, motivo por el cual no se contempló una actuación directa en los sedimentos pleistocenos, ya que cualquier intervención directa sobre los mismos hubiera comportado una alteración y destrucción de los restos arqueológicos. Así, la valoración de la estabilidad se centró en las calizas de la Zona Sur 1 y de la Zona Norte 3.

4.1 Zona Sur 1: Calizas grises masivas

Esta zona se caracteriza por presentar una masa rocosa caliza sana, con resistencia a la compresión simple elevada (superior a los 400 Mpa), y estratificación masiva de orden métrico (1,5 a 3,5 metros de potencia), con las superficies de estratificación planares, muy continuas y cerradas, orientadas 255º/30º.

Esta masa rocosa está atravesada por un sistema de diaclasado conformado por juntas orientadas a 140º/75º (J1) y a 080º/80º (J2). Estas juntas presentan una continuidad limitada (entre 2 y 4 metros), son planares, algo rugosas y algunas presentan recristalizaciones de carbonato cálcico sellando las juntas.

Como circunstancia a tener en cuenta, hay que considerar la afectación de las voladuras a la que fue sometido el talud, las cuales generaron nueva fracturación y apertura de las juntas.

Así, considerando todos los parámetros de la masa rocosa, y usando la clasificación de Bieniawski (1989), en esta zona se podría catalogar la masa rocosa como una roca de calidad media (clase III), con un RMR=58. Si se analiza la estabilidad de esta masa rocosa considerándola como un terreno homogéneo mediante el método de equilibrio límite en rebanadas, se obtiene unos factores de seguridad superiores a 4, lo que nos llevaría a pensar que se trata de un talud estable.

Analizando la masa rocosa como un sistema rocoso, la estabilidad del cual viene regido por la orientación de las discontinuidades de la masa rocosa respecto la superficie del talud, y considerando el talud como una superficie regular y plana, se obtiene que la disposición de las juntas respecto a la orientación general del talud no genera la posibilidad de bloques rocosos inestables. No obstante, la realidad es que el talud presenta una superficie muy irregular debido al método de excavación utilizado por la cantera y a la presencia de una cavidad de origen cárstico, la cual agudiza aún más este fenómeno. El resultado final es una superficie del talud muy irregular, con abundantes relieves en voladizo, en los cuales sí se generan bloques rocosos con la posibilidad de deslizamientos de bloques a favor de las discontinuidades rocosas tipo J2 (Figura 4), las cuales, en muchos casos, se presentan abiertas por efecto de las voladuras quedando la estabilidad de los bloques rocosos generados en un estado muy

precario. Este es el caso de los boques denominados como B1 y B2 (Figura 3). El B1, en el lado sur, se caracteriza por ser un conjunto rocoso de 6,5 metros de altura y 24 m^3 de volumen, la estabilidad del cual viene definida por una junta orientada 090º/60º (junta tipo J2). El segundo, el B2, tiene un volumen rocoso de 8 m^3, está ubicado justo encima de la vertical del yacimiento pleistoceno y separado del macizo por una junta orientada 080º/90º (junta tipo J2).

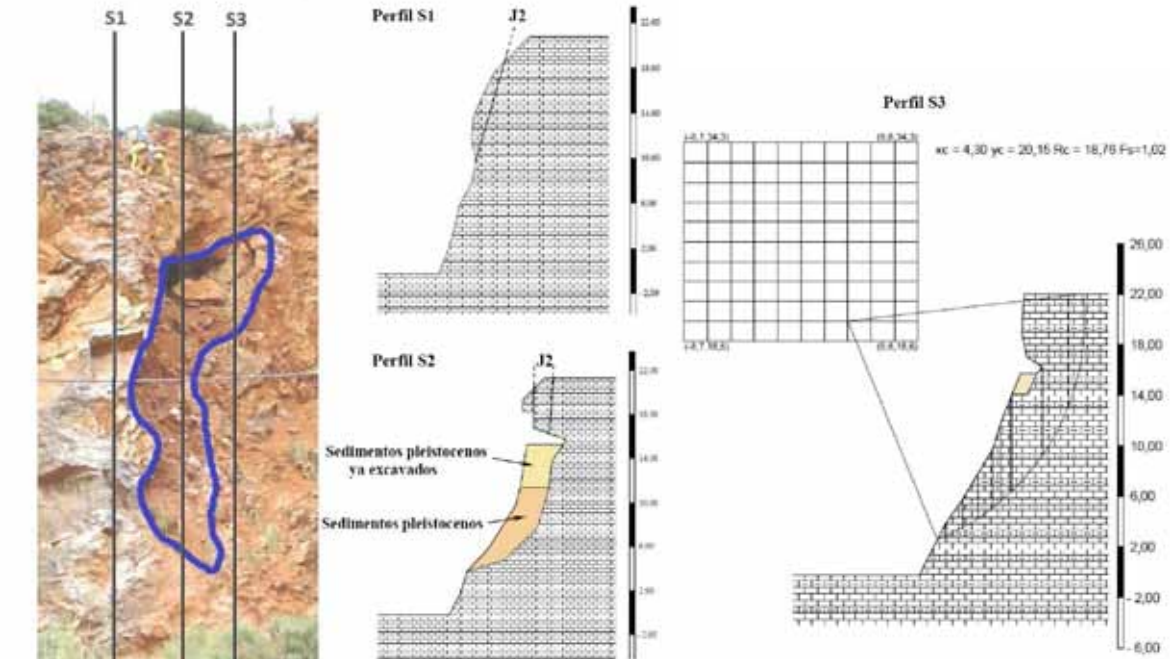


Figura 4: Perfiles transversales de las Zona Sur 1 (S1), de la Zona Central 2 (S2), de la Zona Norte 3 (S3) y del círculo de rotura con el factor de seguridad más bajo obtenido en la Zona Norte 3.

4.2 Zona Norte 3: Calizas muy fracturadas con abundante arcilla roja

Esta zona (Figura 4) se caracteriza por presentar una matriz rocosa con un elevado grado de fracturación (RQD siempre inferiores a 35) mezclada con abundante arcilla de color rojizo.

Esta masa rocosa, intensamente tectonizada, no permite discernir ni establecer orientaciones de familias rocosas claramente predominantes. Considerando todos los parámetros de la masa rocosa, y usando la clasificación de Bieniawski (1989) se podría catalogar como una roca de calidad mala (clase IV), con un RMR=32. Al ser una masa rocosa sin direcciones predominantes en las discontinuidades y en la que las partículas de roca tienen un tamaño pequeño en comparación con las dimensiones del talud, se consideró oportuno estudiar la estabilidad del mismo mediante un análisis basado en el método de equilibrio límite en rebanadas. De todos los posibles círculos de rotura analizados, el valor del factor de seguridad más bajo obtenido fue de Fs=1,02 y por tanto se consideró que éste no era suficiente para considerar el talud como estable ni siquiera de forma provisional.

5. TRABAJOS DE ESTABILIZACION REALIZADOS

Dado que el objetivo de estabilizar el talud era el de garantizar la seguridad de los trabajos arqueológicos y la integridad del yacimiento, se plantearon dos actuaciones posibles. La primera opción contemplaba excavar con medios mecánicos desde la loma, la parte superior del talud, hasta llegar al techo del yacimiento y facilitar así su acceso por esta zona, dejando la parte inestable por debajo del área de trabajo. Las características del yacimiento, formado por relleno arcilloso inestable, descartaron esta propuesta, pues la ejecución de la misma hubiera comportado la necesidad de utilizar maquinaria y procedimientos de trabajo que hubieran podido conllevar la pérdida de buena parte del depósito.

La segunda opción estudiada y que finalmente fue adoptada, contempló proceder a la consolidación de las zonas del talud colindantes al yacimiento, utilizando maquinaria ligera de baja potencia y con procedimientos que afectaran en la menor manera posible al yacimiento, mejorando así la estabilidad del talud y al mismo tiempo salvaguardando el patrimonio arqueológico. Esta opción también permitía complementar los elementos de sostenimiento a medida que la excavación del yacimiento avanzaba sin que los costes de movilización de equipos supusieran una carga económica excesiva. Para la definición de esta solución de estabilización del talud, a pesar de la clara dicotomía existente entre la naturaleza litológica del talud a ambos lados del yacimiento (Zona 1 y Zona 3), se intentó encontrar una solución económica, operativa y que sirviera para el conjunto del talud. Así, la propuesta constructiva debía satisfacer por un lado la posibilidad de estabilizar bloques rocosos masivos y por otro mejorar la estabilidad de una masa rocosa extremadamente fracturada. Además esto se debía realizar considerando las limitaciones económicas existentes y para más complicación era necesario utilizar herramientas que no afectaran la integridad del yacimiento.

La solución encontrada fue consolidar los bloques rocosos de la Zona Sur (1) mediante un cosido con bulones de pequeño diámetro (Stillborg, 1986) ejecutables con maquinaria de baja potencia (martillos mineros manuales capaces de perforar bulones de hasta 3 metros de longitud y con unos niveles de vibración extremadamente bajos que no afectaran la estabilidad de los sedimentos pleistocenos). Este mismo tipo de bulones se utilizaron para la realización de un claveteado (Clouterre, 1991) de la zona del talud más fracturada (Zona Norte 3) con el fin de mejorar la resistencia al corte de la brecha de falla. El claveteado fue complementado con una aplicación de hormigón proyectado armado con malla electrosoldada con el fin de evitar desprendimientos procedentes de esta masa rocosa fracturada. Además, esta solución permitía la estabilización de las paredes del yacimiento cuando éstas quedaran al descubierto por la excavación arqueológica así como unos costes bajos de implantación de maquinaria.

Para el cosido de los bloques rocosos se decidió realizar bulones ejecutables con perforadoras ligeras y utilizar como bulones barras de acero tipo GEWI o similar de 25 mm de diámetro (Tabla 1 y Figura 6). Estas barras permiten trabajar con resistencias al corte de hasta 120 KN y con resistencias a tracción de hasta 207 KN. Además, su reducido diámetro, permite trabajar

con diámetros de perforación pequeños (Ø=42 mm) que no necesitan grandes equipos ni energías de perforación elevadas.

Diámetro nominal	Calidad del acero	Límite elástico	Carga de rotura
25 mm	500/550 N/mm^2	246 KN	270 KN

Tabla 1. Características de las barras utilizadas.

Para el Bloque B1, el dimensionado del bulonaje se realizó mediante el análisis de la estabilidad del bloque utilizando el programa de cálculo *Rocplane* de la casa *Rocscience Inc*., basado en métodos de equilibrio límite mediante formulaciones desarrolladas por Hoek y Bray (1981). El dimensionado se realizó con el fin de obtener un factor de seguridad Fs≥1,5.

El cálculo (Figura 5) se realizó suponiendo para la junta una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de 35º, además de suponer que la junta presenta un 50% de su superficie saturada de agua.

El bulonado final se incrementó con el fin de garantizar el cosido de todas las subunidades de fracturación del bloque.

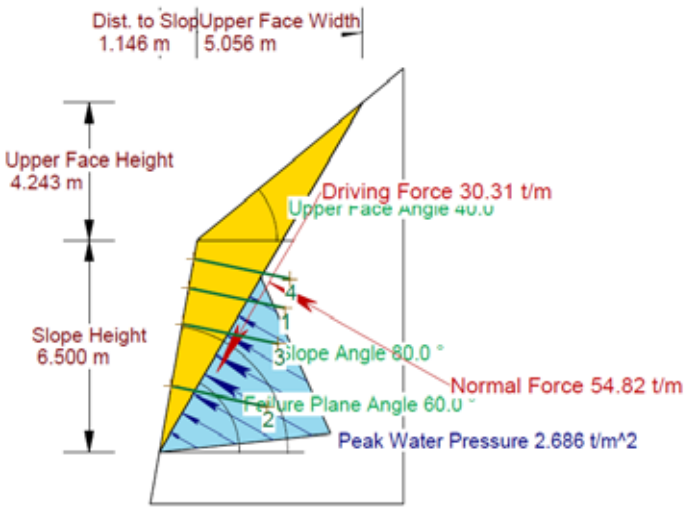


Figura 5: Esquematización del modelo de cálculo (Bloque B1).

Para el Bloque B2, que se presentaba en voladizo y con una junta de separación del macizo vertical, las fuerzas que favorecían el movimiento eran el peso del bloque en su integridad, mientras que las fuerzas de estabilidad eran la cohesión proporcionada por la continuidad de la roca en la Zona Sur 1. Así, para el cálculo se consideró el peso íntegro a contrarrestar por los bulones trabajando a corte, habiéndose considerado necesario la instalación de 3 bulones para obtener factores de seguridad Fs≥1,5. Este bulonado también se incrementó con el fin de garantizar el cosido de subunidades de fracturación de bloque.

En cuanto al claveteado diseñado para estabilizar la brecha de falla (Zona 3), se consideró realizar inclusiones de bulones de las mismas características que los empleados en la Zona Sur 1. La densidad de bulones instalados fue de un bulón cada 2,5 m^2 de talud. Con esto se consiguió mejorar la resistencia al corte del terreno a lo largo de las posibles superficies potenciales de plastificación o rotura. Con el fin de contener los previsibles derrames de

tierras y piedras procedentes de los espacios entre bulones, se procedió a aplicar una capa de hormigón proyectado armado con malla electrosoldada 200x200x5 que arriostra los bulones.

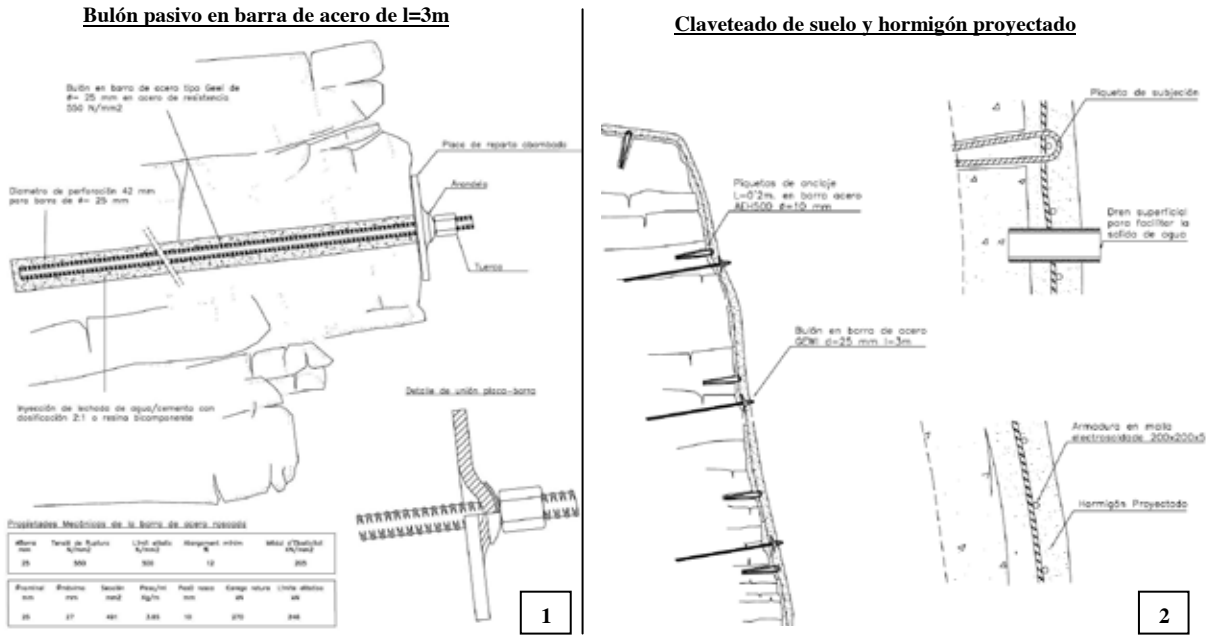


Figura 6: 1: Anclaje en barra 500/550 N/mm^2. 2: Sección tipo de la intervención del claveteado de suelo.

En el interior de la cavidad, el tratamiento de claveteado de las paredes se ha ido realizando en varias fases a medida que las excavaciones arqueológicas han ido avanzando y han ido rebajando los sedimentos quedando las paredes al descubierto (Figura 7: 4-5).

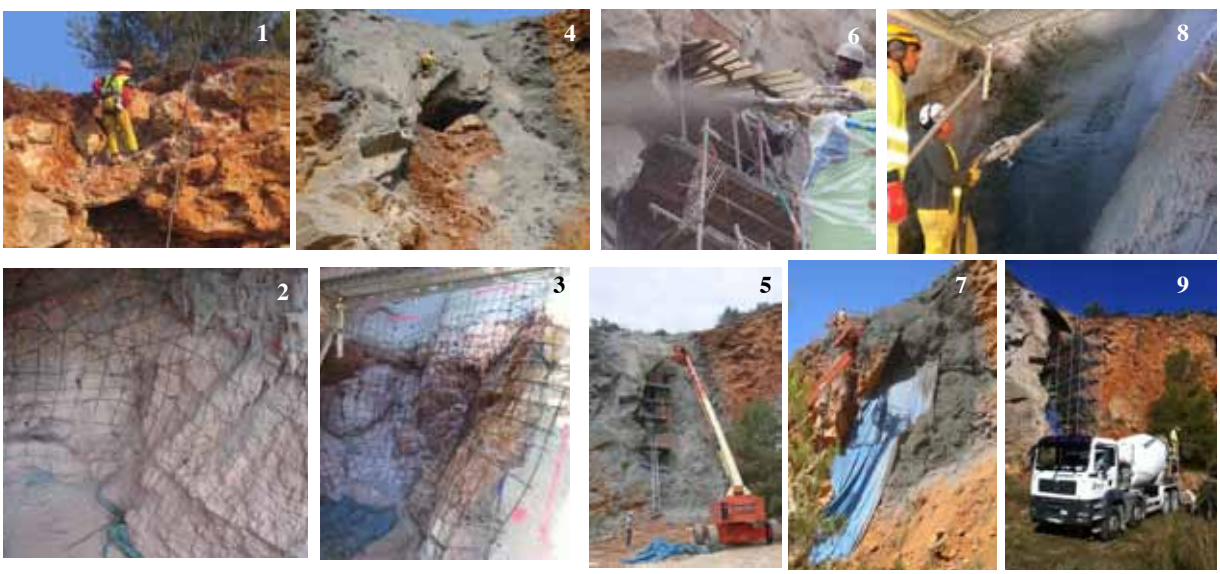


Figura 7:1: Saneo previo. 2-3: Armado de las paredes interiores de la cavidad. 4-5: Bulonado. 6-9: Gunitado

6. CONCLUSIONES

La estabilización realizada en el talud donde se halla la Cova del Rinoceront ha logrado cumplir las dos premisas principales del proyecto, por un lado, garantizar la integridad del patrimonio y, por otro, la seguridad de los trabajos científicos.

El hecho de que el relleno sedimentario de la cavidad se ubique en la misma superficie del talud inestable, con el agravante que la misma naturaleza de los sedimentos que integran el yacimiento son altamente susceptibles de ser inestabilizados por cualquier alteración del entorno (vibraciones, agua, etc.), han condicionado el diseño de una solución y un procedimiento de trabajo que además debía contemplar las diferentes características resistentes de las diferentes zonas de actuación.

Así, mediante la utilización de equipos ligeros y de baja energía y utilizables con equipos de trabajo versátiles, se han aplicado los elementos de estabilización necesarios en cada zona de talud sin dañar el relleno de la cueva. Además, la versatilidad de los equipos ha permitido realizar intervenciones periódicas a medida que avanzan los trabajos de excavación a costes asumibles por la sociedad, siendo en este caso la conservación del patrimonio un objetivo llevado a cabo con éxito.

De este modo las técnicas aquí descritas de consolidación de taludes y laderas se presentan como la solución más optima para la rehabilitación de yacimientos arqueológicos ubicados en este tipo de contextos. La Cova del Rinoceront es el primer yacimiento de la Península Ibérica en que estas técnicas han sido descritas por primera vez en su aplicación al patrimonio arqueológico y de esta forma se convierte en un ejemplo para futuras intervenciones.

7. REFERENCIAS

Bieniawski, Z. T. 1989. Engineering Rock Mass Classifications : A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering. New York : Wiley, cop.

Carbonell, E., Rosas, A., Díez, J.C. (Eds) 1999. *Atapuerca: ocupaciones humanas y paleoecología del yacimiento de Galería*. Memorias. Arqueología en Castilla y León, 7. Junta de Castilla y León.

Clouterre (1991). "Recommandations CLOUTERRE 1991". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Daura, J. 2008. *Caracterització arqueològica i paleontológica dels jaciments pleistocens: massís del Garraf-Ordal i curs baix del riu Llobregat*. Tesis Doctoral, 674 pp. Universitat de Barcelona, Barcelona.

Daura, J., Sanz, M., Font, O., Budó, J. 2006. Restes fòssils de *Testudo hermanni* al massís del Garraf. *Butlletí de la Societat Catalana d'Herpetologia*, 17: 9-20.

Daura, J., Sanz, M., Rosell, J., Julià, R**.** 2010. Un cubil de carnívoros del Pleistoceno medio y superior con escasa presencia humana: la Cova del Rinoceront (Castelldefels, Barcelona). En: Baquedano. E., Rosell, J. (eds). Actas de la 1ª reunión de científicos sobre cubiles de hiena (y otros grandes carnívoros) en los yacimientos arqueológicos de la Península Ibérica. *Zona Arqueológica,* 13: 495-499.

Daura, J., Sanz, M., Vaquero, M. 2005. El Pleistoceno de la Cova del Rinoceront (Castelldefels, Barcelona). En N. Ferreira-Bischo (eds.): O Paleolítico. Actas do IV Congresso de Arqueologia Peninsular, *Promontoria Monográfica,* 02: 217-227. Universidade do Algarve, Faro.

Díez, J.C., Jordà, J.F., Arribas, A. 1998. Torrejones (Tamajon, Guadalajara, Spain). A hyaena den on human occupation. En J.-P. Brugal, L. Meignen i M. Patou-Mathis (eds): Économie préhistorique: les comportements de subsistance au Paléolithique: 63-72. Sophia Antipolis, Éditions APDCA.

Gusi, F. (coord.) 2005. *Roedores, monos, caballos y ciervos: faunas fósiles de Casa Blanca-Almenara. De 5 a 1 Millones de años (Castellón).* 280 pp. Servei d'Investigacions Arqueològiques i Prehistòriques, Diputació de Castelló, Castelló, 280 pp.

Guillén, J. 2010. Canal Negre 1, un jaciment càrstic de vertebrats del Miocè, Pliocè i Pleistocè de Catalunya. *Exploracions*, 19: 7-88.

Hoek, E. and Bray, J.W. 1981. Rock Slope Engineering, Revised 3rd edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Montoya, P., Alberdi, M. T., Blázquez, A. M., Barbadillo, L. J., Fumanal, M. P., van der Made, J., Marín, J. M., Molina, A., Morales, J., Murelaga, X., Peñalver, E., Robles, F., Ruiz Bustos, A., Sánchez, A., Sanchiz, B., Soria, D., Szyndlar, Z. 1999. La fauna del Pleistoceno inferior de la sierra de Quibas (Abanilla, Murcia). *Estudios Geológicos*, 55(3-4): 107-206.

Sanz, M., Daura, J., Terrado, E., Méndez, M., Fullola, J.M. 2011. La geotecnia vertical aplicada a la rehabilitación de yacimientos pleistocenos. *Treballs del Museu de Geologia de Barcelona*, 18: 25-35.

Stillborg, B. (1986). "Professional Users Handbook For Rock Bolting", Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany.

8. AGRADECIMIENTOS

Las intervenciones arqueológicas en la Cova del Rinoceront se encuentran dentro del proyecto Humans, carnívors i medi natural durant el Plistocè al massís del Garraf-Ordal i curs baix del riu Llobregat, del GRQ-SERP, financiado por los programas SGR2009-1145 y HAR2011-26193 (MICINN). JD ha sido financiado mediante el programa Juan de la Cierva y MS con beca predoctoral (FI) del Comissionat per a Universitats i Recerca del Departament d'Innovació, Universitats i Empresa de la Generalitat de Catalunya i el Fons Social Europeu.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

EXPERIENCIAS DE APLICACIÓN DE BARRERAS DINÁMICAS DE ALTA ENERGÍA COMO ELEMENTO PARA LA CREACIÓN DE UNA ZONA DE SOMBRA FRENTE A DESPRENDIMIENTOS EN OBRAS LINEALES.

Roberto LUIS-FONSECA[1], Alberto SANZ[2], Carles RAÏMAT[1].

[1] Geobrugg Ibérica S.A

[2] Doctorando. Universidad de Oviedo

RESUMEN

Las barreras dinámicas son ampliamente conocidas como un elemento de eficiencia contrastada para la protección de infraestructuras mediante la intercepción de bloques en la trayectoria de caída y la absorción de la energía generada por estos.

Es muy común la simulación en fase de proyecto e instalación posterior, en carreteras de alta montaña, de barreras dinámicas para la intercepción de un alto porcentaje de los bloques y en muchos casos hasta la totalidad de ellos. Sin embargo en muchos casos es posible considerar el uso de estas protecciones simplemente para propiciar un cobertizo seguro al tráfico e interceptar simplemente aquellos bloques que en su trayectoria puedan impactar directamente sobre la infraestructura lineal y su zona de seguridad. A este concepto se le ha denominado "zona de sombra".

La zona de sombra reduce el mantenimiento futuro de la infraestructura y la vida útil de la barrera dinámica pues no se contempla más que el impacto de un pequeño porcentaje del total del bloque que pueden llegar a desprenderse. Sin duda este tipo de soluciones no son aplicables de forma generalizada pues tienen imprescindiblemente mucho que ver con la orografía, frecuencia de caídas y condición de entorno de la infraestructura, pero pueden suponer un importante ahorro económico para el cliente. En comparación con las infraestructuras de hormigón tradicionales.

Se mostrarán los resultados de la instalación de las barreras de alta energía tipo GBE en la carretera GC200 en las Palmas de Gran Canaria en el tramo de Andren Verde y se mostrará de forma comparada con los resultados que pudieran generarse con la aplicación habitual de intercepción. El desarrollo de sistemas flexibles de alta energía ensayados y certificados ha permitido avanzar de forma importantes términos de seguridad, a la par que garantizar soluciones compatibles con las necesidades ambientales y sostenibilidad..

1.- INTRODUCCIÓN

Se define como barrera dinámica el sistema de protección contra la caída de rocas, constituido por un obstáculo que se interpone a las posibles trayectorias de los desprendimientos, deteniendo los bloques y transformando la energía cinética que llevan

dichos bloques en descenso, en un trabajo de deformación, sin que se produzcan importantes deterioros en la misma y acumulando los materiales componentes del desprendimiento. Las obras de protección de este tipo, se diseñan para soportar impactos de rocas de diferentes pesos, volúmenes, formas y velocidades (Fig.1). En general estas estructuras han de ser diseñadas para soportar fuertes impactos, en intervalos de tiempo muy pequeños. Las rocas pequeñas que caen a gran velocidad, pueden causar efectos de similar magnitud, a los que ocasionan grandes bloques a pequeña velocidad.



Fig1. Barrera dinámica para la protección en la carretera GC-200 entre Agaete y La Aldea. Gran Canaria.

Desde junio de 2001 la Oficina Federal de Medio Ambiente de Suiza, elaboró una normativa para la homologación de los kits de barreras dinámicas par la protección contra desprendimientos rocosos la *Guideline for the approval of rock protection kits* (Fig 2). Este documento normativo establece de forma rigurosa la metodología para ensayar los sistemas, con el objeto de garantizar su perfecto funcionamiento. Esta normativa ha sido muy bien acogida por países donde los problemas de desprendimientos tienen un peso muy importante, es de uso obligatorio en Suiza, en algunas regiones de los Estados Unidos, en Australia y Japón entre otros países, y muy recomendada en Andorra para la protección de viviendas y carreteras con elevada intensidad de tráfico.



Fig2. Barrera dinámica RXI-300 previo ensayo a caída libre. Bloques de ensayo estandarizados en Walenstadt.

El requisito más importante exigido por esta Normativa es el ensayo a caída libre vertical a escala natural como paso previo a la certificación y comercialización. Este punto es básico para garantizar la energía de diseño así como elongación máxima, necesario para poder aplicar estos sistemas como sistema para la protección contra caída de rocas con el concepto de "zona de sombra".

Así mismo desde hace varios años, la Organización Europea de Normalización con sede en Bruselas (EOTA), ha elaborado una normativa, la *Guideline for european technical approval of falling rock protection kits,* para estandarizar esta actividad en Europa, dicha normativa (ETAG-27) fue publicada el 1 de febrero de 2008. La aplicación de esta Norma ha permitido por lo general incrementar las exigencias de seguridad de los países de la Unión Europea en lo que se refiere a la protección contra caída de rocas.

2.- ENFOQUE ENERGÉTICO

Para comprender con facilidad la terminología a la que se hace referencia en este tipo de estudios, es necesario hacer algunos apuntes al respecto que ayudan a comprender el proceso de balance energético que se produce en el momento de la detección de un impacto. Con independencia de la rigidez del elemento de interposición (sistema de protección contra desprendimientos), la detención de la roca se produce cuando se alcanza la condición de equilibrio entre la energía que trae la roca y el trabajo que realizan las fuerzas resistentes de reacción de la estructura unido a la deformación o desplazamiento de la misma. La energía se transforma en trabajo de las fuerzas de reacción en una distancia.

$$E = W$$
$$W = \int R \cdot D$$

donde:

E: energía, J W: trabajo de las fuerzas de reacción, J
R: fuerza de reacción, N D: desplazamiento, m

Los elementos dinámicos garantizan mediante el desplazamiento (deflexión) que se alcancen mayores de trabajo con menores fuerzas de reacción y por tanto, mayor absorción de energía. El análisis de la expresión conduce a que para el caso de obras rígidas o estáticas, debido al desplazamiento nulo o casi nulo que ofrecen, las fuerzas de reacción o soporte son muy elevadas, mientras que para elementos de intercepción flexibles, se neutraliza la fuerza del impacto de una forma más racional debido al desplazamiento que garantiza dicha estructura, absorbiéndose la misma energía con fuerzas de reacción de menor magnitud (Fig 3).

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

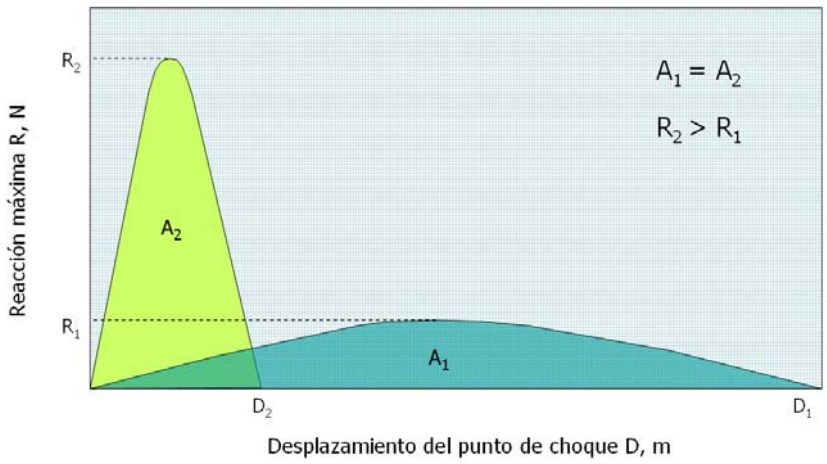


Fig 3. Balance energético

Obsérvese que para garantizar áreas iguales bajo la curva (trabajo o energía) en ambos casos, la reacción máxima (R_P) del caso 2 ha de ser muy superior al caso 1. El impacto de las rocas desprendidas, se mide en regla general, como energía cinética total en kilo-Julios (kJ) o en kiloNewtons-metro (kN-m).

A continuación se muestran ejemplos simples, que ayudan a interpretar los valores energéticos empleados. El impacto de un vehículo del tipo turismo que viaja a una velocidad de 90km/h (25m/s) y pesa 1t, equivale a una energía cinética de 312kJ. Por otra parte un vehículo pesado (un camión), a menor velocidad 60km/h (17 m/s), pero con un peso superior, (40t), se desplaza con una energía cinética de 5.780kJ (Fig. 4).



Fig. 4 Ensayos de impacto frontal de coches, velocidad 50km/h (14m/s), energía cinética 150kJ.

En el caso de energía potencial, resulta simple comprender el valor energético involucrado. Por ejemplo para el ensayo de certificación de la barrera de 5.000kJ, se emplea un bloque de 16t y se lanza desde 32m, lo cual equivale a 5.022kJ. Sobre el coche que se muestra en la secuencia de fotos siguiente, se realiza un impacto del 10% de la energía total del ensayo de certificación antes mencionado. Se libera un bloque de 1,6t desde 32m de altura en caída libre, lo cual equivale a una energía de 502kJ, queja el coche en las condiciones que se pude observar (Fig.5).



Fig. 5. Ejemplo de energía potencial.

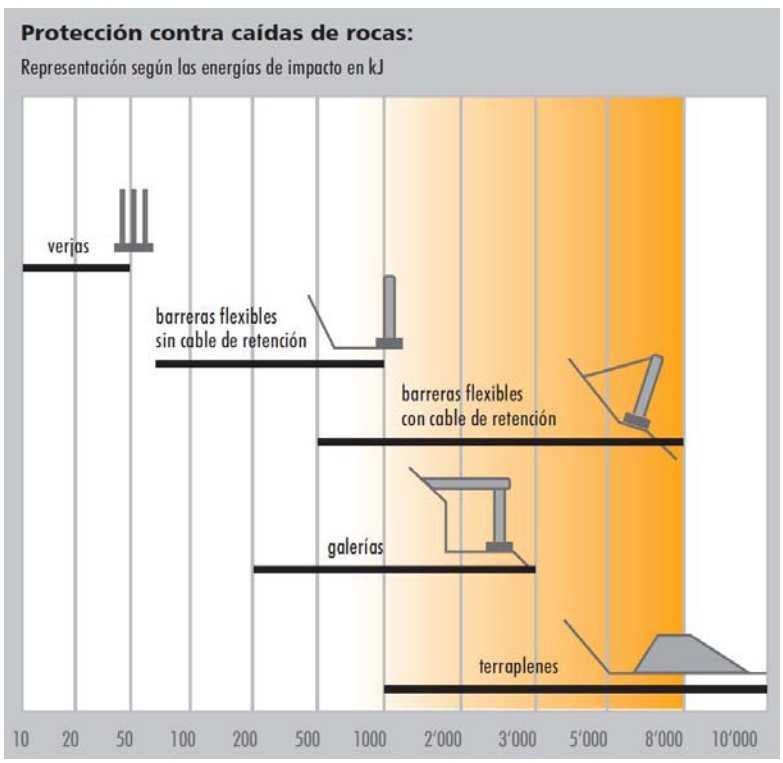


Fig. 6 Esquema rango aplicación de barreras dinámicas.

El desarrollo tecnológico de los últimos años ha permitido alcanzar rangos de protección de hasta 8.000 kJ (Fig. 6), incluso superiores a los niveles de protección que ofrecen las galerías

de hormigón o falsos túneles, con una menor ocupación espacial y un menor impacto visual desde el punto de vista medioambiental (Fig. 7).



Fig.7 Impacto de una roca sobre una galería de hormigón

Des del punto de vista del análisis de alternativas han de considerarse además otros aspectos condicionantes a la toma de decisión sobre la solución más idónea para iguales prestaciones técnicas como las expropiaciones para la implantación de la nueva infraestructura de protección, la gestión y/o afección al tráfico durante la construcción, tiempo de construcción (muy importante cuando se trata de atender situaciones de emergencia), inversión económica, etc. (Fig. 8).

TIPO	CONDICIONANTES AL ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS			
Soluciones TIPO	**Disponibilidad Espacio**	**Plazo de Ejecución (ml/mes)**	**Afectación al tráfico**	**Precio (€/m)**
Diques de Contención	Alta ocupación	50-70	ORDENACIÓN SEVERA	100.000-200.000
Galerías de Hormigón	Total ocupación	10-20	CORTE PERMANENTE	400.000-900.000
Barreras Dinámicas	Sin ocupación	300-500	ORDENACIÓN PUNTUAL	450-3.500

Fig.8 Ejemplo de un cuadro de análisis de alternativas para la protección contra caída de rocas.

3.- ESTUDIO ANALÍTICO DE TRAYECTORIAS

3.1.- CARACTERÍSTICAS DE LA LADERA

Los datos topográficos, deben ser lo más detallados posibles y mas si se desea aplicar la técnica de "zona de sombra", deben extraerse de planos topográficos detallados y representativos (restitución fotogramétrica) a la escalas 1/1000, 1/500, o 1/200 en las zonas de obra; y es importante no ignorar la presencia de muretes o cortes verticales, pistas, pequeños taludes que modifican las trayectorias (efecto trampolín, puntos duros que favorecen los rebotes) y que no son siempre representados en los planos; para ver sobre el terreno las pequeñas irregularidades del relieve, que pueden estar fácilmente ocultas por la vegetación, es indispensable desbrozar la zona para poder efectuar el levantamiento.

La superficie del terreno. Desde la roca sana hasta el terreno suelto, que influye en los rebotes (disipación de energía variable durante los impactos), así como la dimensión y la forma de los bloques que se pueden originar. Cada ladera es diferente en cuanto al ángulo de inclinación, al perfil de la sección transversal, a la superficie del suelo y a la vegetación.

Todo análisis debe incluir un plano del perfil transversal, el cual debe ser elaborado sobre la base de una inspección detallada de la ladera. El perfil de sección transversal debe comenzar en la zona de desprendimiento, terminando en la zona de detención/impacto, garantizando un galibo adecuado para uso y explotación de la infraestructura.

Rugosidad, las laderas deben clasificarse como lisas, irregulares o rugosas. Esta descripción del estado de la ladera es muy importante, dado que éste influye decisivamente en el comportamiento de una piedra rodante. Por lo general, la rugosidad de la ladera está relacionada con el tamaño de la roca, en relación con las irregularidades del terreno La consideración de este aspecto es clave para la aplicación de las barreras dinámicas para crear una "zona de sombra" pues es muy sensible al cambio en las trayectorias.

La vegetación constituye otro factor en el análisis de los desprendimientos de piedras. La vegetación reduce normalmente tanto la velocidad como también la altura de los saltos. A menudo, una vegetación compacta detiene un alto porcentaje de los desprendimientos de piedras. Estudios de campo han mostrado que en las laderas muy arboladas aproximadamente el 60% de los desprendimientos inducidos de piedras es detenido a causa de la colisión con árboles.

3.3.- ZONA DE SOMBRA. CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE DETENCIÓN-IMPACTO

Se define "zona de sombra" como el área protegida, ubicada a una cota inferior a la línea creada por la barrera dinámica a salvo de trayectorias de rocas y libre de la influencia de la deflexión del sistema sometido al máximo nivel de energía para la que fue diseñado (MEL). El uso de este tipo de protección debe considerar que la no intercepción de la roca en la línea de la barrera en su trayectoria de caída no será una amenaza a cotas inferiores (Fig.9).



Fig.9 Ejemplo de un emplazamiento protegido contra caída de rocas donde la orografía en combinación con la infrastructura impiden la aplicación del concepto “zona de sombra”.

En cualquier estudio tradicional de caída de rocas por un lado debe determinarse el punto de salida de donde caen las piedras. Este se designa como zona del desprendimiento. Por el otro, también debe delimitarse la zona donde se detienen las piedras. El conocimiento de los puntos de partida y finales de los desprendimientos de piedras permiten averiguar el recorrido de las mismas así como los desniveles superados. Los datos son aplicados en un perfil del corte transversal de la ladera.

La investigación detallada del recorrido del desprendimiento de las piedras permite identificar los puntos de impacto en la ladera y el fondo de la misma y recopilar así informaciones sobre la trayectoria y la velocidad de las piedras desprendidas. Otros "portadores de información" son árboles u obstáculos grandes similares contra los cuales chocan las piedras.

La evaluación del tamaño de las rocas existentes en la zona de detención/ impacto y la zona de desprendimiento indica si las piedras se rompen al caer cuando sucede el desprendimiento. Por lo general los estudios para la protección contra la caída de rocas buscan estadísticamente el mejor emplazamiento para instalar una protección, con una capacidad para la absorción de energía garantice la mayor durabilidad frente a impactos frecuentes y/o excepcionales y una altura que garantice la óptima intercepción de bloques (en porcentaje).

Algunos países definen y exigen el porcentaje óptimo de intercepción en función del uso del suelo como por ejemplo Andorra (>98% de intercepción). Este planteamiento habitual supone a la práctica la búsqueda de la posición sobre el terreno, capacidad de absorción de energía y altura de protección de prácticamente la totalidad de los bloques y por ello implementando a mayores rangos de sobredimensionamiento para subsanar posibles menosprecios de observación y/o de cálculo.

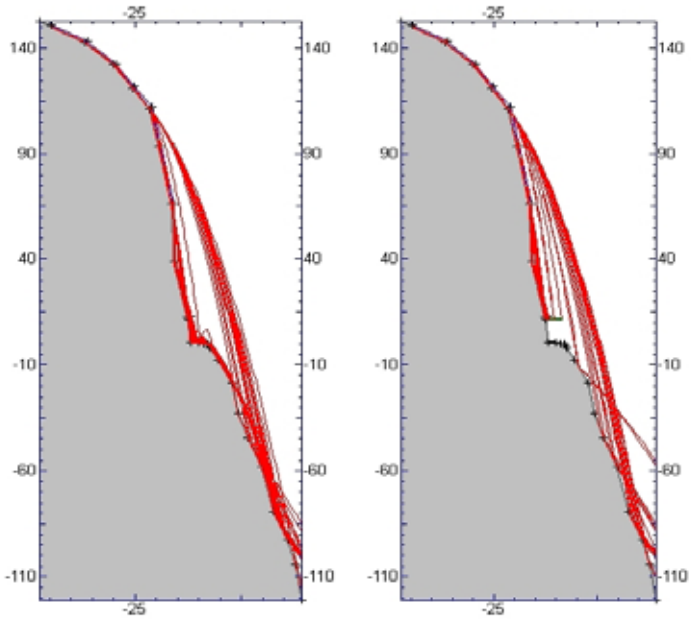
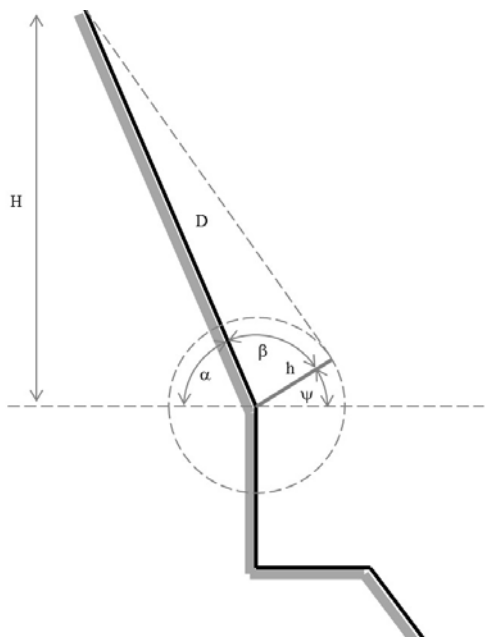


Fig.10 Ejemplo real de aplicación en GC-200 de simulación mediante RockFall de la trayectoria de caída de rocasy aplicación conceptual de la "zona de sombra".

De forma teórica se puede determinar el ángulo óptimo de colocación de la barrera para garantizar la máxima eficiencia en el diseño, siguiendo el criterio de la zona de sombra (Fig.11).



donde:

H: altura origen desprendimiento
α: ángulo medio de la ladera
D: desarrollo de la ladera
H: altura de la protección
ψ: ángulo de la protección respecto a la horizontal.

$D = H / \text{sen } \alpha$
$\beta = \text{arc cos } (h/D)$
$\beta = \text{arc cos } (h/H \text{ sen } \alpha)$
$\psi = 180^o - \alpha - \beta$

$\psi = 180^o - \alpha - \text{arc cos } (h/H \text{ sen } \alpha)$

Fig.11 Determinación del ángulo óptimo de protección, que garantiza la máxima sombra.

Sin embargo el concepto "zona de sombra" proporciona, para orografías extremas (Fig.12) y siempre que la orografía o el trazado de la infraestructura no lo impidan, una solución técnica y económicamente ventajosa que concibe la única y exclusiva intercepción de los bloques que por su trayectoria puedan afectar a la plataforma a proteger de ancho definido,

permitiendo el paso de todos los bloques que en su trayectoria no fuesen a afectar la zona a proteger.

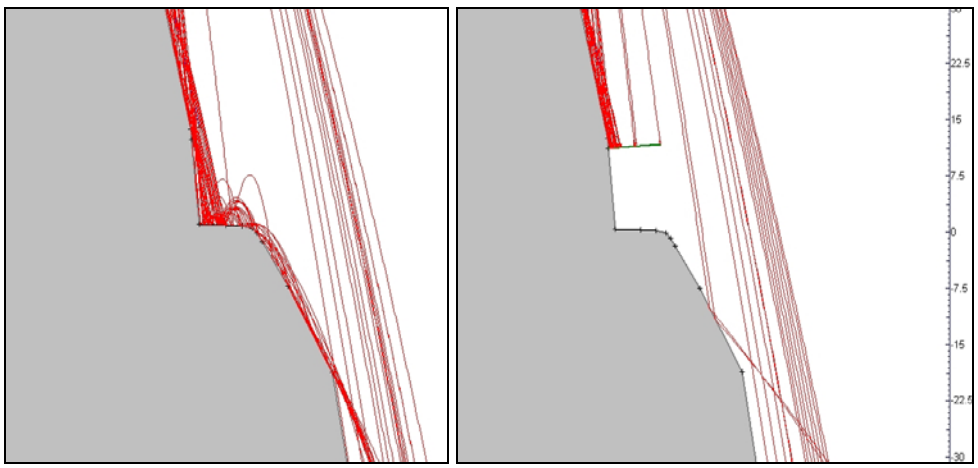


Fig.12 Detalle del caso real de aplicación en GC-200 de simulación mediante RockFall de la trayectoria de caída de rocasy aplicación conceptual de la "zona de sombra".

En la práctica implica la potencial optimización de energía, altura de protección y coste de mantenimiento (Figs. 13-16). Esta técnica permite ser aplicada tanto para las más bajas energías de diseño como para las mayores pero requiere que las barreras acrediten poder soportar impactos a caída libre pues es la disposición más común en estos diseños.



Fig.13 Instalación de barreras dinámicas de alta energía GC-200 en Tramo 10. Caso aplicación conceptual de la "zona de sombra".

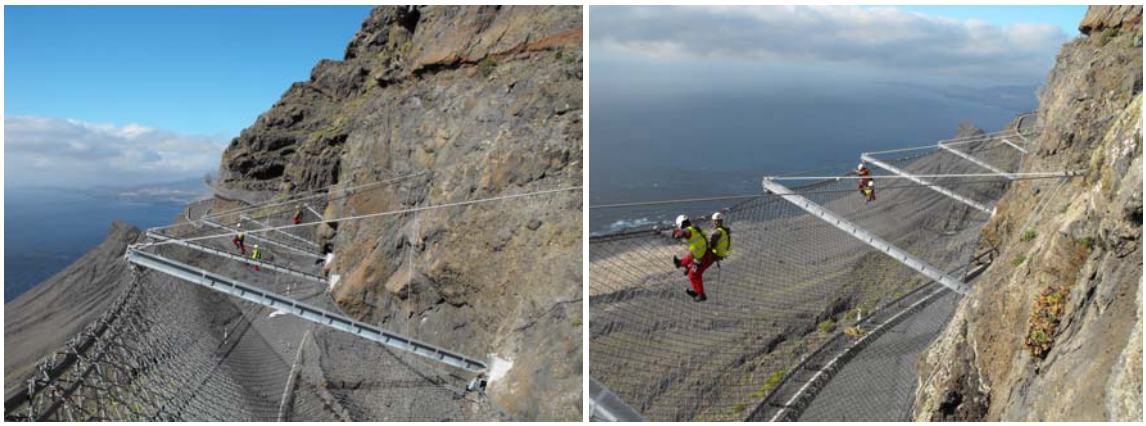


Fig.14 Instalación de barreras dinámicas de alta energía GC-200 en Tramo 10. Detalles de la proyección de la sombra de protección de la barrera sobre la carretera.



Fig.15 Instalación de barreras dinámicas de alta energía GC-200 en Tramo 6. Detalles de la proyección de la sombra de protección de la barrera sobre la carretera. Visión laterla del perfil de la ladera y posición de la barrera dinámica.



Fig.16 Instalación de barreras dinámicas de alta energía GC-200

4.- CONCLUSIONES

El concepto "zona de sombra" puede proporcionar, para orografías extremas y siempre que la topografía o el trazado de la infraestructura no lo impidan, una solución técnica y económicamente ventajosa. La simulación y el diseño bajo este concepto requieren de minucioso trabajo de campo para la identificación de las zonas de salida de los bloques, determinación de la rugosidad del terreno y topografía de detalle. Esta técnica puede utilizarse tanto en zonas extremas de elevada generación de energía como para zonas menos complejas. En la práctica implica la aplicación de barreras dinámicas en clara igualdad con los falsos túneles, con una óptima altura de protección y menor coste de mantenimiento.

REFERENCIAS

Abbott, B. Bruce, I. (1998). A methodology for the assessment of rockfall hazard and risk along linear transportation corridors. 8th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment.

ETAG-27 (2008). Guideline for European technical approval of falling rock protection kits. EOTA. Brussels.

Gerber, Werner. (2006). Guideline for the approval of rockfall protection kits. Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL) and the Swiss Federal Research Institute. WSL. Berne.

González Gallego, J. & Luis Fonseca, R. (2007). Optimization criteria for using of rockfall protection. Congreso ISMR. Lisboa.

Luis Fonseca, R. y Torrebadella, J. (2008). Análisis comparativo entre la norma suiza y la ETAG-27. Andorra.

Luis Fonseca, R. (1995). Desarrollo de nuevos sistemas de protección de taludes y laderas rocosas: pantallas dinámicas. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria

Luis Fonseca, R. Roth, A. y Sennhauser, M. (2009) .GBE un nuevo sistema de protección contra caída de rocas. Ingeopres 176.

Luis Fonseca, R. Torrebadella, J. Altimir J. Amigó, J. (2008). Análisis comparativo entre la norma Suiza (FOEN) y la recomendación ETAG-27 (EOTA), para la homologación de kits de barreras de protección contra desprendimientos de rocas. Ingeopres 170.

Luis Fonseca, R. (2010). Aplicación de membranas flexibles para la prevención de riesgos naturales. Madrid

Serie Monografías (2005). Protección contra desprendimientos de rocas. Pantallas dinámicas. Ministerio de Fomento. Madrid

Spang, Dr. (2013). Rockfall simulation program.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ACTUACIONES DE PROTECCIÓN ANTE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS EN LAS CARRETERAS DE LA SERRA DE TRAMUNTANA DE MALLORCA. EL CASO DEL GORG BLAU DEL 31 DE DICIEMBRE DE 2008

Joan M. Rius Gibert[1]*, Cristòfol MASSANET[1] y Carles RAÏMAT[2]

[1] Direcció Insular de Carreteres
Departament d'Urbanisme i Territori
Consell de Mallorca

[2] Geobrugg Ibérica, S.A.

RESUMEN

Las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca han sufrido frecuentes desprendimientos rocosos de diversa magnitud en los últimos años que han requerido actuaciones importantes tanto de protección de taludes y laderas como de restitución de firmes y pavimentos de las mismas. Entre ellos destaca el desprendimiento del Gorg Blau, el 31 de diciembre de 2008, cerca de la zona del Puig Major, punto culminante de la Serra, con graves consecuencias para la carretera Ma-10 que quedó cortada durante meses. La magnitud de la masa desprendida hizo que se analizaran con detalle diversas soluciones de estabilización de la ladera, seleccionando una combinación de elementos de protección activos y pasivos a lo largo de todo el frente rocoso.

1.- INTRODUCCIÓN

La Dirección Insular de Carreteras (DIC) del Consell de Mallorca ha llevado a cabo, durante el período 2008-2011, diversas actuaciones de protección de las carreteras de la Serra de Tramuntana de Mallorca frente a desprendimientos rocosos. Se trata de un período especialmente activo de este tipo de incidencias que han afectado en mayor o menor medida al servicio de la red de carreteras existente. Se describen en este artículo tanto las propias incidencias acaecidas como el proceso de dimensionamiento y ejecución de las actuaciones de protección realizadas.

Las carreteras de la Serra de Tramuntana forman una red de comunicación viaria de unos 600

km, la mayoría de los cuales pertenecen a la red local, pero que en algunos casos, son la única vía de comunicación a núcleos habitados y pueblos. La carretera más importante de la zona es la llamada carretera de la Serra Ma-10 que atraviesa longitudinalmente de lado a a lado la Sierra de Tramuntana desde Pollença hasta Andratx con una longitud total de 111 km y salva desniveles desde prácticamente el nivel del mar hasta los más de 900 m en constantes subidas y bajadas con una orografía complicada. Hay que destacar la variedad orográfica y climática de las dos vertientes norte y sur de la Serra, hecho que afecta de forma decisiva a la red viaria.

2.- INCIDENCIAS EN LAS CARRETERAS DE LA SIERRA DE TRAMUNTANA

La DIC del Consell Insular gestiona actualmente el mantenimiento y explotación de las carreteras de la isla, puesto que tiene trasferidas las competencias para el desarrollo, explotación y conservación de todas las carreteras de la isla desde hace más de 10 años. Anteriormente, dichas tareas de protección y estabilización de taludes se venían llevando a cabo por las diferentes administraciones competentes: Ministerio de Obras Públicas, Diputación Provincial, Govern de les Illes Balears y actualmente Consell Insular de Mallorca. Así, se tiene constancia de diversas incidencias y actuaciones históricas en las carreteras de la Serra. Buena parte de esta información, se ha incorporado a una base de datos que tiene actualmente la DIC en desarrollo.

Desde el año 2010, y a partir de la colaboración de la DIC en el proyecto DORIS (European Union, 2010), se ha llevado a cabo un trabajo de recopilación de datos de incidencias por problemática de taludes producidas en las carreteras desde el año 2005. La citada recopilación se ha realizado a partir de los datos de incidencias registradas por técnicos y encargados de mantenimiento de las mismas. En este registro constan todo tipo de incidencias de Explotación de carreteras desde ese año. Así, filtrando toda esta información, se ha podido completar una nueva base de datos donde aparece cualquier pequeña incidencia por caída de rocas y deslizamientos que ha tenido lugar desde el año 2005.

3.- ACTUACIONES DE PROTECCIÓN DE TALUDES EN LA SIERRA DE TRAMUNTANA EN EL PERÍODO 2008-2011

El período entre los años 2008 y 2011 se ha mostrado especialmente activo por lo que respecta a incidencias por desprendimientos y deslizamientos. Se trata de un periodo frío y lluvioso en Mallorca (Mateos et al, 2011) y la consecuencia ha sido la producción de diversos incidentes de importancia en la carreteras de la Serra. Éstos incidentes han requerido importantes inversiones para la estabilización y protección de taludes y laderas afectados así como para la restitución del servicio en los tramos afectados.

Las incidencias que habitualmente se vienen produciendo son básicamente de dos tipos:

desprendimientos de rocas y deslizamientos de suelos poco competentes. Los primeros corresponden a desprendimientos de masas rocosas (habitualmente calizas jurásicas) que, al movilizarse, alcanzan longitudes importantes situadas por debajo de frentes de taludes y escarpes de hasta centenares de metros. Los deslizamientos corresponden a masas de suelos (habitualmente arcillas del Keuper) que se inestabilizan por elevación de niveles piezométricos y afectan a masas de terreno más o menos importante. En todo caso, afectan a cualquier vía de comunicación, vivienda y instalación que se pueda encontrar en su área de influencia. Se pueden ver ejemplos de estas tipologías en la figura 1. Como se puede ver en la tabla 1, el periodo de 2008 a 2011, se ha mostrado especialmente activo en incidencias en las carreteras de la Serra.

Tipología	Localización	Fecha	Observación / Actuación
Deslizamiento	Ma-10 pk29	2008	Muro de contención
Desprendimiento	Ma-10 pk28	2009	Mallas y pantallas dinámicas
Desprendimiento	Ma-10 pk100	2010	Saneo de bloques en ladera
Deslizamiento	Ma-10 pk 97	2010	Saneo de ladera
Deslizamiento	Ma-10 pk105	2010	Pantalla de micropilotes anclada
Deslizamiento	Ma-10 pk83	2010	Malla de cables
Deslizamiento	Ma-10 pk89	2010	Pantalla de micropilotes
Desprendimiento	Ma-10 pk103	2011	Malla de cables
Desprendimiento	Ma-10 pk57	2011	Saneo de bloque
Desprendimiento	Ma-10 pk7	2011	Pantalla dinámica

Tabla 1.- Principales incidencias con actuaciones destacables de protección de taludes en la red de carreteras de la Serra de Tramontana en el periodo 2008 - 2011



Figura 1. Efecto de las 2 principales tipologías de inestabilidad en la Serra de Tramuntana: deslizamiento de suelos en Ma-10 pk 83 (izquierda) y despendimiento rocoso en Ma-10 pk 103 (derecha).

4.- EL CASO DEL DESPRENDIMIENTO DEL GORG BLAU

4.1.- El desprendimiento del 31 de diciembre

La mayor incidencia por desprendimientos rocosos de este periodo se produjo el día 31 de diciembre de 2008 cuando un importante desprendimiento rocoso en una ladera del torrente del Gorg Blau situada a noreste del Puig Major, punto culminante de la Serra de Tramuntana de Mallorca, afectó gravemente la carretera Ma-10 entre las poblaciones de Lluc (Escorca) y Sóller, cerca del acceso a la zona de Sa Calobra (figura 2). La carretera quedó cortada al tráfico durante varios meses por la gran cantidad de material desprendido así como por las labores de estabilización de la ladera que se llevaron a cabo. Se trata concretamente, del punto kilométrico 29 de la carretera Ma-10, justo aguas abajo del embalse del torrente del Gorg Blau. Se trata una ladera con vertiente norte cuya cota máxima está en los 713 m y tiene fuertes desniveles entre las cabeceras de los acantilados, entre 100 y 150 m.

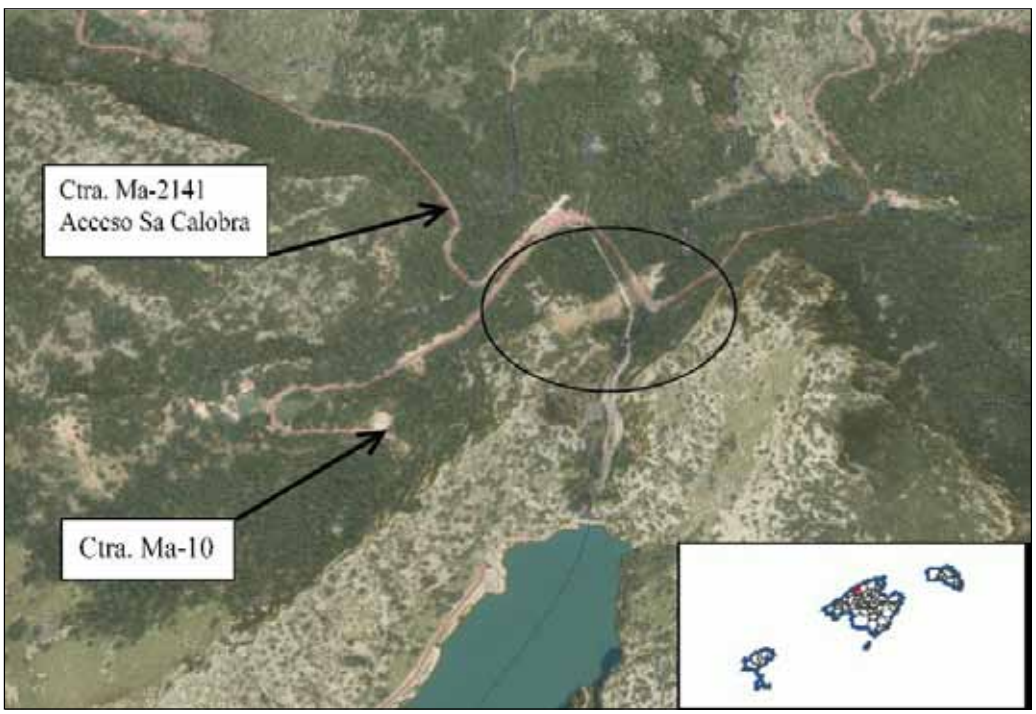


Figura 2. Ortofotografia del valle del Grog Blau con la localización de la zona del desprendimiento.

El tramo afectado tiene diversos escarpes desde la cabecera hasta el fondo del torrente, entre las cotas de 700 m y 500 m, aproximadamente. La carretera cortada transcurre próxima al torrente, a una cota aproximada de 540 m. También quedó cortado un camino por el que se accede a la presa de Gorg Blau que transcurre también por la parte baja pero por encima de la

carretera. En la figura 3 se muestran imágenes de los días posteriores al desprendimiento con la afectación a la carretera.



Figura 3. Fotografías del desprendimiento: frente de ladera (izquierda) y afectación a la carretera (derecha).

Por lo que respecta al material rocoso desprendido, se trata de calizas masivas del Lias (Jurásico Inferior) relativamente competentes, con un sistema de diaclasas subverticales que en los frentes rocosos se van abriendo por efectos climáticos (lluvias, heladas, etc.) y biológicos (raíces de árboles y arbustos), hasta que quedan prácticamente separadas del frente masas más o menos importantes de roca que acaban desprendiéndose. En el caso del Gorg Blau se ha calculado un volumen aproximado de masa desprendida de unos 20.000 m^3. El frente del material desprendido está entre unas cotas de 700 m y 650 m. La ladera por la que se movilizó el material tiene una pendiente media de unos 45º, siendo longitud de alcance total de 210 m llegando material hasta una cota de 525 m en el cauce del Torrente del Gorg Blau, resultando un ángulo de alcance de expresado en forma de relación altura/alcance (H/L) de 0,83. Esta relación, cercana a un ángulo de 39,8º, indica una fuerte componente de adaptación al terreno de la masa movilizada, posiblemente por obstrucción de la masa por la propia topografía, acorde con la caracterización de la tipología de desprendimientos rocosos de Hungr et al (2005).

La gran cantidad de masa rocosa desprendida y la complejidad de la ladera en cuestión, con diversos resaltos a lo largo de la misma, hicieron que antes de proceder a la restitución de la carretera con la retirada del material que obstruía la misma, se decidiera modelizar la citada ladera y analizar posibles soluciones de protección con modelos de disipación de energía del desprendimiento mediante rebote y fricción. En la figura 4 se pueden algunas tipologías de protección analizadas en función de la energía a absorber.

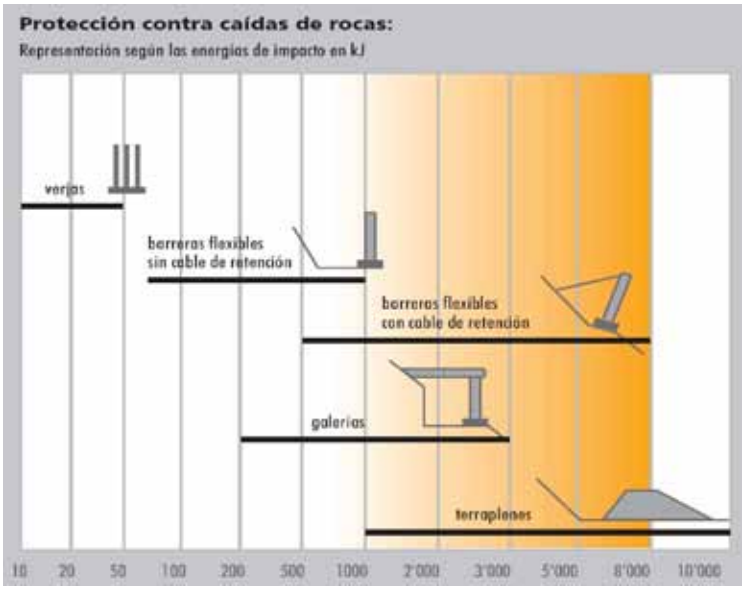


Figura 4. Figura ilustrativa de las posibles alternativas de protección contempladas (Abbott, B. Bruce, I. (1998).

Así, se decretó una actuación de emergencia que posibilitó la realización de un proyecto de rehabilitación total del tramo que planteó una solución basada en técnicas de protección de taludes mediante sistemas de protección y sistemas de estabilización. La restitución tanto de la carretera y sus elementos y el camino de acceso a la presa del Gorg Blau, junto con los elementos de protección de taludes proyectados, supuso una inversión cercana al millón de euros.

4.2.- Modelización y cálculo de actuaciones de protección de los taludes y laderas afectados

El problema se dividió en 2 partes bien diferenciadas, pero no siempre bien comprendidas e interpretadas, consistentes en protección y estabilización (González Gallego, J. & Luis Fonseca, R., 2007). La primera consistía dimensionar una medida de **protección** que permitiese interceptar los nuevos y potenciales desprendimientos de bloques que pudiesen generarse en la parte alta de la ladera, tal y como había ocurrido en aquellos días, así como también detener los bloques meta estables ubicados en el canchal de reciente creación (Fig. 5); y la segunda parte consistente en **estabilizar** o fijar todos aquellos bloques que por dimensión o trayectoria pudiesen generar por su desprendimiento una energía incapaz de ser detenida por ninguna protección existente en el mercado. La combinación de ambas soluciones ofrecía para el caso del Gorg Blau la opción óptima desde el punto de vista técnico y económico.



Figura 5. Fotografías del desprendimiento del Gorg Blau: vista desde arriba (izquierda) y detalle del deslizamiento plano aprovechando estratificación (derecha).

Se realizó un estudio analítico de trayectorias mediante Rockfall 6.1 de Dr. Spang. Donde se consideran las **características de la ladera** tales como: Los datos topográficos. Deben ser lo más detallados posibles, en este caso 1/500, considerando muretes o cortes verticales, pistas, pequeños taludes que pudieran modificar las trayectorias (efecto trampolín, puntos duros que favorecen los rebotes); La naturaleza de la superficie del terreno. Desde la roca sana hasta el terreno suelto, que influye en los rebotes (disipación de energía variable durante los impactos), así como la dimensión y la forma de los bloques que se pueden originar; Perfil de sección transversal de la ladera comenzando en la zona del potencial y más crítico de los desprendimientos y terminando en la zona de detención/impacto; Rugosidad de la superficie considerando que pueden clasificarse como lisas, irregulares o rugosas. Esta descripción del estado de la ladera es muy importante, dado que éste influye decisivamente en el comportamiento de una piedra rodante. Por lo general, la rugosidad de la ladera está relacionada con el tamaño de la roca, en relación con las irregularidades del terreno. Es evidente que en la medida en que sea más diversa sea la forma de las piedras, tanto más rugosa es la superficie de la ladera. Una ladera rugosa puede provocar saltos más altos de las piedras, si bien la velocidad de las piedras desprendidas y las energías de impacto al pie de la ladera son más reducidas por una superficie rugosa; Superficie de la ladera y vegetación ya que la vegetación reduce normalmente tanto la velocidad como también la altura de los saltos. A menudo, una vegetación compacta detiene un alto porcentaje de los desprendimientos de piedras. La vegetación influye a menudo en el recorrido de las piedras desprendidas, sin embargo, también puede provocar desprendimientos de piedras a causa de efectos de las raíces. Una capa profunda de terreno suelto amortigua la energía de las piedras desprendidas en el momento del impacto, reduciendo su velocidad, energía y la altura de los saltos. Es imprescindible una descripción detallada de la capa del suelo (espesor y estructura compacta) en los análisis de los desprendimientos de rocas.

A su vez consideramos las **características del potencial bloque en movimiento** tales como masa –peso, velocidad de salida, momento de inercia, energía cinética. La masa o peso debe estimarse a partir del tamaño máximo del bloque que ha alcanzado la zona a proteger históricamente o en el último desprendimiento (común), bien usando el tamaño medio o habitual para zonas de escasa frecuencia (arriesgado) o el tamaño máximo potencial a partir de medir el mayor bloque con riesgo a desprenderse y asumiendo que este no va a fragmentarse en su trayectoria (muy conservador), de la piedra midiendo los tres ejes principales de la misma (x, y, z). Estos valores sirven para calcular un volumen representativo de la roca; La velocidad de traslación y la velocidad angular deben cuantificarse para determinar la energía cinética total donde la velocidad de traslación (V) es la velocidad de la masa rocosa, concentrada en el centro de gravedad del cuerpo rocoso, y la velocidad angular (w) es la velocidad de la masa rocosa en rotación alrededor del centro del cuerpo rocoso; El momento de inercia (I) relacionado con la distribución de la masa en relación al eje de rotación del cuerpo rocoso; y la energía cinética que es la medida más utilizada en las descripciones técnicas de desprendimientos de rocas.

Por último debemos caracterizar **la zona de detención-impacto.** Por un lado debe determinarse el punto donde caen las piedras. Este se designa como zona del desprendimiento. Por el otro, también debe delimitarse la zona donde se detienen las piedras. El conocimiento de los puntos de partida y finales de los desprendimientos de piedras permiten averiguar el recorrido de las mismas así como los desniveles. Los datos son aplicados en un perfil del corte transversal de la ladera. La investigación detallada del recorrido del desprendimiento de las piedras permite identificar los puntos de impacto en la ladera y el fondo de la misma y recopilar así informaciones sobre la trayectoria y la velocidad de las piedras desprendidas. Otros "portadores de informaciones" son árboles u obstáculos grandes similares contra los cuales chocan las piedras. La evaluación del tamaño de las rocas existentes en la zona de detención/ impacto y la zona de desprendimiento indica si las piedras se rompen al caer cuando sucede el desprendimiento. Si se miden, por ejemplo, piedras grandes en la zona de desprendimiento, pero sólo fragmentos de las mismas llegan a la zona de detención, las piedras o bien se rompen durante la caída en la ladera o bien durante el impacto en la zona de detención. Puede ser que se partan en un tamaño muy pequeño de las piedras en el análisis, lo que afectaría al dimensionado de las medidas protectoras. El tamaño de bloque considerado fue de 1.5 m^3y el punto de salida el más desfavorable considerando la posible movilización del bloque gemelo al desprendido.

La simulación permitió establecer la más efectiva de las ubicaciones entendiendo efectiva como el lugar del perfil donde se recogieran el mayor número de potenciales desprendimientos y trayectorias y donde la altura y la energía fuesen las menores posibles (Gerber, W., 2001). En esta situación se obtuvieron unas solicitaciones de absorción de energía muy próximas a 3000 kJ y una altura eficaz de 4,60 metros. Para lo que se diseño una

barrera dinámica RXI-300 de 6 metros de altura (Fig. 6 y 7).

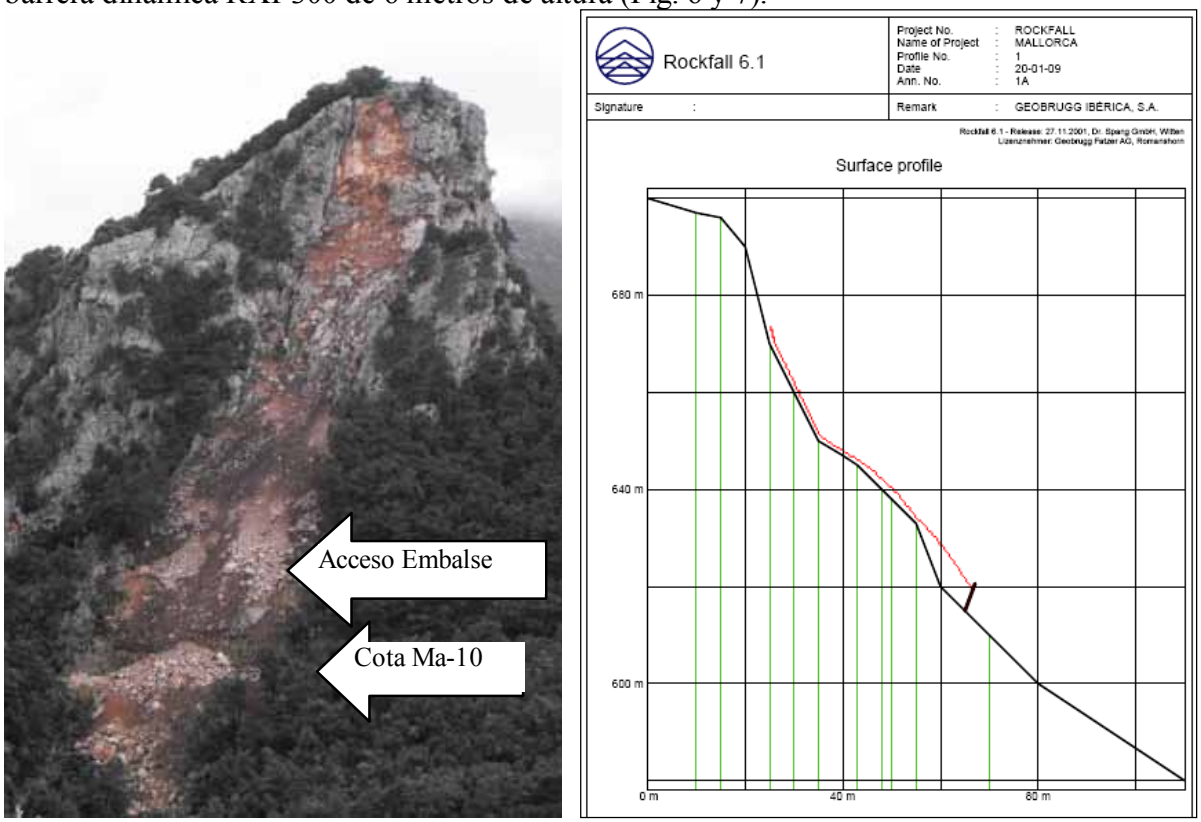


Figura 6. Vista panorámica del desprendimiento del Gorg Blau y detalle de la posición del acceso al embalse y Ma-10 y (izquierda) y detalle perfil topográfico con coordenadas de la ubicación óptima (derecha).

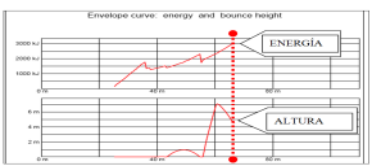


Figura 7. Representación gráfica de las solicitaciones de energía y altura para la protección.

Paralelamente y con el objetivo de que no pudiera llegar a generase ningún desprendimiento que alcanzara a superar la energía de diseño de la protección, por el efecto de menospreciar alguno de los parámetros de cálculo teóricos, se calcularon las reacciones necesarias para estabilizaron diversos bloques con riesgo a inestabilizarse a partir de un deslizamiento plano, vuelco o una combinación de ellos con un FS>1.67 (Fig. 8).



Figura 8. Representación gráfica conceptual de los cálculos considerados junto con algunos de los bloques "tipo".

Se optó por estabilizar con una solución combinada de aplicaciones de Sistema Spider © en forma de bolsa y fijación perimetral y otras mediante un tratamiento sistemático del terreno con bulones pasivos pasantes ligeramente tesados a 10 t sobre tratamiento Spider© (Fig. 9).

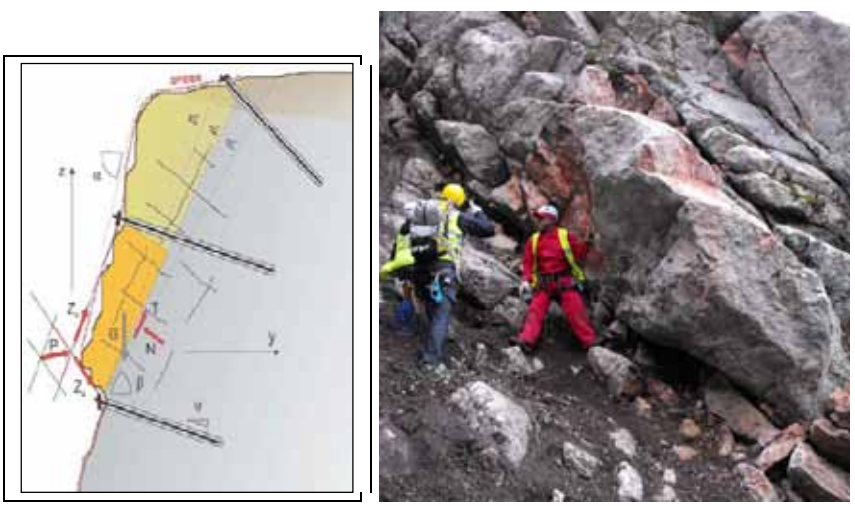


Figura 9. Solución tipo adoptada para la estabilización de bloques de elevado potencial inestable (izquierda) y detalle de bloque amenazante posteriormente tratado con el Sistema Spider©.

4.3.- Ejecución de actuaciones

Las actuaciones acometidas y por este orden e implementadas desde la cota más alta hacia la cota mas baja para evitar el riesgo por exposición a potenciales nuevos desprendimientos: la limpieza de los bloques inestables de la ladera, la instalación del Sistema de estabilización

Spider© (de hasta 40 kN/m^2 de capacidad de contención) y la instalación de una barrera dinámica RXI-300 (3000 kJ de capacidad de absorción de energía) (Fig. 10).



Figura 10. Detalles de saneo, estabilización con Spider©, e instalación de la barrera dinámica.

5.- CONCLUSIONES

El periodo que va entre los años 2008 y 2011 se ha mostrado especialmente activo por lo que respecta a desprendimientos coincidiendo con años especialmente húmedos y fríos en la Serra de Tramuntana de Mallorca. Algunos de estos desprendimientos han afectado a la red viaria de la Serra, cortando carreteras y dejando sin comunicación algunos tramos de la misma.

El desprendimiento que tuvo mayor incidencia fue el conocido como el desprendimiento del Gorg Blau, ocurrido el 31 de diciembre de 2008, con una masa desprendida de unos 20.000 m3, cortando la carretera principal de la Serra durante algunos meses. Las especiales características de la ladera afectada, con desniveles de centenares de metros y pendiente media de unos 45º, hicieron plantear un estudio mecánico con modelos de caída de bloques para

determinar los elementos de protección más adecuados para los taludes implicados. La solución determinada se ha basado en una combinación de diversos elementos para minimizar el riesgo de nuevos desprendimientos para el tramo de carretera afectado. Es conveniente analizar la relación coste-beneficio a la hora de decantarse por soluciones de protección en zonas de alta ocurrencia de desprendimientos como la Serra de Tramuntana.

REFERENCIAS

Abbott, B. Bruce, I. (1998) *A methodology for the assesment of rockfall harzard and risk along linear transportation corridors*. 8th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Enviroment.

European Union, (2010). *DORIS, an advanced downstream service for the detection, mapping, monitoring and forecasting of ground deformations*. Seventh framework programme. Web: www.doris-project.eu .

Gerber, Werner. (2001). *Guideline for the approval of rockfall protection kits*. Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL) and the Swiss Federal Research Institute. WSL. Berne.

González Gallego, J. & Luis Fonseca, R. (2007). *Optimization criteria for using of rockfall protection.* Congreso ISMR. Lisboa

Hungr, O.; Corominas, J. and Eberthardt, E. (2005). *State of the Art #4. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity*. Landslide Risk Management. Proceedings Vancouver Conference. Taylor and Francis Group, London

Mateos, R.M.; García-Moreno, I., Azañón, J.M. y Tsige, M. (2009). *La avalancha de rocas de Son Cocó (Alaró, Mallorca) del 19 de diciembre de 2008*. VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, 27-30 de octubre de 2009.

Mateos, R.M., García-Moreno I. and Azañón, J.M., 2011. Freeze–thaw cycles and rainfall as triggering factors of mass movements in a warm Mediterranean region: the case of the Tramuntana Range (Majorca, Spain). *Landslides. Journal of the International Consortium on Landslides. Springer*: published online, 16p.

Spang, Dr. (1995-2001) *ROCKFALL SIMULATION PROGRAM*

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

SOLUCIONES Y DIFICULTADES EN LA ESTABILIZACIÓN DEL ESCARPE URBANO EN CHINCHILLA DE MONTEARAGÓN

FERNANDO PUELL[1,2] y NOÉ PASTRANA[2]

[1] Departamento de Geodinámica
Facultad de Ciencias Geológicas
Universidad Complutense de Madrid

[2] Departamento de Proyectos y Obras Geotécnicas
Orbis Terrarum

RESUMEN

Este artículo trata sobre la solución técnica adoptada en el proyecto, el control de ejecución realizado y la experiencia adquirida en la obra de la estabilización de un escarpe en roca en medio urbano. La presencia de cuevas muy juntas que descalzaban el macizo, la existencia de diaclasas verticales en un terreno de tipo evolutivo y las limitaciones de acceso para la ejecución de los trabajos, hicieron de esta obra un reto técnico desde la concepción de la solución óptima económicamente hasta su control para conseguir una correcta ejecución.

1. ANTECEDENTES

El macizo rocoso inestable estudiado y estabilizado, se sitúa dentro de la parte antigua del casco urbano de la localidad de Chinchilla de Montearagón. A lo largo de los años se habían ido construyendo edificaciones, tanto junto al pie del escarpe como sobre su coronación. Además, en la base, se habían realizado cuevas excavadas a mano y colindantes entre las fincas. Una de ellas, tenía grandes dimensiones, suficiente para aparcar varios coches. Esta cueva, fue la causa principal y última que terminó descalzando y movilizando el macizo rocoso (ver figuras 1 y 2).



Figura 1. Vista cueva accesible y escarpe desde patio



Figura 2. Vista interior cueva accesible, con plazas de garaje

Esto, unido al carácter evolutivo de la roca y a la presencia de diaclasas verticales paralelas al frente, generaron inestabilidades puntuales que dieron lugar a caídas de piedras y bloques tanto del frente como en el interior de las propias cuevas, siendo necesario tapiar todas las cuevas excepto la mayor de las mismas. El tapiado de estas cuevas al pie del escarpe impidió reconocerlas y topografiarlas pues se habían realizado años antes del proyecto.

Ante los avisos de los vecinos afectados, el Ayuntamiento, como propietario del terreno público y tomando consciencia del riesgo que podía suponer tanto para los vecinos como para sus viviendas, tomó la iniciativa para resolver el problema adjudicando mediante concurso a ORBIS TERRARUM, consultoría especializada en Ingeniería del Terreno, la redacción de un proyecto constructivo eficaz. Posteriormente, se adjudicó también la Dirección Facultativa y Coordinación de Seguridad y Salud en fase de obra.

Para poder desarrollar la solución técnica constructiva y durante el desarrollo de la misma, fue imprescindible hacer un estudio in situ de detalle y un levantamiento topográfico general de las cuevas y patios accesibles, y de la calle de la coronación para hacerse una idea de las dimensiones del problema y poder acotar la zona a trabajar, dado que además, viendo el posible riego de desprendimiento global, se decidió desalojar a los vecinos de las viviendas de la zona afectada.

Por último, uno de los objetivos y compromisos en el desarrollo de la solución técnica fue que, en la cueva que quedaba accesible, y que albergaba espacio para 4 plazas de garaje, pudiera mantener su uso después de la obra.

2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA

El escarpe de roca está formado en su parte superior por dolomitas de grado de alteración III-IV con intercalaciones margosas, y por un estrato de margas alteradas en la base de unos 3 m de potencia. Ambos tipos de roca, de naturaleza evolutiva, se estaban viendo afectados no solo por el clima del municipio, de inviernos fríos con heladas y veranos secos y calurosos, sino también por la presencia de flujos discontinuos de agua provenientes de tuberías de drenaje y abastecimiento con fugas, generando una degradación tanto física como química. Estas condiciones, unidas al diaclasado natural de la roca, estaban generando no solo desprendimientos locales de piedras sino además, un vuelco general del bloque delimitado por las diaclasas verticales y paralelas al frente, lo cual se reflejaba a través de grietas en el pavimento de la calle superior, sus encuentros con las fachadas de los edificios anexos y en el peto de protección del vial, coincidiendo con las cuevas presentes (ver figuras 3 y 4).

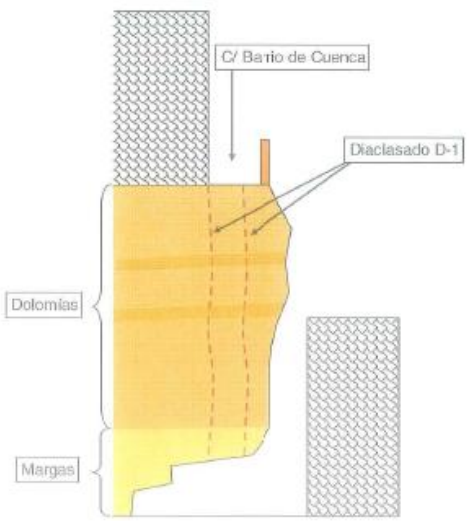


Figura 3. Esquema de la geología y problemática del talud



Figura 4. Detalle diaclasas paralelas al frente del escarpe

La geometría del bloque descalzado, era de unos 15 m de altura llegando hasta la parte superior del escarpe, 28 m de ancho y diaclasas verticales a unos 6-7 m de profundidad. Por otro lado, la cueva accesible, tenía unas dimensiones máximas de 7,3 m de altura, 8,6 m de anchura y una profundidad de 37 m, quedando además justo por debajo de uno de los edificios de la coronación del escarpe. El resto de cuevas, no visitables, al parecer tenían menores dimensiones que la anterior, pero aun así eran de importantes dimensiones y muy próximas entre sí, limitando la transmisión de cargas a través de los hastiales entre las mismas.

3. SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución técnica adoptada tuvo que ser concebida teniendo en cuenta principalmente las grandes limitaciones de acceso y espacio, debido a las condiciones propias de las cuevas y el talud, junto con las del entorno con edificios de viviendas tanto a pie como en coronación, vías urbanas estrechas y con limitación de carga, y la necesidad de trabajar sobre un patio interior con forjado unidireccional concebido únicamente para sobrecargas de uso privado.

Todos los condicionantes expuestos hacían de la obra un auténtico reto técnico de muy alta especialización, pero a la vez la convertían en un trabajo artesanal al tener que acudir a equipos y herramientas de pequeño tamaño, lo que condicionaba la productividad de la obra y por tanto sus plazos de ejecución.

Fue necesario planificar el trabajo por fases para no desestabilizar el bloque y mantener las máximas condiciones de seguridad, para lo cual se establecieron unas diecisiete etapas sucesivas. Cada etapa no podía ejecutarse hasta terminarse la anterior. De esta forma, se aseguraba que el trabajo se realizase desde zona segura. Para el fiel cumplimiento de esta premisa se realizaban supervisiones constantes durante la obra.

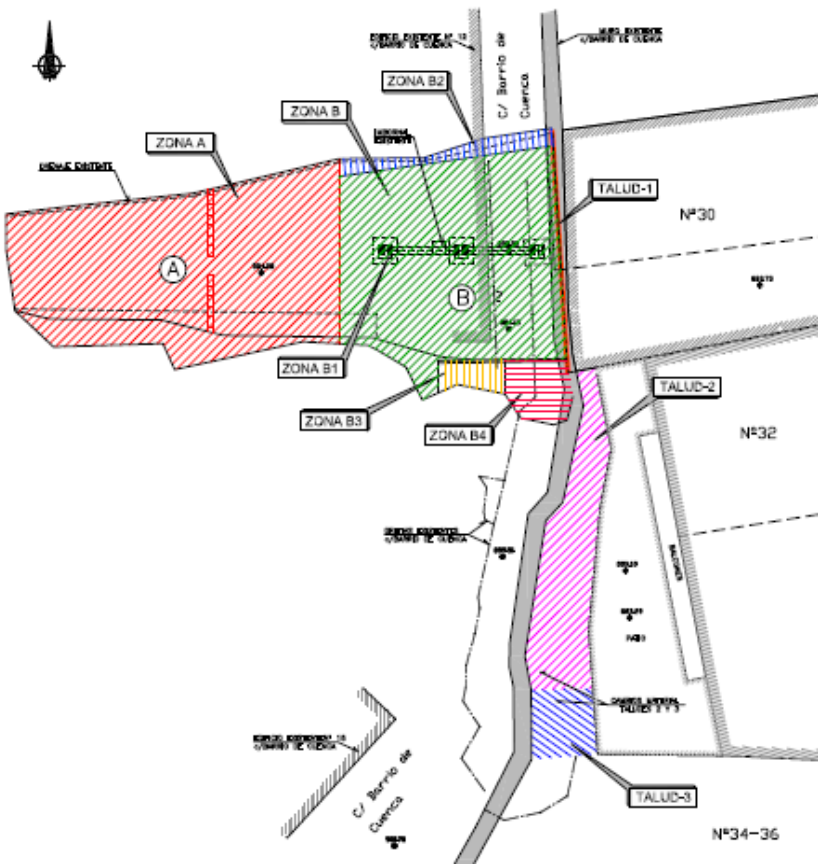


Figura 5. Plano de planta de la actuación

Atendiendo a estas limitaciones se diseñaron distintas actuaciones, según el acceso por cada uno de los edificios al frente de la zona inestable, distinguiendo dos zonas de trabajo: cueva y patio. En la zona de la cueva, se realizaron distintos trabajos. En la entrada de la cueva se dimensionó una estructura metálica de pilares y vigas capaz de permitir la transmisión de cargas desde la bóveda a la base estable del sustrato y liberar el espacio para uso de las 4 plazas de garaje existentes. Esta estructura se diseñó con 3 pilares y perfiles arriostrando los pilares para reducir los efectos de pandeo, dada su altura. Por otro lado, se realizó un refuerzo de los hastiales de la cueva, mediante muros de hormigón en masa de 40 cm de espesor, doble mallazo y bulones permanentes de 3 m de longitud mediante barras de 25 mm de diámetro. En ambos hastiales estaban empezando a aparecer, antes de los trabajos, grietas horizontales que mostraban que la roca estaba soportando una carga excesiva. Por último, en la parte de la cueva de menores dimensiones y más profunda se realizó un nuevo gunitado con doble mallazo metálico reforzado con bulones del mismo tipo que en la entrada de la cueva. Ver figuras 6 y 7.

En la parte del talud por encima de la cueva se realizó un gunitado de 10 cm de espesor, reforzado con malla metálica de triple torsión y bulones cortos para coser los bloques inestables del macizo, realizándose éstos con alpinistas especializados. El gunitado se ejecutó desde la cubierta del edificio, que lindaba con el frente del talud.



Figura 6. Pilares cueva y encofrado de muro de refuerzo de hastial

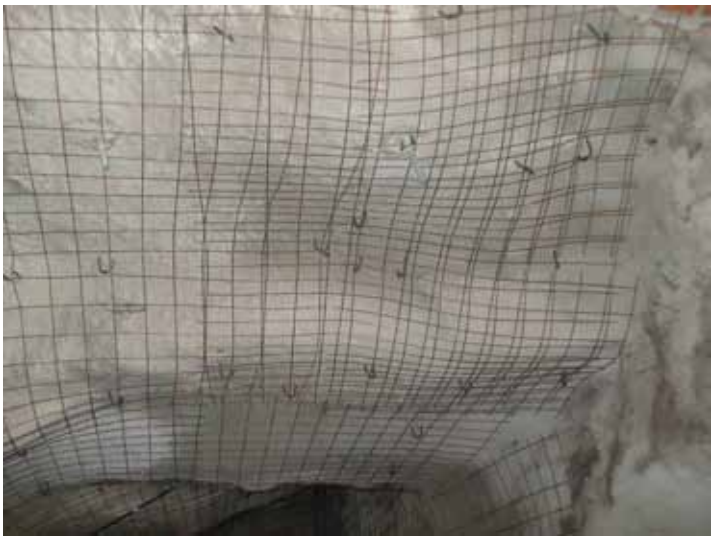


Figura 7. Mallazo y bulones interior cueva

Por otro lado, en la zona del patio, se realizó un gunitado de 10 cm y una serie de anclajes permanentes activos ascendentes, con barras de acero de 40 mm de diámetro, y de una profundidad entre 12 y 15 m, para soportar las cargas del bloque en una zona estable del mismo, dada la inaccesibilidad de las cuevas bajo esta zona del talud. Para poder ejecutar tanto la gunita como las cuatro filas de anclajes, hubo que recurrir al montaje de un andamio

especial en toda la altura del escarpe. Además, este andamio, al descansar sobre el patio de la vivienda, con forjado unidireccional, hubo que repartir las cargas más uniformemente y apear la estructura desde el forjado inferior, el cual tenía un uso como garaje, estando bajo rasante y estando accesible para los trabajos.

Durante la ejecución de los anclajes, la máquina de perforación, consistente en un mástil y un sistema hidráulico, se fijó al andamio, que actuaba como sistema de reacción, de manera que era capaz de adaptarse a las condiciones de espacio y separación del frente del escarpe. Ver figuras 8 y 9.



Figura 8. Máquina de perforación fijada al andamio



Figura 9. Máquina de perforación fijada al andamio

La disposición de los anclajes en las cuatro filas previstas, tuvo que realizarse con inclinaciones y rumbos variables detallados en planos, dado el escaso espacio disponible en el frente del escarpe disponible, una vez salvada la altura de las cuevas y el muro de gravedad con el que se había tapiado las cuevas con anterioridad. Ver figura 10.



Figura 10. Disposición de anclajes y gunita pigmentada

4. CONTROL Y SEGUIMIENTO EN OBRA

Dadas las posible incertidumbres del macizo rocoso, y en especial de las dimensiones de las cuevas tapiadas y de las grietas y diaclasas presentes, además de la posible inestabilidad adicional generada en el bloque de roca descalzado durante los trabajos de perforación, se previeron desde fase de proyecto una serie de controles en obra para medir los posibles movimientos del terreno y asientos en las casas.

Antes del inicio de los trabajos, se realizó una serie de visitas técnicas a las viviendas para identificar el estado de conservación estructural de las mismas, que quedó plasmado en un acta notarial. Seguidamente se elaboró un plan de auscultación de movimientos tanto del frente del escarpe, como del peto y viviendas de la calle superior, donde se realizaban lecturas topográficas semanales y se establecían unos umbrales de movimiento, teniendo en cuenta los criterios de daño para cada tipo de estructura. Este seguimiento se realizaba con dianas reflectantes en elementos planos y fisurómetros en las grietas ya abiertas con anterioridad a los trabajos. Durante la obra y siguiendo las fases definidas en proyecto, los datos mostraron que los movimientos detectados fueron muy poco significativos, inferiores a 3 mm, quedando estabilizados.

Adicionalmente y durante los trabajos, se llevó un control de los materiales de obra, tanto de los fabricados en planta o taller como son hormigón, gunita, acero; como de los elaborados o dispuestos en obra como lechada de inyección o la pintura epoxi de pasivado de acero. Todos estos ensayos quedaron reflejados en el plan de calidad solicitado al contratista.

Por otro lado, en referencia a control de la seguridad y salud de la obra, se solicitó la elaboración de un exhaustivo plan de seguridad en el que se recogía la necesidad de realizar reuniones semanales para informar de los riesgos a los trabajadores, previo al inicio de cada fase de trabajo. Así, siguiendo esta filosofía, se llevó un control semanal del estado del andamio y se certificó su montaje por un técnico especialista, para cada vez que se hacía una ampliación o modificación del andamio, para atender a las necesidades de avance de la obra.

Finalmente, se llevó un estricto control de ejecución, en la que la Dirección de Obra actuó de forma muy activa ante la resolución de problemas de obra, realizando propuestas elaboradas, modificaciones y optimizaciones tanto técnicas como económicas, que ayudaron al contratista a mantener una adecuada producción, a la vez que mantener una óptima calidad de los trabajos ejecutados. En concreto, se elaboró un detallado procedimiento de ejecución de los anclajes, con medidas a realizar en caso de aparición de cuevas o prevención de excesos de lechada que pudieran perderse a través de las posibles grietas. Además, en este documento se aprobó el procedimiento para realizar los ensayos de aceptación de los anclajes, realizándose en el 100% de los mismos. El control llevado a cabo durante la ejecución se tradujo en el alto nivel de calidad conseguido en la obra y en una reducción del plazo inicial previsto.

5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

El control realizado se ha traducido en la ejecución de la obra sin ningún tipo de incidencia ni accidente sobre los trabajadores ni el entorno urbano, hito de especial relevancia dada la dificultad de la obra y la posibilidad de inestabilidad durante la misma.

Por otro lado, el control técnico continuo, se tradujo en unos excesos de mediciones muy limitados e incluso inferiores a los que las condiciones iniciales de obra podrían hacer pensar, dada la presencia de cuevas, grietas, superficies irregulares tanto en cueva y frente de talud.

Para la redacción del proyecto, inicialmente se estudió de forma detallada la situación, mediante la recopilación de toda la información disponible, el análisis de la geología y características del terreno, la realización de un levantamiento topográfico del escarpe y el reconocimiento del estado actual del propio escarpe y de las viviendas colindantes.

Se elaboró un plan de auscultación de movimientos, mediante lecturas topográficas y fisurómetros en las grietas ya abiertas con anterioridad y los datos recogidos mostraron que el desplazamiento lateral fue muy poco significativo, inferiores a 3 mm, quedando estabilizados.

Adicionalmente y durante los trabajos, se llevó un control de los materiales de obra, tanto de los fabricados en planta o taller como son hormigón, gunita, acero; como de los elaborados o dispuestos en obra como lechada de inyección o la pintura epoxi de pasivado de acero. Todos estos ensayos quedaron reflejados en el plan de calidad solicitado al contratista.

Debe remarcarse que la ejecución o ampliación de cuevas en entorno urbano, debe contemplar la redacción de un estudio previo avalado por un técnico especialista en la materia, que justifique la viabilidad de la excavación y estudie los efectos producidos para que no supongan un riesgo para la población o las viviendas existentes.

Finalmente, se debe hacer especial hincapié en la importancia de las tareas de los técnicos especialistas en fase de proyecto y obra, ya que, dado el bajo presupuesto de estas obras de reparación, no se hace obligatoria una calificación mínima del contratista según la ley de contratación pública vigente. La falta de supervisión del contratista por parte de los técnicos adecuados, podría haber dejado la obra en manos de un contratista con poca o nula experiencia, que priorizaría la producción, quedando mermada la calidad de la obra y por tanto su funcionalidad y durabilidad.

De esta forma, la experiencia y conocimientos necesarios aportados por el equipo de técnicos de proyecto para solventar los problemas o indefiniciones no previsibles inicialmente, añaden un valor extra a la calidad de la obra.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MALLA DE TRIPLE TORSIÓN: LA SOLUCIÓN MÁS USADA, SE ACTUALIZA. NUEVA NORMA EUROPEA, EN-10223-3 Y NUEVOS PRODUCTOS.

Roberto MAJORAL[1], José Luis VALDÉS[2] y Alex ESEVERRI[3]

[1] Ingeniero - Director General
A.BIANCHINI, Ingeniero, S.A. (Grupo MACCAFERRI)

[2] Ingeniero – Departamento Comercial
A.BIANCHINI, Ingeniero, S.A. (Grupo MACCAFERRI)

[3] Ingeniero de Caminos C. y P. - Director Comercial
A.BIANCHINI, Ingeniero, S.A. (Grupo MACCAFERRI)

RESUMEN

La malla hexagonal de Triple Torsión, la solución más usada para el tratamiento de Taludes y prevención de desprendimientos, ha sufrido con el tiempo una cierta trivialización. La reciente revisión de la EN 10223-3 aporta nuevos conceptos sobre este producto tradicional, tanto sobre las características mecánicas del mismo como sobre la durabilidad necesaria en cada ambiente atmosférico. Se aportan las bases para un mejor diseño y aplicación del producto y la selección de la calidad adecuada a cada situación ambiental (EN ISO 9223:2012). Se presentan otros productos derivados de la malla de Triple Torsión para el tratamiento de taludes y laderas inestables.

1. INTRODUCCIÓN

No es novedad para nadie que la malla hexagonal de Triple Torsión es la solución más usada para el tratamiento de Taludes frente al riesgo de desprendimientos. Cubre las necesidades en más del 90% de los metros cuadrados de taludes a tratar, de una forma eficaz y económica.

Su merecida popularidad ha conducido a una cierta trivialización de esta solución: con frecuencia se aplica sin la existencia de un proyecto, lo que implica la falta de reflexión sobre las características del producto y su idoneidad, la durabilidad necesaria y/o la forma de instalación más adecuada.

La crisis económica y la competencia desmesurada debida al menor volumen de obra, junto con la introducción de fabricantes exteriores cuya política comercial se basa en los bajos costes laborales, ha reducido peligrosamente la calidad de las obras ejecutadas, poniendo en riesgo la aceptación de un producto y una solución que han demostrado reiteradamente su capacidad de resolver los problemas de caída de piedras en la mayoría de situaciones.

Esta presentación pretende contrarrestar esta tendencia, incrementando el prestigio de la única malla para taludes que dispone de una Euro-Norma (la EN 10223-3), que ahora se ha revisado y que eleva muy sustancialmente los criterios de calidad necesarios para este producto y sus aplicaciones.

2. NOVEDADES INTRODUCIDAS EN LA REVISIÓN DE EN 10223-3 (2012).

This document (FprEN 10223-3:2013) has been prepared by Technical Committee ECISS/TC 106 "Wire rod and wires", the secretariat of which is held by AFNOR.

El CEN, a través del ECISS/TC106 (European Committee for Iron and Steel Standardization; Technical Committee 106) cuya secretaria detenta AFNOR, inició los trabajos para la revisión de la Norma EN 10223-3 en el año 2009. Que a fecha de hoy todavía no hayan finalizado los trabajos para la publicación de la nueva versión, demuestra la intensidad del trabajo realizado.

Hablamos de revisión por una sola razón: partimos de una norma ya existente. Pero realmente el resultado final es una norma nueva, infinitamente más completa, que cubre en mayor profundidad las definiciones y características del producto Malla Hexagonal de Triple Torsión.

2.1 OBJETO DE LA NORMA

El objeto de la norma no ha cambiado:

This European Standard specifies requirements for the dimensions, coatings, test methodology and delivery conditions of steel wire mesh products having meshes of hexagonal shape ***specified for engineering purposes***

Pero la traducción al español de las versiones anteriores debe calificarse de "desafortunada".
Decía: *para aplicaciones industriales*, cuando la expresión correcta era y es:
..... **especificada para propósitos de (uso en) ingeniería**

2.2 NUEVOS PRODUCTOS.

Además de la malla en rollos para tratamiento de taludes, la norma recoge distintas aplicaciones de la malla hexagonal que denominamos Triple Torsión.

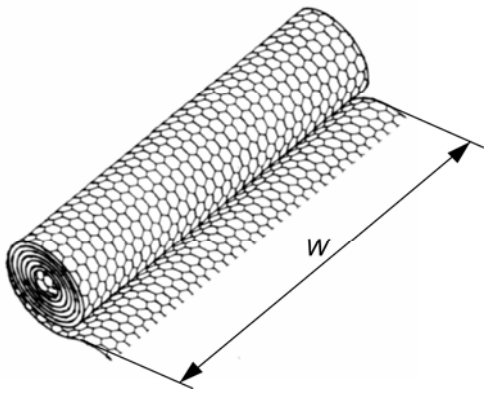


Figura 1: Malla de Triple Torsión en rollos

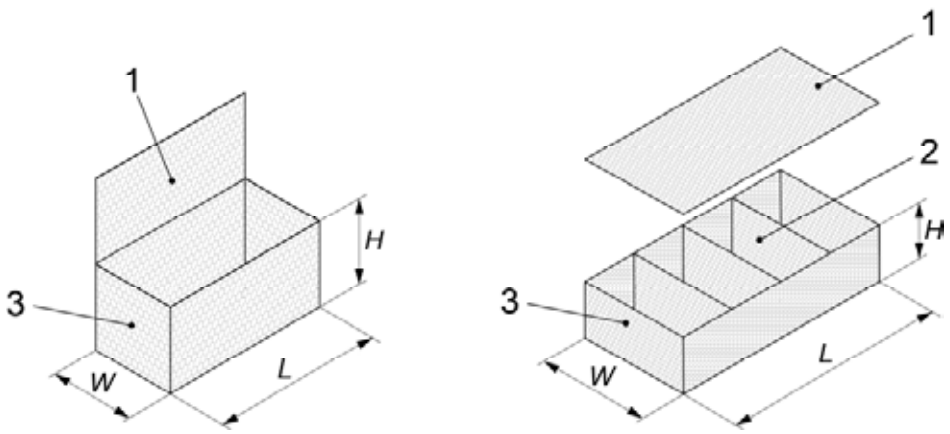


Figura 2: Gaviones.

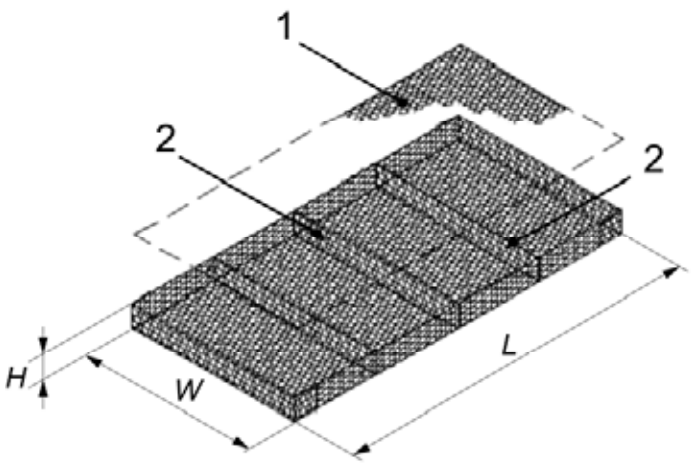


Figura 3: Colchones Recubrimiento

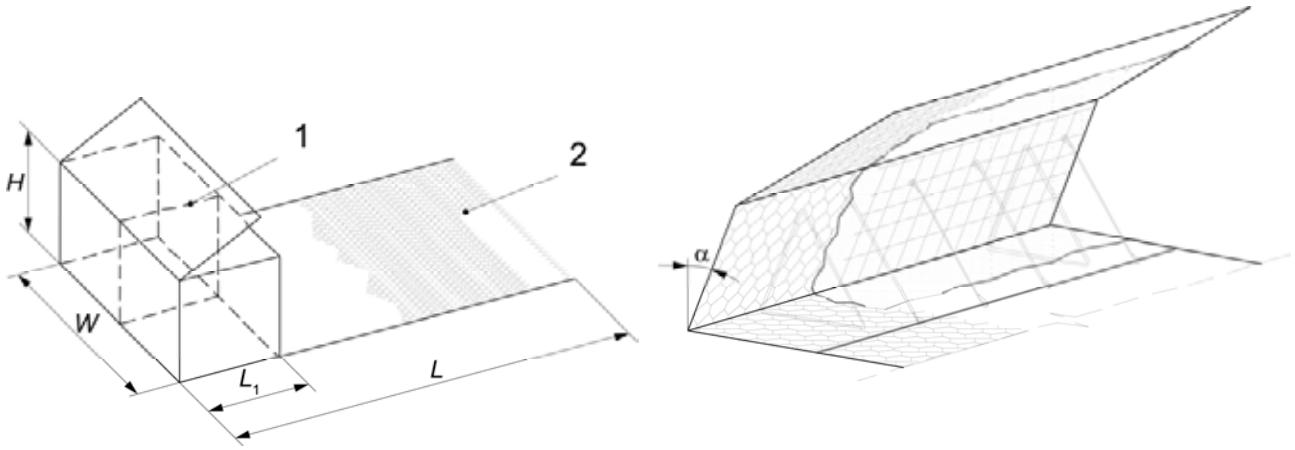


Figura 4: Estructuras de Suelo Reforzado, con paramento vertical (tipo gavión) o vegetalizable (muros verdes). En ambos casos, estas unidades están fabricadas con una sola pieza de malla de Triple Torsión: parte enterrada en el terreno, parte frontal y parte superior, doblada.

Para asegurar el buen funcionamiento de las diversas aplicaciones de la malla de Triple Torsión, la nueva Norma EN 10223-3 introduce varios productos complementarios, como son las Grapas (C-Shaped Rings) de alambre de alto carbono, como alternativa al tradicional "alambre de atar" (Lacing Wire) o el alambre para tirantes (Bracing Tie) con objeto de evitar el abombado de la cara exterior de los gaviones.

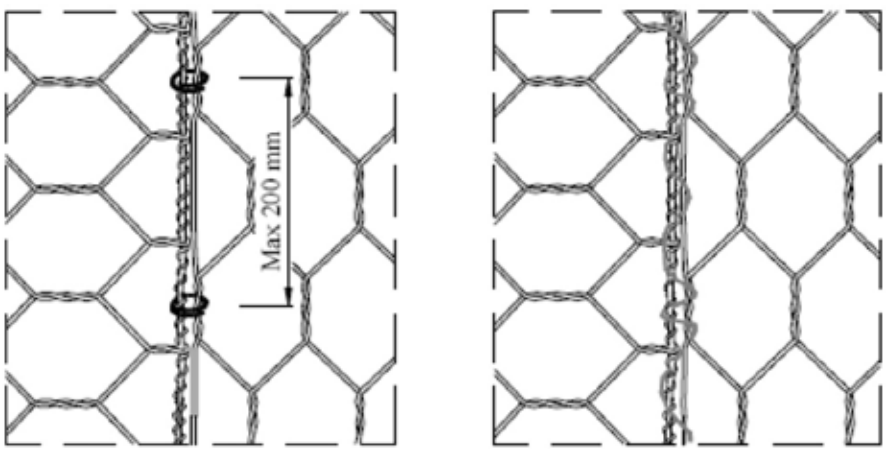


Figura 5: Grapas de acero de alto carbono como alternativa al tradicional alambre de atar.

Las grapas estarán fabricadas con alambre de acero de alto carbono de 3 mm de diámetro, de 1.720 MPa de resistencia a tracción, lo que garantiza una resistencia a la apertura mínima de 2 kN por grapa. Espesor mínimo de recubrimiento: 255 g/m^2 (Clase A de EN 10244-2).

En todos los casos, estos productos complementarios tendrán el mismo tipo de recubrimiento que la malla de Triple Torsión a la que se aplican *("protección contra la corrosión equivalente").*

2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MALLA DE TRIPLE TORSIÓN.

La nueva versión de la Norma EN10223-3 indica que la resistencia a tracción de la malla hexagonal será declarada por el fabricante y determinada según el Test que esta misma norma específica.

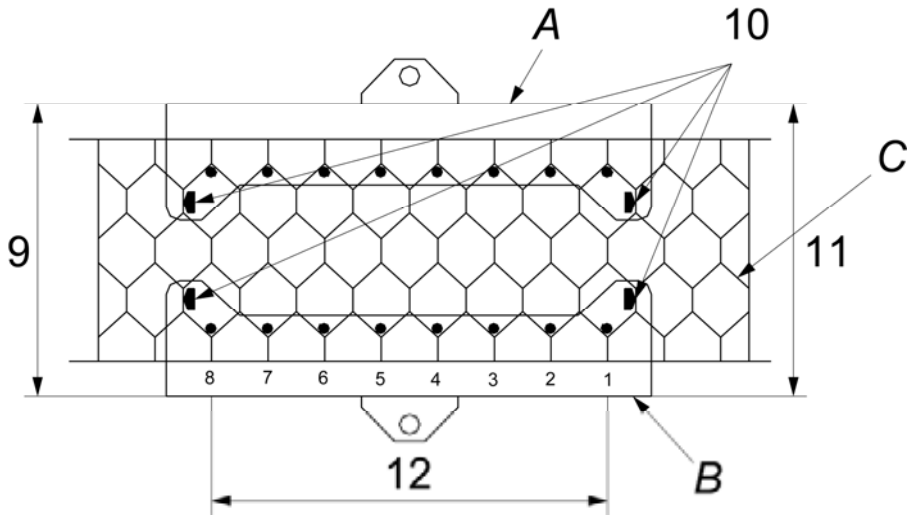


Figura 6: utillaje para el ensayo a tracción de la malla de Triple Torsión de 8 x 10 según EN 10223-3



Figura 7: foto de dicho utillaje en nuestro laboratorio, durante el ensayo de malla 8 x 10 plastificada por extrusión con PVC (diámetro 2,70 / 3,70)

Los cuatro enganches laterales en la placa de ensayo (Nº 10 de la figura 6; dos en la parte inferior y dos en la parte superior) restringirán la muestra lateralmente. Si no se ensaya de esta forma, las mallas se "cierran", aumentando el número de alambres por metro y distorsionando la resistencia a tracción por metro lineal de malla de Triple Torsión. El alargamiento a rotura aparentaría valores exagerados.

El ensayo termina cuando se rompe el primer alambre. La prueba se considera satisfactoria cuando, en una serie de muestras, la primera rotura se produce en diferentes lugares y no siempre cerca de los ganchos. Si fuera así, el test no se consideraría correcto.

Cuando se trate de malla plastificada, además de determinar la resistencia a tracción, una muestra se someterá a una tensión del 50% de la resistencia nominal a tracción y posteriormente se examinará si aparecen grietas en el interior de las torsiones. Con ello se pretende garantizar la durabilidad de la malla plastificada incluso cuando entra en carga.

Tabla 1: Resistencia a Tracción de la Malla Triple Torsión en el sentido longitudinal (sentido paralelo a la torsión)

Tamaño Nominal de la Malla cm	Diámetro del alambre mm	Resitencia a Tracción Longitudinal kN/m
5x7	2,00	37
6x8	2,00	32
	2,20	37
	2,70	50
8x10	2,20	35
	2,70	50
	3,00	60
	3,90	90
10x12	2,70	35
	3,00	37
	3,90	60

La resistencia a tracción de la malla de Triple Torsión debe ser declarada por el fabricante (según indica la Norma). Lo cual significa que el fabricante tiene la obligación de ensayar periódicamente sus mallas para poder certificar un valor característico, que debe figurar en sus certificados a partir de la futura publicación de la Norma EN 10223-3.

Por ello, en el Grupo Maccaferri hemos ensayado, durante muchos años, la resistencia a Tracción de estas mallas. Los valores característicos que podemos garantizar son los que refleja la Tabla 1.

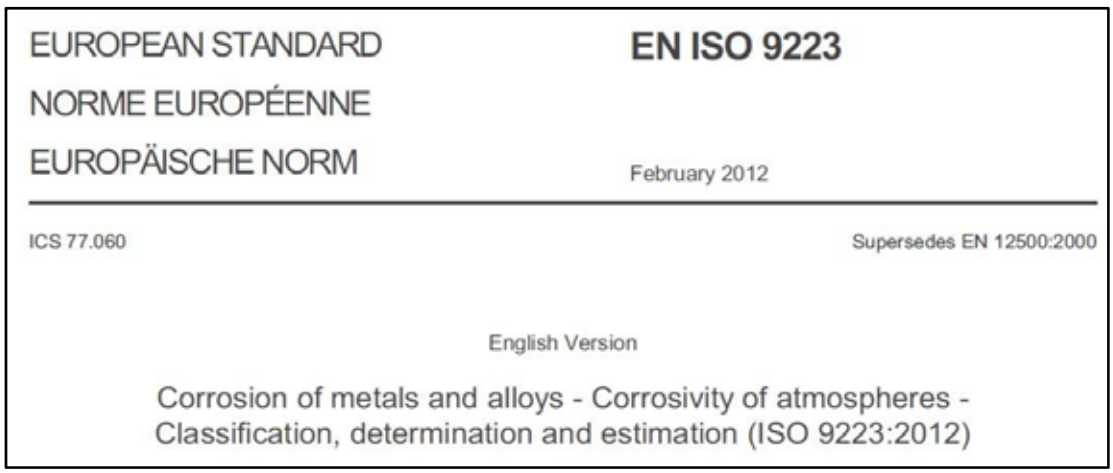
La aplicación de la Malla Triple Torsión en Taludes es solo una de las posibles aplicaciones (además de Gaviones de Gravedad, Colchones Recubrimiento, Terreno Reforzado, Control de la Erosión, etc.). Por ello y por la implantación del Grupo Maccaferri en todo el mundo, la tabla recoge tipos de malla distintos a los habituales en nuestro mercado de Taludes.

Para garantizar estos valores, la nueva versión de la Norma ha cambiado la resistencia unitaria del alambre (en que se basa la resistencia a tracción de la malla) pasando de un rango 350 – 500 MPa, a otro más extenso: 350 – 550 MPa. En consecuencia, el alargamiento mínimo, medido sobre 250 mm, pasa del 10% al 8%.

2.4 RECUBRIMIENTO DE LOS ALAMBRES Y DURABILIDAD.

La versión que anterior de la Norma hablaba solo del recubrimiento del alambre: "*el alambre recubierto de cinc o de aleación de cinc debe satisfacer los requisitos mínimos del Proyecto de Norma Europea prEN 10244-2 (clase A) para la masa de recubrimiento, la adherencia del recubrimiento y, cuando se especifique, la uniformidad del recubrimiento.*"

La nueva revisión de la Norma es mucho más ambiciosa: Partiendo de la clasificación de los ambientes atmosféricos según la Norma EN ISO 9223



EUROPEAN STANDARD

NORME EUROPÉENNE

EUROPÄISCHE NORM

EN ISO 9223

February 2012

ICS 77.060

Supersedes EN 12500:2000

English Version

Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation (ISO 9223:2012)

Figura 8: Portada de la norma EN ISO 9223

Que clasifica los ambientes de C1 a CX según la tabla adjunta

5 Category of corrosivity of the atmosphere

The corrosivity of the atmosphere is divided into six categories (see Table 1).

Table 1 — Categories of corrosivity of the atmosphere

Category	Corrosivity
C1	Very low
C2	Low
C3	Medium
C4	High
C5	Very high
CX	Extreme

Figura 9: Categorías de corrosividad atmosférica según EN ISO 9223

ESTABLECE LA SIGUIENTE TABLA:

Table A.1 – Description of environment of installation site, coating wire requirements *(1 of 3)*

Site Environment level[a] (in accordance with EN ISO 9223:2012, Table 4)	Plastic coating material	Coating	Class[b] (EN 10244-2)	Assumed working life of the product (year)
Low Aggressive: (C2) Dry conditions Temperate zone, atmospheric environment with low pollution e.g. rural areas, small towns (over 100 m above see level). Dry or cold zone, atmospheric environment with short time of wetness, e.g. deserts, sub-arctic areas	-	Zinc	A	25
	-	Zn95%/Al5% alloy	A	> 50
	-	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
Medium aggressive: (C3) Dry conditions Temperate zone, atmospheric environment with medium pollution or some effect of chlorides, e.g. urban areas, coastal areas with low deposition of chlorides e.g. Subtropical and tropical zone, atmosphere with low pollution	-	Zinc	A	10
	-	Zn95%/Al5% alloy	A	25
	-	Zn90%/Al10% alloy	A	> 50
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn95%/Al5% alloy	A	> 120
	Polyamide (PA6)		E	
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
	Polyamide (PA6)		E	

Site Environment level[a] (in accordance with EN ISO 9223:2012, Table 4)	Plastic coating material	Coating	Class[b] (EN 10244-2)	Assumed working life of the product (year)
High aggressive: (C4) Wet conditions Temperate zone, atmospheric environment with high pollution or substantial effect of chlorides, e.g. polluted urban areas, industrial areas, coastal areas, without spray of salt water, exposure to strong effect of de-icing salts e.g. Subtropical and tropical zone, atmosphere with medium pollution industrial areas, coastal areas, shelter positions at coastline	-	Zn95%/Al5% alloy	A	10
	-	Zn90%/Al10% alloy	A	25
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn95%/Al5% alloy	A	120
	Polyamide (PA6)		E	
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	>120
	Polyamide (PA6)		E	

Figura 10: Anexo A de FprEN 10223-3:2013 (1ª parte)

Site Environment level[a] (in accordance with EN ISO 9223:2012, Table 4)	Plastic coating material	Coating	Class[b] (EN 10244-2)	Assumed working life of the product (year)
Very High aggressive: (C5) Wet conditions Temperate and subtropical zone, atmospheric environment with very high pollution and/or important effect of chlorides, e.g. industrial areas, coastal areas, shelter positions at coastline Subtropical and tropical zone (very high time of wetness), atmospheric environment with very high pollution SO2 (higher than 250 µg/m3) including accompanying and production ones and/or strong effect of chlorides, e.g. extreme industrial areas, coastal and off shore areas, occasionally contact with salt spray	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn95%/Al5% alloy	A	120
	Polyamide (PA6)		E	
	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
	Polyamide (PA6)		E	
Extreme aggressive: (CX) Subtropical and tropical zone (very high time of wetness), atmospheric environment with very high pollution SO2 (higher than 250 µg/m3) including accompanying and production ones and/or strong effect of chlorides, e.g. extreme industrial areas, coastal and off shore areas, occasionally contact with salt spray.	Polyvinyl chloride (PVC)	Zn90%/Al10% alloy	A	> 120
	Polyester (P)Polyamide (PA6)		E	

Figura 10: Anexo A de FprEN 10223-3:2013 (2ª parte)

EN 10223-3:2013 ESTABLECE EL RECUBRIMIENTO NECESARIO SEGÚN EL AMBIENTE ATMOSFÉRICO Y ESTABLECE UNA "VIDA ÚTIL DEL PRODUCTO".

El concepto "Vida Útil del Producto" requiere una explicación: En el apartado 3.2, Tabla 2 del Documento Guía F de la Directiva Europea 89/106/CEE sobre productos de Construcción se define (extraído del pie de Tabla A.1 de FprEN 10223-3:2013)

***Vida Útil (de producto)**: Es el período de tiempo durante el cual el rendimiento de un producto se mantiene a un nivel que permite el funcionamiento correcto de un bien correctamente diseñado y ejecutado para cumplir los requisitos básicos (es decir, las características esenciales de un producto cumplen o exceden los valores mínimos aceptables, sin incurrir en grandes costes para reparación o sustitución). La vida útil de un producto depende de su inherente durabilidad y de una instalación y un mantenimiento normales.*

Una precisión importante: la "vida útil de un producto" depende de muchos factores fuera del control del productor, tales como el diseño, la ubicación del uso (exposición), la instalación, el uso y el mantenimiento. El concepto "vida útil de un producto" no puede interpretarse como una garantía dada por el fabricante.

De la Tabla anterior podemos destacar las siguientes ideas básicas:

- El galvanizado con "solo" Zinc, aún siendo de Clase A según EN 10244-2 (comúnmente denominado "Galvanizado Reforzado") es utilizable en ambiente C2 (pero con vida útil de 25 años) y en ambiente C3 (pero con solo 10 años de vida útil). Nunca en ambiente húmedo o en presencia de spray salino.

- La Directiva Europea 89/106/CEE sobre Productos de Construcción establece una durabilidad mínima de 50 años para estructuras permanentes. Por tanto, la calidad de galvanizado con 95% de Zinc y 5% de Aluminio ya es imprescindible en ambiente C2 = *Ambiente poco agresivo. Condiciones secas. Atmósferas poco contaminadas como áreas rurales o pequeñas poblaciones (a más de 100 metros del mar). Zonas de humedad baja.* En ambiente C3 (Agresividad media; Condiciones secas) la "Vida Útil" de esta calidad será de 25 años.

- La nueva versión de la Norma introduce una nueva calidad: Galvanizado con aleación de 90% de Zinc y 10% de Aluminio. Permite una "Vida Útil" mayor de 50 años en Ambiente C3 = *Ambiente de agresividad media. Condiciones secas. Atmósferas con contaminación media o con influencia "leve" de cloruros. Por ejemplo, áreas urbanas o cercanas a la costa con baja exposición a cloruros; Zonas tropicales con baja contaminación.*

- Para Ambiente C3 o en todas las condiciones húmedas (C4, C5 y CX), las calidades plastificadas aportan una vida útil superior o igual a 120 años. La relación durabilidad/precio de las calidades plastificadas está fuera de toda duda.

- En ambientes C5 y CX no se contempla el uso de calidades sin recubrimiento orgánico. En ambiente C4, aún con la calidad 90%Zn10%Al no se superan los 25 años, con la calidad 95%Zn5%Al solo se cubren 10 años y la calidad solo Zn ni se contempla.

- La propia Norma establece: los Gaviones en contacto con agua (en condiciones salinas o con agua contaminada) y/o en contacto con soluciones alcalinas o gaviones que están sujetos a condiciones abrasivas (tormentas de arena, ...) se harán con alambre galvanizado y plastificado o con alambre inoxidable.

3. PRODUCTOS DERIVADOS DE LA MALLA TRIPLE TORSIÓN

BIANMAT® R Es una Geomanta reforzada, compuesta por una Malla metálica de Triple Torsión íntimamente unida durante la fase de producción a una geomanta de polímero con matriz extorsionada en tres dimensiones.



Figura 1: BianMat® R favorece la vegetalización del Talud

El producto está disponible en dos mallas: 6x8-2,20 y 8x10-2,70, con todas las propiedades de las Mallas de Triple Torsión descritas anteriormente.

Se fabrica en dos calidades de recubrimiento, para adaptarse a cualquier circunstancia de agresividad atmosférica:

- Galfan® 95%Zn5%Al, en Clase A según EN 10244-2
- Galfan® Clase A + recubrimiento de PVC

Y en dos colores standard: negro y marrón.

Peso geomanta polimérica: 0,5 Kg/m^2
Porosidad: mínimo 90% de huecos, para favorecer la vegetalización del talud

La aplicación de geomantas poliméricas para control de la erosión en taludes, debido a la escasa resistencia a tracción de dichas mallas, requiere una gran densidad de piquetas. Aún así, si se producen pequeños desprendimientos, con frecuencia provocan la rotura de las geomantas.

Aplicando una geomanta y encima una Malla de Triple Torsión (en dos capas separadas) se mejora la resistencia del conjunto, pero sigue siendo posible la rotura y deslizamiento de la geomanta por debajo de la malla metálica.

El uso de Bianmat® R (con una sola colocación) resuelve de forma ideal el revestimiento de taludes cuando la vegetalización es requerida. Con menos piquetas de adose, la malla metálica "libera" de cualquier esfuerzo a la malla polimérica y por tanto evita su rotura.

Los menores costes de colocación (una sola capa, sin solapes, menos piquetas) y las mejores prestaciones mecánicas, han hecho de este producto uno de los preferidos en taludes de suelo, donde el crecimiento de la vegetación es posible (por las condiciones climatológicas y la inclinación del talud). La aplicación de tierra vegetal o sustrato, o una hidrosiembra ayudarán a los mejores resultados.

REFERENCIAS

FprEN 10223-3:2013 - S*teel wire and wire products for fencing and netting - Part 3: Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes.* *Prepared by Technical Committee ECISS/TC 106 "Wire rod and wires", the secretariat of which is held by AFNOR.*

EN 10218-1 - *Alambres y productos trefilados de acero. Generalidades. Parte 1:* M*étodos de ensayo.*

EN 10218-2 - *Alambres y productos trefilados de acero. Generalidades. Parte 2: Medidas y tolerancias.*

EN 10244-1 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos metálicos no ferrosos sobre alambre de acero. Parte 1: Principios generales.*

EN 10244-2 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos metálicos no ferrosos sobre alambre de acero. Parte 2: Recubrimientos de cinc o de aleación de cinc.*

EN 10245-1 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos orgánicos del alambre de acero. Parte 1: Reglas generales.*

EN 10245-2 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos orgánicos del alambre de acero. Parte 2: Alambre recubierto de PVC.*

EN 10245-3 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos orgánicos del alambre de acero. Parte 3: Alambre recubierto de PE.*

EN 10245-5 - *Alambres de acero y productos de alambre. Recubrimientos orgánicos del alambre de acero. Parte 5: Alambre recubierto de poliamida.*

EN ISO 4892-2 - *Plásticos. Métodos de exposición a fuentes luminosas de laboratorio. Parte 2: Lámparas de arco de xenón (ISO 4892-2:2006)*

EN ISO 4892-3 - *Plásticos. Métodos de exposición a fuentes luminosas de laboratorio. Parte 3: Lámparas UV fluorescentes (ISO 4892-3:2006)*

EN ISO 6988 - *Recubrimientos metálicos y otros recubrimientos no orgánicos. Ensayo al dióxido de azufre con condensación general de la humedad. (ISO 6988:1985).*

EN ISO 9227 - *Ensayos de corrosión en atmósferas artificiales. Ensayos de niebla salina. (ISO 9227:2012).*

EN ISO 9223:2012 - *Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation (ISO 9223)*

EN ISO 16120-1 - *Alambrón de acero no aleado para la fabricación de alambre. Parte 1: Requisitos generales. (ISO 16120-1:2011).*

EN ISO 16120-2 - *Alambrón de acero no aleado para la fabricación de alambre. Parte 2: Requisitos específicos del alambrón de uso general. (ISO 16120-2:2011).*

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

PROBLEMAS PLANTEADOS Y MEDIDAS CORRECTORAS ADOPTADAS EN LA EXCAVACIÓN DEL DESMONTE Nº 8 DE LA CV-13 (CASTELLON)

Francisco-Ángel IZQUIERDO SILVESTRE[1], Francisco ZAMARBIDE GARCÍA[2] y María Elvira GARRIDO DE LA TORRE[1]

[1] Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

[2] Direcció General d'Obres Públiques, Projectes Urbans i Habitatge
Conselleria D'Infraestructures, Territori i Medi Ambient
Generalitat Valenciana

RESUMEN

La nueva CV-13 constituye un nuevo e importante eje en la provincia de Castellón. Su trazado se ubica en una zona geológicamente compleja y algunos de los desmontes ejecutados mostraron patologías que debieron resolverse en un marco de importantes condicionantes medioambientales. El denominado "Desmonte nº 8" fué excavado en un macizo calcáreo cretácico muy fracturado y karstificado que exigió una singular campaña de investigación. En la comunicación, se presentan los problemas planteados, se describe la campaña de investigación geotécnica acometida y, finalmente, se exponen las medidas ejecutadas.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera CV-13, puesta recientemente en servicio, es una vía de calzada única interurbana, diseñada para una velocidad específica de 100 km/h. Con posibilidad de desdoblamiento futuro en autovía, tiene funciones de biela, conectando la autovía CV-10 y el corredor costero (AP7 y N340), y se constituye además en la principal vía de comunicación de las Instalaciones Aeroportuarias de Castellón.

Su longitud es de 16'5 kilómetros y discurre por una orografía muy accidentada, habiéndose tenido que ejecutar 20 desmontes en difíciles condiciones geotécnicas y en un marco severo de condicionantes medioambientales que requirieron importantes medidas de integración medioambiental y paisajística (Izquierdo et al., 2009).

En Proyecto, y por motivos medioambientales, para los desmontes se propuso una excavación con bermas de 1,5 m de anchura y de 5 m de altura, y por la futura ampliación por el lado derecho, un talud izquierdo inclinado al 3V:1H y el derecho al 2V:1H.

Con las primeras excavaciones, se detectaron condiciones geotécnicas más desfavorables que aconsejaron la unificación de los taludes al 2V:1H, y tras comprobar la práctica imposibilidad de excavar las bermas proyectadas, incluso con voladuras de precorte muy cuidadosas, se adoptó, en algunos de los desmontes de mayor altura, una anchura de berma mínima de 3 m.

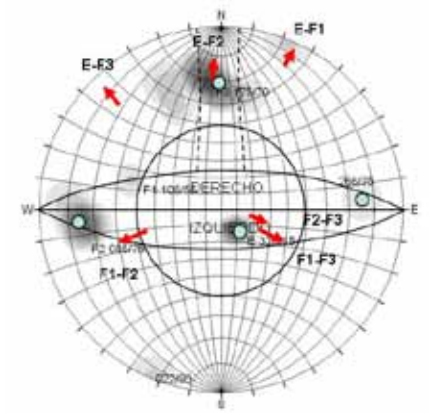
En cualquier caso, ante la seria patología de caídas de piedras que comenzaron a mostrar los taludes, y en orden a controlarla, se adoptó como medida sistemática la disposición de cunetones tipo Ritchie, con distancia horizontal de 5 metros entre el talud y el borde de calzada. Según Pierson (2001), esta medida se presentaba muy eficaz para las inclinaciones adoptadas y con alturas inferiores a 12-15 metros. Para alturas superiores, se hacía necesario ampliar el cunetón, tender malla metálica, disponer de valla o de murete en el pie.

El denominado "*Desmonte nº 8*" se ubica entre el P.K. 4+630 y el P.K. 5+090, tramo en donde el trazado de la CV-13 es curvo, variando el rumbo del eje desde 115ºE a 77ºE. Presenta alturas máximas de 30 metros (talud izquierdo) y de 20 metros (talud derecho), y afecta esencialmente a los materiales carbonatados cretácicos albienses.

Las primeras voladuras pusieron de manifiesto un macizo muy fracturado, señalando un serio problema de desprendimientos rocosos, y con un elevado grado de karstificación que exigió acometer una campaña de investigación específica para detectar posibles cavidades con riesgo de colapso por debajo de la explanada, y más aún, en tanto y en cuanto el marco legal de la Comunidad Valenciana protege, con carácter general, todas las cuevas, simas y demás cavidades, prohibiendo su alteración o destrucción de sus características físicas o de sus condiciones de equilibrio ecológico.

2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

El Desmonte nº 8 se ubica en un entorno geológico complejo. Afectó esencialmente a los materiales del Albiense Superior-Cenomaniense, intensamente fracturados y constituidos por una alternancia de calizas con orbitolinas y de margas.



	FAMILIAS REPRESENTATIVAS			
	Estratificación	F3	F2	F1
Orientación	320º/10º	175º/70º	085º/76º	108º/76º
Espaciamiento	*Medianamente separadas a separadas*			
Continuidad	*Muy alta*	*Alta*		
Rugosidad	*Ondulada - Rugosa*			
Apertura	*Abierta a muy ancha*	*Parcialmente cerrada*		*Cerrada*
Relleno	*Margo arenosos*	*Arcilloso ocasional*		-
Presencia de	*Junta seca con evidencia de circulación ocasional agua*			

Figura 1.- Familias de discontinuidades. Análisis estereográfico de estabilidad.

Las calizas, que mostraban procesos kársticos, proporcionaron valores de la resistencia a compresión simple superiores a 30 MPa y pesos específicos del orden de los 26 kN/m^3.

Las características tectónicas de la zona son algo complejas y el macizo rocoso presenta una elevada fracturación.

En las diversas estaciones geomecánicas ejecutadas, se diferenciaron cuatro familias bien desarrolladas: La estratificación (**E**), con escaso buzamiento, y tres familias con fuertes buzamientos asociadas a las direcciones de fracturación regional.

Con los taludes 2V:1H, se obtuvieron valores del SMR comprendidos entre 50 y 60 en el talud izquierdo, y entre 45 y 55 en el derecho, valores que se sitúan en el límite de los tratamientos sistemáticos.

3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En el talud derecho, los análisis iniciales de estabilidad mostraban riesgos de vuelcos y de deslizamiento de cuñas que aconsejaron el retendido al 1V:1H (Figura 1).

En el talud izquierdo, los análisis de estabilidad solo apuntaban ligeros riesgos por deslizamientos de cuñas, si bien la elevada densidad de discontinuidades, esencialmente en la zona de coronación, y la irregularidad del paramento señalaron una patología seria de caídas de rocas que exigió un estudio profundo una vez finalizada la excavación del desmonte.

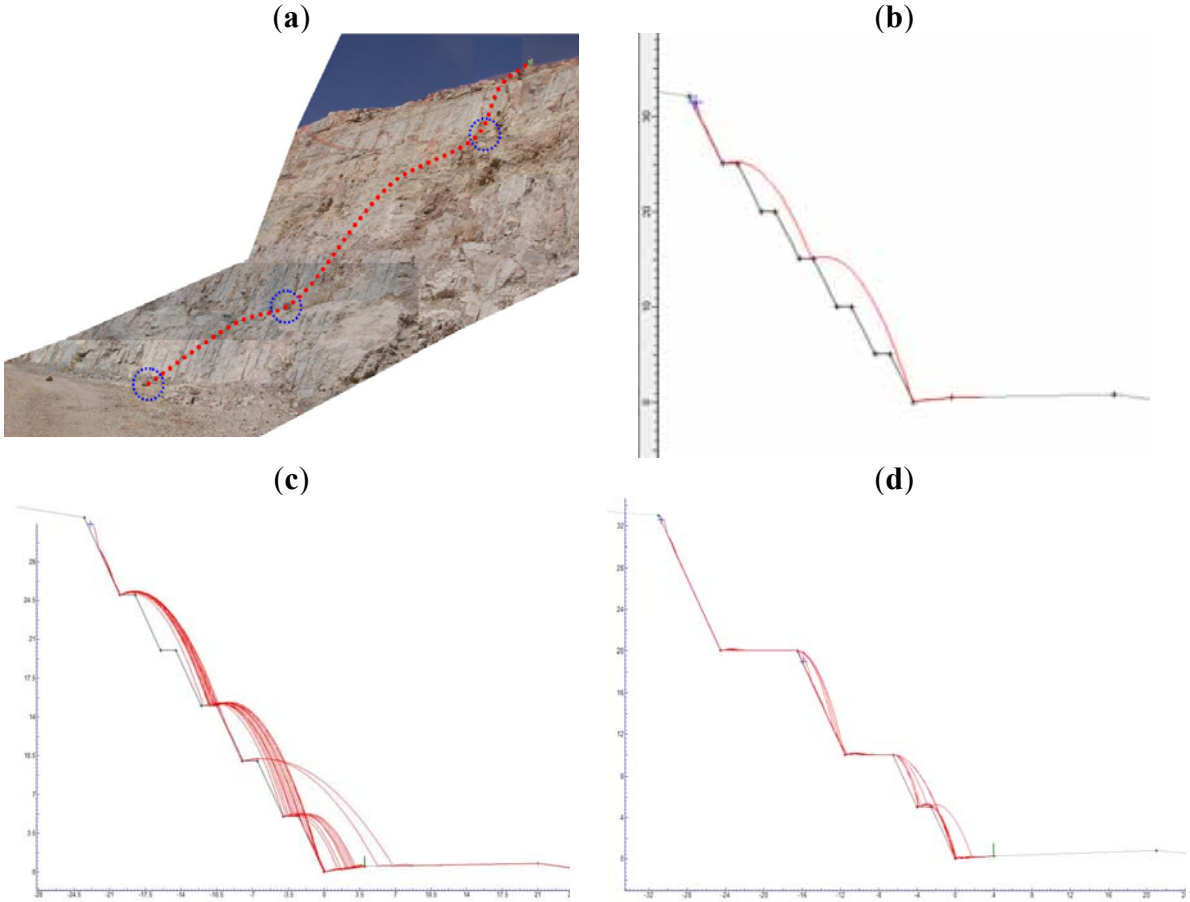


Figura 2.- (**a**) Ensayo in situ de caídas de rocas. (**b**) Calibración del RocFall. (**c**) Sección de Proyecto y barrera rígida. (**d**) Solución adoptada.

Para analizar el problema de los desprendimientos rocosos se utilizó el programa *RocFall* 4.0 de RocScience que utiliza un procedimiento de masas discretas, es decir, la masa rocosa desprendida se concentra en un punto.

El análisis presenta como inconveniente la dificultad de estimar los valores de los parámetros de cálculo, razón por la que el modelo debe calibrarse, variando paulatinamente los parámetros de entrada, hasta alcanzar un ajuste razonable con alguna determinación real.

En consecuencia, y con objeto de disponer de resultados reales de apoyo, se efectuaron ensayos in situ de caídas de rocas, dejándose caer desde la coronación bloques rocosos del entorno, con pesos comprendidos entre 10 y 15 kg (Figura 2-a). Las trayectorias eran seguidas con detalle y se medían los alcances, que se situarón, salvo en un ensayo, en torno a los 7-9 metros.

La mayoría de las trayectorias reales mostraron dos puntos de rebote. Adoptando esta forma y el máximo alcance medido (Figura 2-b), el mejor ajuste se alcanzó con los siguientes valores:

- Masa equivalente: 10 kg
- Velocidad vertical: 1 m/s
- Velocidad horizontal: 1 m/s
- Velocidad angular inicial: 0 rad/s (Pero se considera en el cálculo)
- Coeficiente de Restitución Normal escalado por la velocidad
- Ángulo de rozamiento estimado en función del coeficiente de restitución tangencial.
- Coeficientes de restitución:

  Talud: RN=0,53 y RT=0,99
  Explanada: RN=0,35 y RT=0,85

Calibrado el modelo, ya es posible acometer el análisis que proporcionó unos resultados muy interesantes. Y así, la sección tipo inicial con pequeñas bermas iniciales adolece de un serio problema de desprendimientos que no puede controlarse ni siquiera con la disposición en el pie de una barrera rígida tipo New Jersey (Figura 2-c). La solución del problema exigió, además de la barrera rígida en el pie, modificar la geometría del talud izquierdo, adoptándose dos bermas superiores de 10 metros de altura y anchuras de 8 y 5 metros (Figura 2-d).

4. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

Finalizada la reexcavación del talud izquierdo, y en orden a minimizar futuras inestabilidades superficiales, se consideró conveniente diferenciar zonas potencialmente inestables y actuar con medidas ya adoptadas en otros desmontes (Figura 3):

- Tendido de malla metálica de triple torsión de 2’7 milímetros de diámetro. En zonas fracturadas y en aquellas en donde se requiere actuar con gunita armada.

- Eliminación de voladizos o tendido de malla en la coronación del desmonte.

- Gunita. Como revestimiento y sellado de zonas muy meteorizables y/o fracturadas.

- Gunita armada con malla metálica de triple torsión, sujeta al talud con bulones cortos.

- Tratamiento de fallas con gunita armada y drenada con medias cañas.

- Relleno de cavidades kársticas, con escollera convenientemente drenada.

- Muletas de apoyo de voladizos, materializadas con muros de escollera.

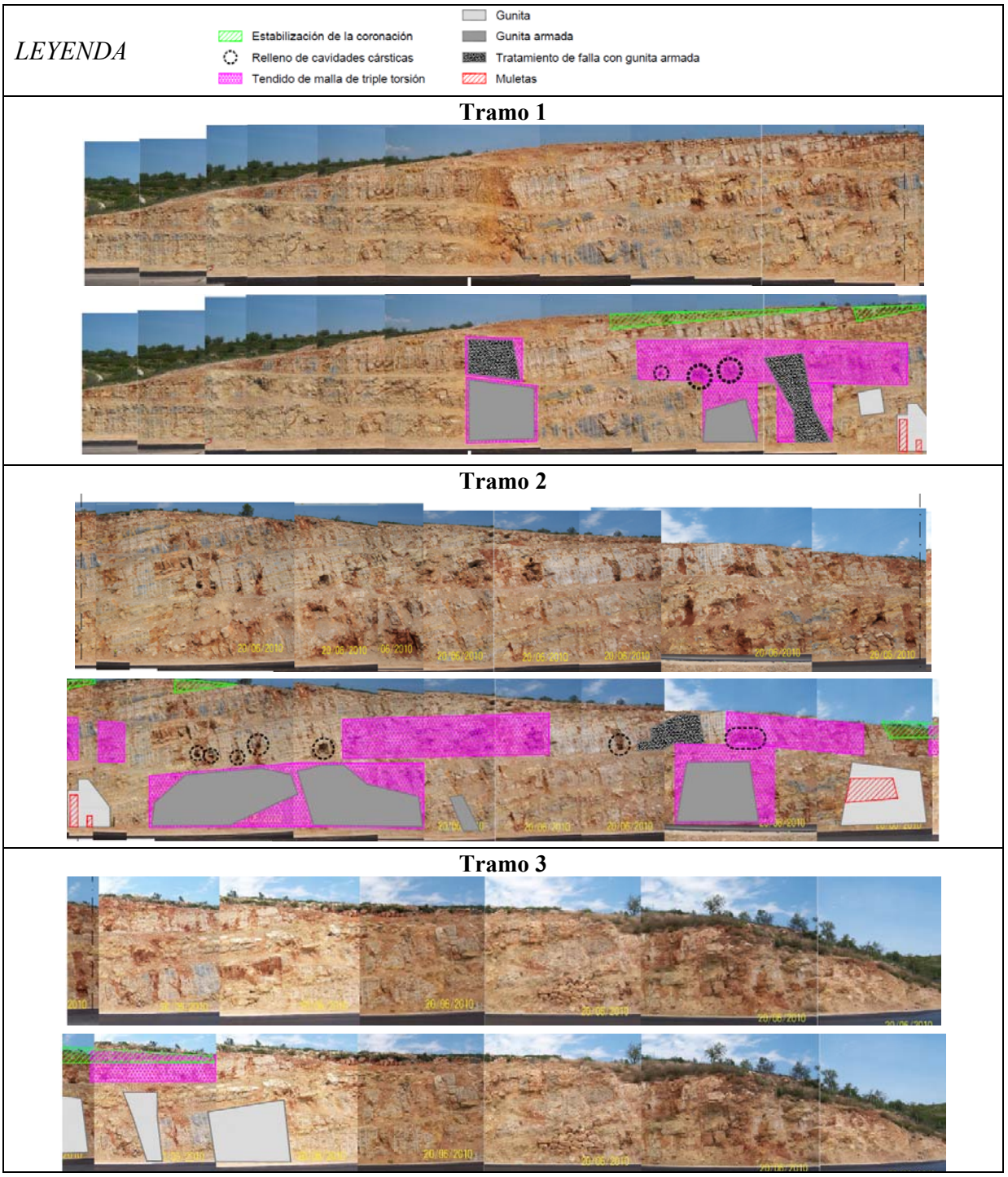


Figura 3.- Desmonte 8. Talud izquierdo. Zonificación y medidas de actuación.

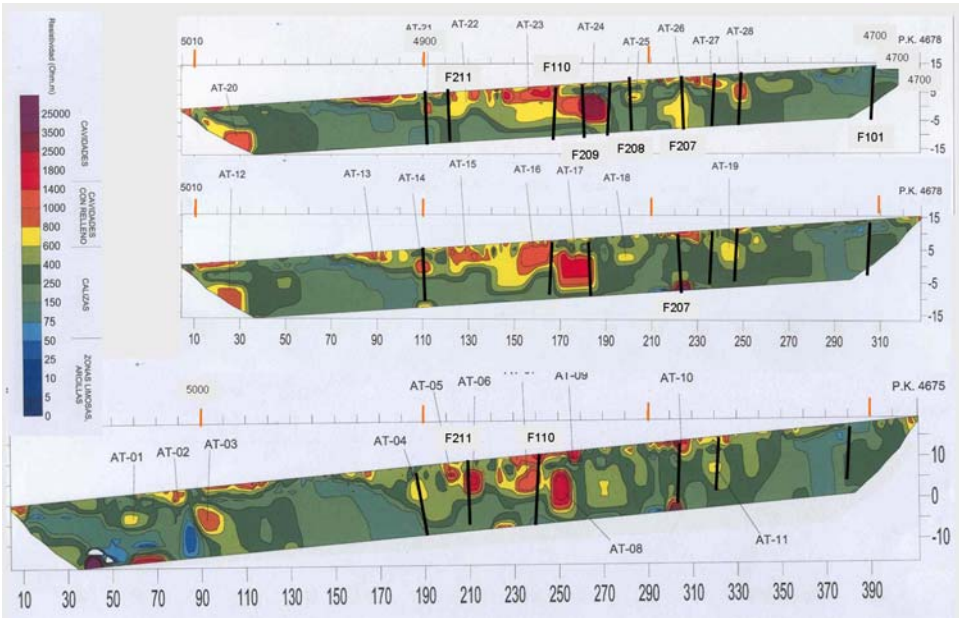


Figura 4.- Perfiles de tomografía eléctrica.

Casi dos años después de la puesta en servicio de la carretera, el desmonte se ha comportado satisfactoriamente, incluso tras sufrir episodios de fuertes lluvias.

5. PROBLEMÁTICA KÁRSTICA

En la excavación del desmonte afloraron cavidades kársticas de dimensiones muy variadas, alguna de ellas, tal como la cueva kárstica del talud derecho y una sima en el fondo de caja, poseían tal envergadura que permitieron su exploración espeleológica.

Puesto que cabía la posibilidad de existir cavidades que, por su escaso recubrimiento y/o por sus dimensiones, fuesen potencialmente inestables frente a las cargas impuestas por la CV-13, y teniendo en cuenta el marco legal de la Comunidad Valenciana sobre protección de cuevas y demás cavidades, se consideró oportuno emprender una campaña de investigación geofísica para detectar y caracterizar por debajo del fondo de excavación la presencia de cavidades.

A priori, se consideró esencial identificar y replantear todas las discontinuidades relevantes del desmonte y estudiar las características kársticas del macizo, observándose que muchas cavidades kársticas se desarrollaban a favor de las cuñas F1-F2, en ocasiones limitadas por una discontinuidad F3 y, en muchos casos, truncadas por planos de estratificación.

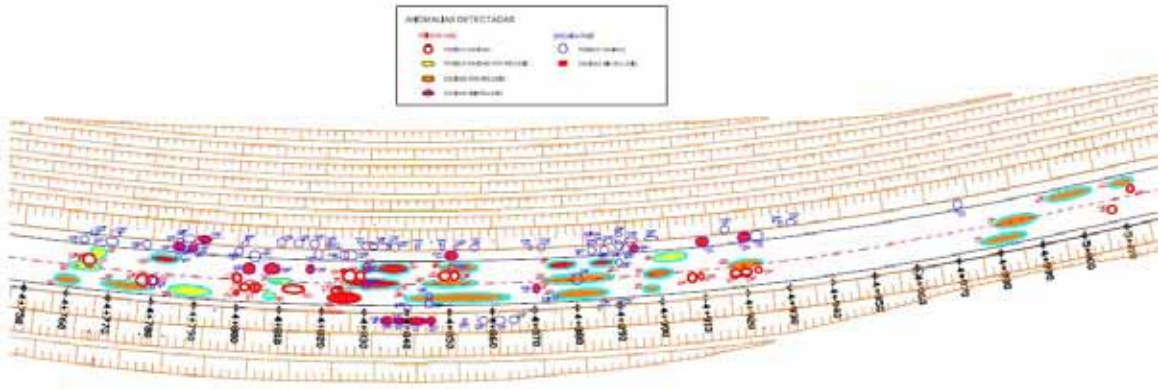


Figura 5.- Planta de anomalías.

La campaña geofísica tuvo dos fases. En la primera, se realizaron 3 perfiles longitudinales a la traza de tomografía eléctrica, y con georradar, 2 perfiles longitudinales y 7 transversales, utilizando una antena de 250 MHz, con toma de datos hasta los 10 metros de profundidad y registro de señal hasta los 4,5 – 5 m.

Para la tomografía eléctrica se utilizó una configuración dipolo-dipolo de alta resolución, con 48 electrodos, realizando un total de 668 medidas por sección de 160 metros en planta. Los datos de campo fueron filtrados e interpretados con diferentes métodos de inversión.

Los tres perfiles eléctricos señalaron claramente las fracturas importantes y presentaron una buena correlación transversal (Figura 4). La mayor parte de las "anomalías" se situaban con profundidades inferiores a 5 metros y mostrando dimensiones muy variadas. Una de ellas (AT-24) alcanzaba una sección de 140 m^2 y otra (AT-25) los 100 m^2 y a escasa profundidad.

En la segunda fase, se realizaron 5 perfiles longitudinales y 21 perfiles transversales de georradar, para aclarar las lagunas de información y complementar la existente (Figura 5).

La estudio geofísico mostraba claramente que la mayoría de las "anomalías" se presentaban entre el PK 4+760 y el PK 4+940, agrupándose según las direcciones de las principales fracturas y localizándose el 40% entre 1 y 1,5 m por debajo de la explanada, pero quedaban dudas sobre la interpretación y dimensiones de las cavidades.

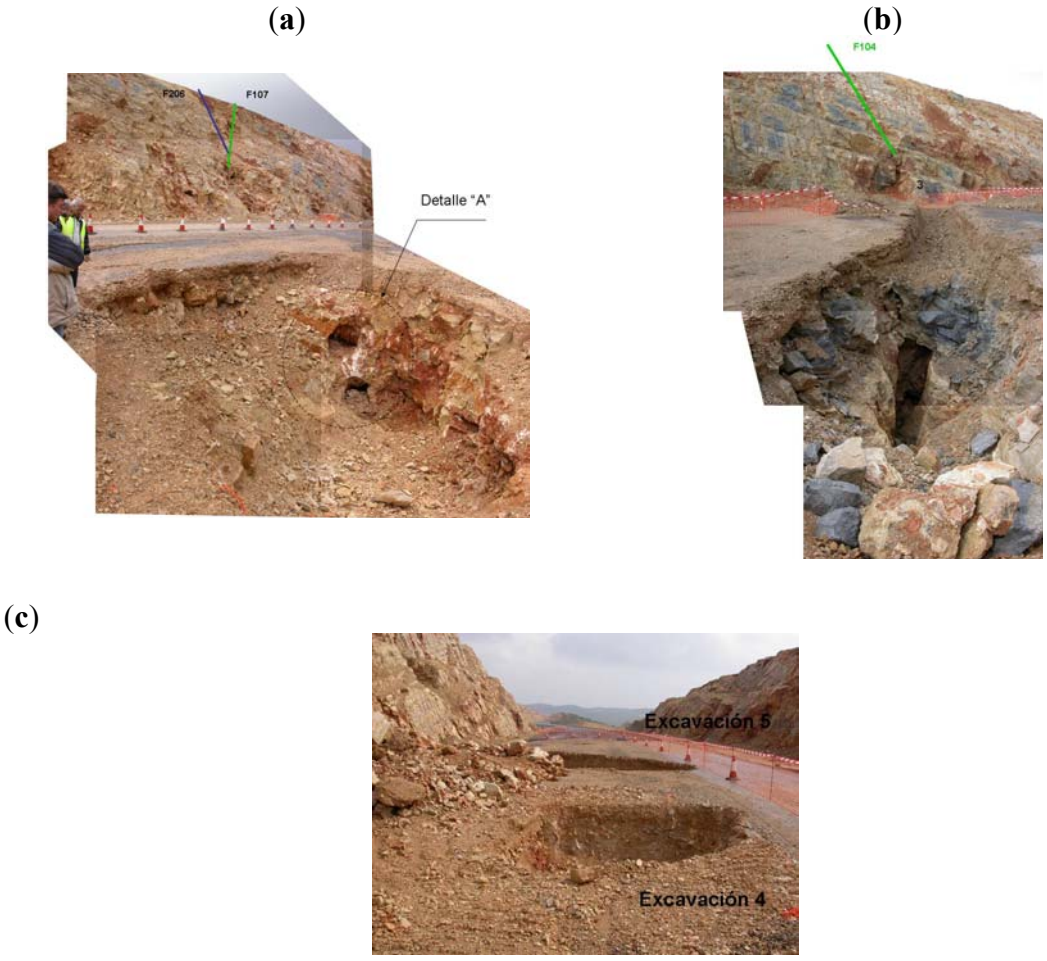


Figura 6.- Excavaciones en fondo de caja **(a)** Sima S-2) (**b**) PK 4+755 (**c**) PK 4+811 y PK 4+830.

En consecuencia, en las zonas con elevadas concentraciones de anomalías, se decidió descubrir las posibles cavidades con excavaciones (Figura 6), que llegaron en ocasiones a los 3 metros de profundidad, y actuar seguidamente conforme a los siguientes criterios:

- *Simas aisladas*. Si su volumen no es grande, se rellenarán con un material granular y se impermeabilizará la superficie. Si el relleno es inviable (por ejemplo, sima S-2) deberán ser puenteadas con una losa de hormigón armado en la que se dejará una trampilla o brocal con tapa que permita el acceso a la sima de personal especializado.

- *Tratamiento sistemático de una zona*. Cuando la densidad de cavidades es muy elevada, y éstas son pequeñas y superficiales (sería el caso del tramo PK 4+820 al 4+840), se propuso el relleno con material granular e impermeabilización superficial.

Finalmente, se concluyó que la interpretación geofísica resultó ser en conjunto acertada gracias al reconocimiento previo de apoyo, si bien, las dimensiones y densidades reales de las cavidades fueron inferiores a las estimadas.

6. AGRADECIMIENTOS

Los Autores desean expresar su agradecimiento por las facilidades prestadas para hacer posible esta comunicación, a la Conselleria d' Infraestructures, Territori i Medi Ambient, y a los Ingenieros D. Pedro Rodríguez (CIOPU-INDECAS, UTE), D. Alfonso Mascagni y D. Francisco José García Novillo (UTE FCC-BECSA),

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

Garrido, M.E. 2011. *Estabilización de las formas cársticas y de los taludes del desmonte nº 8 (P.K. 4+630 a P.K. 5+060) excavado para la nueva carretera CV-13 Torreblanca-Instalaciones Aeroportuarias de Castellón.* P.F.C. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. U.P.V.

Hungr, O. and Evans, S.G., 1989. *Engineering aspects of rockfall hazard in Canada*. Geological Survey of Canada, Open File 2061, 102 pages.

Izquierdo, F.A., Zamarbide, F., Rodríguez, P., Serón, J.B., 2009. Corrección y tratamientos de desmontes inestables en la construcción de la CV-13 (Castellón). In: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Editors), *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, pp. 1263-1273.

Izquierdo, F. A., 2009. *Nueva carretera CV-13. Asesoría geotécnica desmonte 8. Informe geológico-geofísico. Problemática de cavidades.* No publicado.

Ministerio de Fomento, 1996. *Protección contra desprendimientos de rocas. Pantallas dinámicas*. Secretaria de estado de Infraestructuras y Transportes. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento.

Pfeiffer, T.J., and Bowen, T.D., 1989. Computer Simulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*. Vol. XXVI, No. 1, 1989 p 135-146.

Pierson, L.A., Gullison, C.F., Chassie, R.G., 2001. *Rockfall catchment area design guide. Final Report SPR-3(032)*. Oregon Dept. Trans., Federal Highway Administration, 78 pp.

Romana, M. 1995. The geomechanics classification SMR for slope correction. *Proc. 8th Int. ISRM Congress* (Fujii ed.).

Romana, M. Serón J.B. y Montalar, E., 2001. La clasificación geomecánica SMR. Aplicación experiencias y validación. *V Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*. Madrid, pp. 393-404.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO Y MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES ROCOSOS EN FORMACIONES VOLCÁNICAS DEL SUR DE GRAN CANARIA Y FUERTEVENTURA, ISLAS CANARIAS

A. Lomoschitz Mora-Figueroa[1]*, A. Cilleros Conde[1], E. Sanz Pérez[2] e I. Menéndez-Pidal de Navascués[2]

[1] Departamento de Ingeniería Civil
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria
alomoschitz@dic.ulpgc.es

[2] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

El relieve natural de las islas volcánicas montañosas tiene profundos barrancos, taludes rocosos de pronunciadas pendientes y elevados acantilados costeros. Las formaciones geológicas de origen volcánico incluyen materiales rocosos y suelos muy heterogéneos en cuanto a su disposición espacial y comportamiento geomecánico. Además, en las zonas del sur de Gran Canaria y Fuerteventura, con frecuencia las construcciones civiles y de edificación muestran altos taludes practicados en el terreno y, como resultado, en diversos puntos se ven afectados por desprendimientos de rocas y deslizamientos. En el presente trabajo se muestran dos casos de estudio: 1) Estudio del riesgo de desprendimientos de rocas y métodos de estabilización aplicados en el talud de Los Teques, T.M. de Mogán, sur de Gran Canaria, y 2) Estudio geológico-geotécnico para el proyecto de construcción del paseo peatonal en el acantilado costero de Morro Jable, T.M. de Pájara, sur de Fuerteventura. La variación espacial de las formaciones volcánicas, su grado de soldadura y alteración variables y la dificultad de establecer familias de fracturas características, han hecho que los métodos clásicos de clasificación geomecánica resultaran poco eficaces. En estos casos, el reconocimiento geológico detallado y una estimación del comportamiento geomecánico de los materiales ha sido el método empleado para definir y evaluar las zonas inestables en los taludes y para establecer los métodos de estabilización más convenientes.

1. INTRODUCCIÓN

Las formaciones volcánicas de las islas Canarias incluyen una gran variedad de materiales (Lomoschitz, 1996, Rodríguez-Losada et al., 2007, Hernández et al., 2012). Con frecuencia los macizos rocosos están formados por coladas lávicas y coladas piroclásticas, de elevada resistencia, y que son consideradas en Geotecnia como "rocas" o "rocas blandas", según su naturaleza. Pero también incluyen intercalaciones de materiales piroclásticos, sueltos o con un grado de soldadura variable. Además, en los terrenos de Canarias existen niveles de suelos edáficos (residuales) y capas de materiales sedimentarios (fluviales, eólicos, marinos, etc.) que aparecen incluidos en los macizos rocosos, o bien como formaciones superficiales.

Esta amplia diversidad es una consecuencia de la variada génesis de los materiales, que depende del tipo de actividad volcánica y de los factores externos que controlan la dinámica de las erupciones, y del transporte, emplazamiento y removilización de los productos volcánicos (del Potro y Hürlimann, 2007). A esta diversidad se suman los procesos y materiales sedimentarios, principalmente asociados a las zonas costeras y a los barrancos.

En ocasiones, se han empleado perfiles simplificados, representativos de terrenos volcánicos, que muestran una alternancia de coladas lávicas, de media a elevada resistencia, y capas de piroclastos intercaladas, de baja resistencia (Serrano et al., 2008). Sin embargo, las laderas de los terrenos volcánicos son variadas en su geometría y los materiales no se disponen siempre según capas horizontales, si no inclinadas y, con alguna frecuencia, tienen una disposición espacial cónica (conos volcánicos de coladas y piroclastos) a partir de los centros eruptivos. Además, deben tomarse en consideración otras características, como la existencia de juntas (diaclasas) de enfriamiento, que son previas a las juntas de origen tectónico (Blyth y de Freitas, 1984); Schmincke, 2004) y la influencia del espesor de las capas en la capacidad portante del terreno y la estabilidad de los taludes (Lomoschitz, 1996).

En tiempos recientes se han realizado importantes avances en la caracterización geotécnica y el estudio del comportamiento geomecánico de las rocas volcánicas. Han tenido lugar tres reuniones científicas internacionales (I, II & III International Workshop) sobre rocas volcánicas, auspiciadas por la ISRM (International Society of Rock Mechanics), que han tenido lugar en: Funchal, Madeira (Dinis da Gama and Ribeiro e Sousa, 2002); Ponta Delgada, San Miguel, Azores (Malheiro and Nunes, 2007) y Puerto de la Cruz, Tenerife, Canarias (Olalla et al., 2010).

Los trabajos presentados en estos *Workshops* pueden agruparse en cuatro temas principales: a) Caracterización geomecánica de rocas intactas, desde coladas lávicas a piroclastos, que son de una amplia variedad de composiciones y texturas; b) reconocimiento y clasificación geomecánica de formaciones volcánicas; c) modelos de resistencia y deformación de rocas volcánicas; y d) casos de estudio de proyectos y obras de ingeniería civil.

En este trabajo se presentan dos casos de estudio de taludes en rocas volcánicas (Figura 1) con desprendimientos y deslizamientos que afectaban a construcciones existentes o en proyecto. Las tareas realizadas se orientaron a obtener una caracterización geológica, geomorfológica y geomecánica de los taludes, con el objeto de prever posibles movimientos de ladera y ayudar a decidir cuáles eran las soluciones constructivas más convenientes para estabilizarlos o evitarlos.

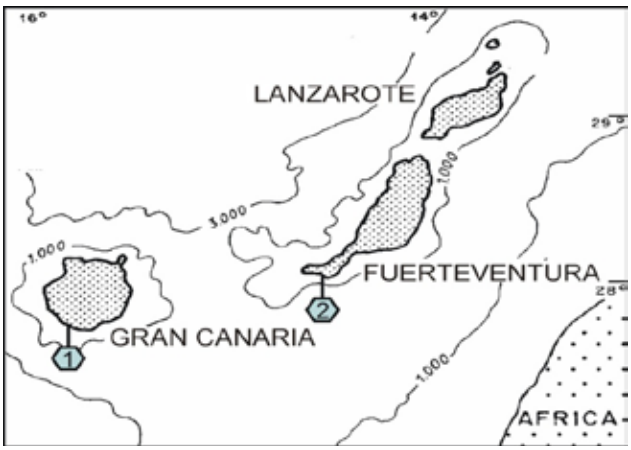


Figura 1. Mapa de las Islas Canarias orientales y situación (1 y 2) de los dos casos de estudio.

2. TALUD DE LOS APARTAMENTOS "LOS TEQUES", SUR DE GRAN CANARIA

El talud de Los Teques, en el sur de Gran Canaria, se eleva unos 30 m sobre los apartamentos que le dan nombre y tiene unos 105 m. En diciembre de 2005 un bloque rocoso de 11,6 toneladas se desprendió del talud y cayó sobre el pasillo posterior, produciendo un enorme cráter sobre el forjado, afectando a las conducciones generales y a las paredes de dos apartamentos. Antes y después se produjeron desprendimientos menores. Una vez solicitado el estudio del talud por la propiedad, los trabajos se orientaron a: 1) la caracterización geológica de suelos y rocas; 2) la identificación de bloques rocosos inestables y 3) la definición de los métodos constructivos más adecuados, para retener o evitar nuevos desprendimientos, teniendo en cuenta el coste y la efectividad de cada método.

Los materiales geológicos del talud son de tres tipos: a) un aglomerado volcánico de líticos gruesos con cenizas y pómez, que se comporta como una roca blanda, asimismo afectada por una surgencia de agua; b) 2 a 3 coladas ignimbríticas, de resistencia media a alta; y c) coluviones y depósitos de derrubios superficiales. Todas las rocas son de composición traquítico-riolítica y pertenecen al ciclo mágmático I de Gran Canaria, del Mioceno medio. El aglomerado volcánico aflora en la base del talud, con un espesor de 10-15 m. Su elevada pendiente (70-80º) y alto grado de alteración han causado el

socavamiento y descalce de las coladas superiores, que alcanzan 15-20 m de espesor. Estas capas mostraban numerosos bloques inestables con formas variadas (en cuña, columnares y cúbicas).

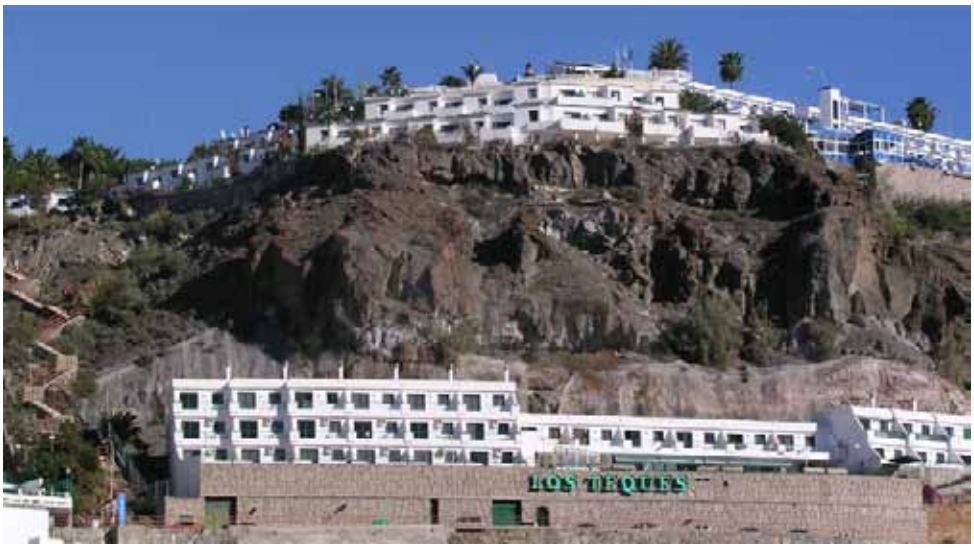


Figura 2. Vista general de los apartamentos “Los Teques” con el talud superior, de unos 30 m de altura y 105 m de longitud.



Figura 3. Operación de retirada del bloque de roca de 11,6 toneladas del pasillo posterior de los apartamentos. Cráter formado por la caída de esta roca.

En el reconocimiento geológico, además de obtener una estimación de la resistencia y el grado de alteración de las rocas, se identificaron los depósitos coluviales. Se analizaron los posibles tipos de desprendimiento y trayectorias, así como la influencia de la escorrentía superficial y subterránea en la estabilidad del talud. Una vez identificados los puntos potencialmente inestables del talud, se representaron en un plano, con el objeto de obtener un mapa de riesgos. Se establecieron 9 zonas con tres categorías de riesgo. Se actuó principalmente en las zonas de riesgo alto y medio.

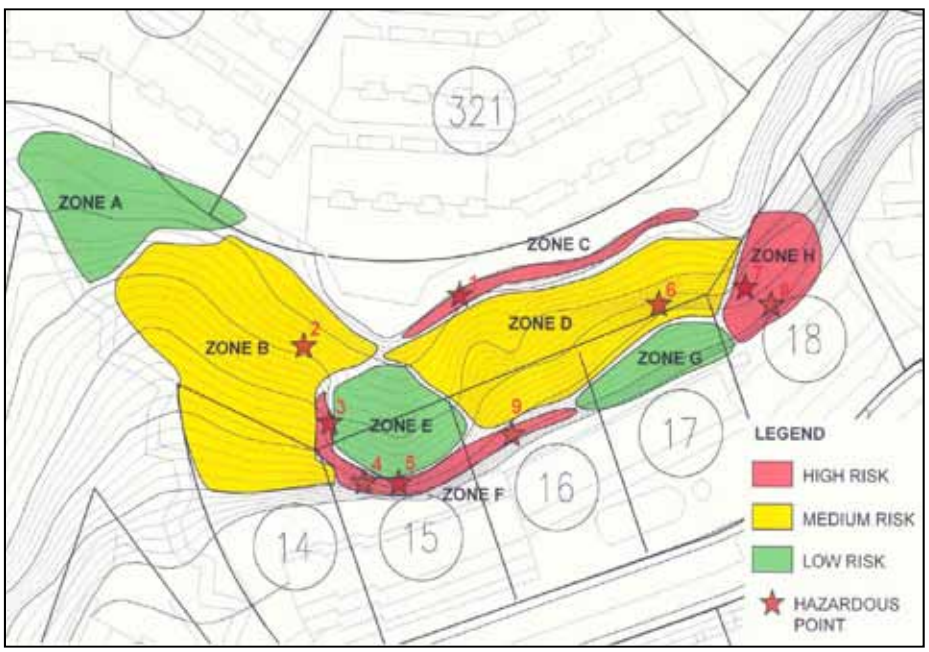


Figura 4. Mapa de riesgos del talud de Los Teques. Los métodos de estabilización se centraron en las zonas de riesgo alto a medio.

Fueron propuestas diversas soluciones para la estabilización del talud, si bien algunas de ellas resultaban excesivamente costosas y generales. Se pensó emplear una variedad de técnicas (bulones, redes de cables, muros de apeo, hormigón proyectado, mallas de triple torsión, drenes, cinturones de cable y barreras estáticas) para ser aplicadas sobre áreas específicas. Con el fin de evaluar el coste de los trabajos de estabilización que eran necesarios, fueron consultadas 5 empresas. Algunas de ellas propusieron soluciones que abarcaban el conjunto del talud, o métodos de estabilización más costosos de los requeridos.

Finalmente, se emplearon diversas técnicas, ajustadas a la necesidad de estabilizar o retener los diferentes desprendimientos posibles. Estas fueron:

- Retirada de piedras sueltas y estabilización de coluviones (450 m^2).
- Muros de apeo bajo bloques de roca descalzados (18 m^2).

- 20 drenes inclinados (*californianos*) para reducir la presión de agua en el macizo rocoso.
- Malla de triple torsión para el guiado de pequeñas piedras (260 m^2).
- Mallas de cable reforzadas y bulones (180 m^2).
- Barreras estáticas de pequeña altura (1m) para retener los esporádicos flujos de derrubios canalizados por los barranquillos (2 barreras de 15 ml.).
- Cinturones de cable alrededor de columnas de roca inestables (3 zonas).
- Bulones perforados y tensados, en bloques de roca (10 unidades).

El coste final de los trabajos de estabilización fue de unos 45.000 euros, menos de la mitad del coste presupuestado para soluciones más generales y costosas.



Figura 5. Esquema de los métodos de estabilización aplicados en el talud de Los Teques, Sur de Gran Canaria.

3. ACANTILADO DE MORRO JABLE Y PROYECTO DEL PASEO PEATONAL, SUR DE FUERTEVENTURA

En 2006 se redactó el proyecto del paseo peatonal costero de Morro Jable, sur de Fuerteventura, con el objeto de unir el puerto con la zona de playas, siendo el área turística principal del sur de la isla. El paseo tendría unos 450 m de largo y debía ser proyectado sobre una estrecha franja de terreno, a lo largo de un acantilado rocoso de 30 m de altura, con numerosas cavernas en su base. Existen zonas con grandes deslizamientos y desprendimientos, que se han producido en materiales volcánicos de diverso tipo.



(a)



(b)

Figura 6 a) Vista general del acantilado de Morro Jable, Sur de Fuerteventura; b) ejemplo de diferenciación de los materiales geológicos presentes en el acantilado (extremo oriental).

El 40% de la traza del paseo podía apoyarse directamente en el terreno, mientras que el 60% restante sería soportado por una estructura metálica de pilas y vigas. Fue necesario un reconocimiento geológico de detalle y una caracterización geotécnica de los materiales, para un adecuado desarrollo del proyecto; debido a la morfología irregular de la costa y el variado comportamiento geotécnico que se esperaba de los materiales. En el estudio fueron incluidos: (a) un mapa geomorfológico de la costa, indicando las zonas con cavernas y deslizamientos, plataforma de erosión rocosa y depósitos de arenas y gravas; (b) una sección geológica del acantilado con una descripción de las coladas y diques volcánicos; (c) localización de cuñas y bloques rocosos inestables; (d) dimensiones volumétricas de las cavernas y cuevas; (e) propuesta de métodos de protección para evitar la erosión costera y de estabilización de las zonas potencialmente inestables; y (f) estimación de la capacidad portante de los suelos y rocas que quedarían por debajo de cada cimiento de las pilas.

El estudio geológico se orientó a las partes que influían en el proyecto: el acantilado rocoso y la plataforma costera afectada por el oleaje y las mareas. La plataforma costera está compuesta de rocas basálticas, que son principalmente cuerpos intrusivos y aglomerados de escorias volcánicas, y también tiene algunos parches de *beachrock* (conglomerados carbonatados) y estrechas playas de gravas y bolos.

Por su parte, el acantilado incluye tres grupos de materiales: a) capas irregulares de aglomerado basáltico de escorias y lapilli, en el primer tercio inferior; b) coladas lávicas de basalto, homogéneas y extensas lateralmente, que componen los dos tercios superiores del acantilado; y c) una serie de diques volcánicos, de composición basáltica y traquítica, que atraviesan las rocas anteriores. Todos estos materiales pertenecen al edificio volcánico mioceno de Jandía, al sur de Fuerteventura.

Al reconocimiento geológico de los materiales se añadió un mapa geomorfológico de la zona, que resultó de gran utilidad para delimitar las soluciones constructivas adoptadas en el proyecto (Figura 7).

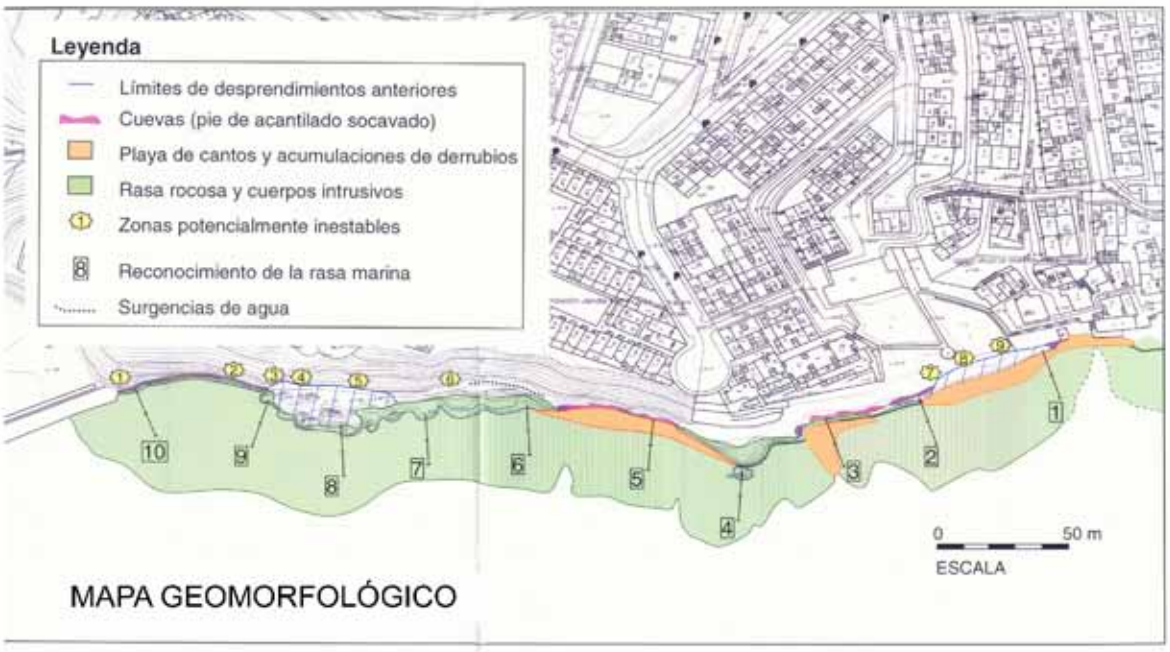


Figura 7. Mapa geomorfológico del acantilado y plataforma mareal de Morro Jable.

La descripción geológica y del comportamiento geomecánico de los materiales incluyó una estimación de la capacidad portante del terreno en aquellos puntos que servirían de apoyo a los soportes de la estructura (Figura 8).

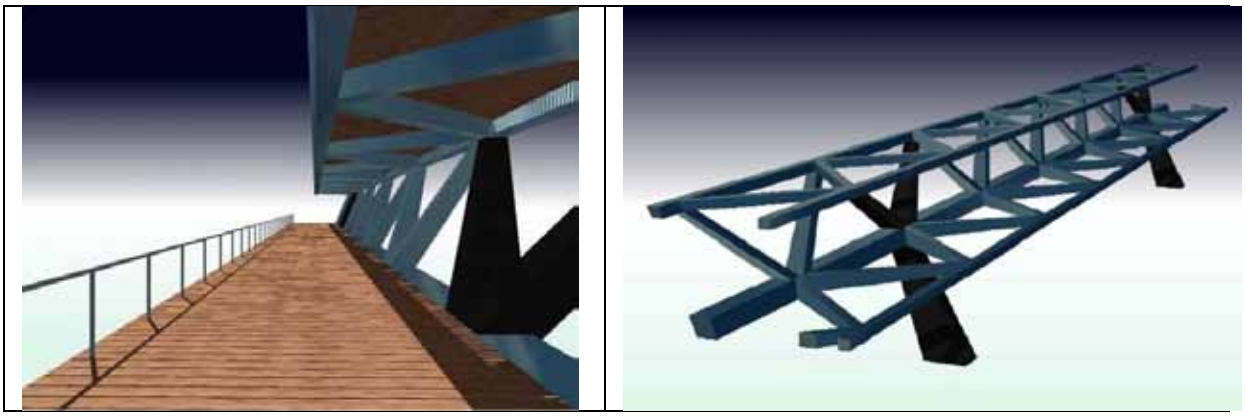


Figura 8. Imagen 3D del tramo en pasarela del paseo peatonal. La estructura consiste en una serie de pilas de hormigón armado inclinadas y con forma de Y, y dos bandejas de vigas metálicas en celosía, donde descansan los tablones de madera tratada del paseo y la cubierta, a modo de visera (cortesía de Jofrahesa, S.A.)

Además, a lo largo de la costa acantilada, por donde discurre la traza del proyecto, existen una serie de zonas potencialmente peligrosas:

- 2 zonas han sido afectadas por grandes movimientos de ladera: la primera al Oeste, de 20 m de alto y 60 m de largo, afectó a una sucesión de coladas basálticas que sufrieron el vuelco y caída de bloques decamétricos de roca; y la segunda al Este, de 18 m de alto y 40 m de largo, ha ocasionado un flujo de derrubios a partir del aglomerado de escorias volcánicas. La causa ha sido la socavación del mar en la base del acantilado.
- 7 zonas resultan inestables en diferentes puntos de la pared del acantilado, pues forman cuñas y columnas de roca.
- 9 zonas con cavernas y cuevas en la base del acantilado.
- 3 zonas del acantilado con un alto grado de meteorización y, por ello, muy erosionables.

Cada zona fue identificada y medida, y se buscó una solución constructiva adecuada a sus características propias. Por ejemplo: contrafuertes de hormigón y muros de piedra para soportar las cuevas y cavernas, quedando así protegidas frente a la erosión marina; limpieza de bloques sueltos de roca en puntos determinados; relleno con mortero de cemento de las juntas de roca abiertas, combinado con bulones perforados en los bloques de roca; malla de cable reforzada y anclada con bulones sobre una zona de roca fracturada; etc.

4. CONCLUSIONES

Los dos casos descritos sirven de ejemplo para mostrar que los taludes rocosos en formaciones volcánicas con frecuencia no siguen unas pautas homogéneas ni simples (en términos de geometría, espesor e inclinación de las capas, densidad de fracturación, grado de

meteorización, etc.). En estos casos, se comprueba que los métodos clásicos de caracterización del macizo rocoso (levantamiento de estaciones geomecánicas y empleo de clasificaciones geomecánicas) resultan ineficaces, pues se basan en parámetros difícilmente medibles en la realidad (resistencia de la roca matriz, muy variable; medida de la fracturación a partir de juntas que han de agruparse en familias, a veces inexistentes; orientación del talud respecto a las fracturas preferentes, difícil de determinar; y presencia de agua, a veces muy localizada).

Por ello, en la redacción de proyectos e informes de estabilización de taludes en materiales volcánicos, si las medidas realizadas en el terreno con los métodos clásicos no resultan fiables (por no ser representativas) cabe la opción de emplear métodos más "artesanales" (descriptivos o semi-cuantitativos) en el reconocimiento geológico-geotécnico de los taludes. Estos métodos incluyen: 1º) la descripción geológica detallada de los materiales; 2) la evaluación del comportamiento geomecánico previsible de los mismos; y 3) la identificación de zonas potencialmente inestables, por desprendimiento, deslizamiento, flujo, etc. Una vez conocido el tipo de proyecto que se quiere ejecutar (o bien las construcciones que se encuentran en riesgo); estos reconocimientos geológico-geotécnicos permiten establecer las zonas con diverso grado de riesgo y adoptar las soluciones de estabilización más convenientes.

Agradecimientos

Debemos agradecer la buena disposición de los directivos de Vista Noruega, S.L., propietaria de los apartamentos Los Teques (Gran Canaria), por permitirnos utilizar datos y figuras del informe que realizamos en su día. Así mismo, reconocemos el buen hacer y consejos prácticos de los técnicos de INACCÈS Geotécnica Vertical, S.L., empresa encargada de los trabajos de estabilización. Por último, agradecemos al estudio de ingeniería JOFRAHESA, S.A. el permiso para emplear diversa información del "Proyecto de paseo peatonal en Morro Jable, Fuerteventura", cuyo anejo de Geología y Geotecnia nos encargaron.

REFERENCIAS

Blyth, F.G.H. & de Freitas, M.H. 1984. A Geology for Engineers. London: Edgard Arnold. 326 pp.

del Potro, R. and Hürlimann, M. 2007. Strength of volcanic rock masses in edifice instability: Insights from Teide, Tenerife. In A.M. Malheiro & J.C. Nunes (eds), *Volcanic Rocks.* Taylor & Francis Group, London, 175-184.

Dinis da Gama, C. and Ribeiro e Sousa, L. (editors), 2002. *EuroRock 2002, Workshop on Volcanic Rocks.* Funchal, Madeira, Portugal. 27 November 2002. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, 164 pp.

Hernández, L.E., Rodríguez Losada, J.A., Olalla, C., Santamarta, J.C., Rodríguez, J. y Pomares, M.J., 2012. Unidades geotécnicas y problemas asociados en terrenos volcánicos. *Ingeopres*, 184:18-22.

Hernández, L.E., Rodríguez Losada, J.A., Olalla, C., Santamarta, J.C., Rodríguez Martín, J., Pomares, M.J., 2012. Unidades geotécnicas y problemas asociados en terrenos volcánicos. Ingeopres 184: 18-22.

Lomoschitz, A. 1996. *Caracterización geotécnica del terreno, con ejemplos de Gran Canaria y Tenerife.* Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. 36 pp.

Malheiro, A.M. and Nunes, J.C. (editors), 2007. *Volcanic Rocks*, 2nd International Workshop on Volcanic Rocks. Ponta Delgada, Azores, Portugal. 14-15 July 2007. Taylor & Francis Group, London, UK., 208 pp.

Olalla, C. Hernández, L.E., Rodríguez-Losada, J.A., Perucho, A., and González-Gallego, J. (editors), 2010. *Volcanic Rock Mechanics*, 3rd. International Workshop on Volcanic Rocks. Puerto de la Cruz, Tenerife (Canary Islands), Spain. 31 May – 1 June, 2010. Taylor & Francis Group, London, UK., 356 pp.

Rodríguez-Losada, J.A. Hernández-Gutiérrez, L.E. Olalla, C. Perucho, A. Serrano, A. and del Potro, R., 2007. The volcanic rocks of the Canary Islands. Geotechnical properties. In: A.M. Malheiro & J.C. Nunes (editors), *Volcanic Rocks*. London: Taylor & Francis Group, 53-58.

Schmincke, H-U. 2004. *Volcanism*. Berlin: Springer. 325 pp.

Serrano, A. Olalla, C. y Perucho, A. 2008. Estabilidad de taludes en materiales heterogéneos. *II Jornadas Canarias de Geotecnia,* Tacoronte, Tenerife, 21-23 Mayo 2008, *7 pp.*

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS EN INESTABILIDADES DE TALUDES CON LITOLOGÍAS CARBONATADAS TIPO FLYSCH DE LA PROVINCIA DE ALICANTE

Miguel CANO[1*], Roberto TOMÁS[1] y Javier GARCIA-BARBA[1]

[1] Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante

RESUMEN

El Surco Flysch Alicante-Villajoyosa constituye una zona densamente poblada por la que discurre el trazado de las tres principales vías de comunicación de la provincia de Alicante. Esta área presenta una gran complejidad sedimentológica y tectónica, existiendo una gran heterogeneidad de afloramientos. Por otra parte, para poder recomendar medidas de actuación tendentes a corregir o prevenir inestabilidades en taludes resulta imprescindible poder identificar y caracterizar dichos mecanismos de inestabilidad. En el presente trabajo se han inventariado 194 taludes, que han sido caracterizados geomecánicamente, atendiendo especialmente al tipo de mecanismo de inestabilidad observado. Una vez identificados y caracterizados los mecanismos de inestabilidad, se han inventariado los sistemas de estabilización, analizando su idoneidad, su comportamiento, y si es el caso, las causas del mal funcionamiento de la medida adoptada. Como resultado de este trabajo, se propone una guía de recomendaciones de medidas correctoras que permitan ser adoptadas para las diferentes situaciones existentes.

1. INTRODUCCIÓN

Las litologías aflorantes en la zona de estudio pertenecen a la serie paleógena denominada *Surco Flysch El Campello-Villajoyosa* (Leret-Verdú, 1976 y Colodrón, 1980). Dicha serie se extiende por el litoral y prelitoral alicantino, al Norte de la ciudad de Alicante, entre las localidades de Aigües y Busot en el interior y Villajoyosa y Benidorm en la costa, ocupando una zona densamente poblada (> 200 habitantes por kilómetro cuadrado; IGN, 2012) por la que discurre el trazado de las tres principales vías de comunicación de la provincia (la autopista AP-7, la carretera N-332 y la línea de ferrocarril Alicante-Denia. Las vías de comunicación, intersectan la topografía, muy abrupta en esta zona, generando numerosas

trincheras y taludes. Las inestabilidades generadas en los taludes provocan un elevado coste de mantenimiento de estas vías. Asimismo, la franja costera está dominada por la presencia de numerosos acantilados densamente urbanizados, afectados por episodios de inestabilidades, además del peligro que conlleva el uso lúdico de las numerosas calas asociadas a estos acantilados debido a los frecuentes desplomes de bloques de tamaño considerable.

Para poder recomendar medidas de actuación tendentes a corregir o prevenir inestabilidades en taludes resulta imprescindible poder identificar y caracterizar dichos mecanismos de inestabilidad. Si el estudio de este fenómeno es en general complejo, lo es aún más cuando se trata de macizos heterogéneos tales como los del Flysch. Es por ello, que en el presente trabajo se han inventariado 194 taludes, que han sido caracterizados geomecánicamente, atendiendo especialmente al tipo de mecanismo de inestabilidad observado. A través de esta caracterización semicuantitativa basada en la disposición espacial de las distintas litologías aflorantes en la zona de estudio, de su competencia, y de la relación geométrica entre la estratificación y el talud, se puede determinar, para un talud en concreto, el tipo o tipos de mecanismos de inestabilidad asociados (Cano y Tomás, 2013).
En este tipo de taludes heterogéneos es muy común que se generen inestabilidades derivadas de procesos de degradación. Sin embargo, no es habitual que los modos de fallo derivados de procesos de degradación y/o erosión diferencial en taludes heterogéneos tipo flysch se tengan en cuenta en los proyectos de vías de comunicación, quizás por considerarlos de menor entidad. Sin embargo durante la vida útil de la obra representan inversiones cuantiosas en mantenimiento, así como riesgos en la seguridad vial, pudiendo en ocasiones incluso desencadenar la ruina del propio talud, ya sea de modo gradual o súbito. Además estos procesos de degradación deben considerarse como modos de fallos *per se*.

Los mecanismos de inestabilidad inventariados son diversos y se han clasificado en seis grupos principales: caídas de rocas, deslizamientos planares, vuelcos, pandeos, deslizamientos rotacionales y desintegración con movilización particulada y erosión. Una vez identificados y caracterizados los mecanismos de inestabilidad atendiendo al criterio geomecánico anteriormente expuesto, se han inventariado los sistemas de prevención y corrección de dichas inestabilidades, analizando su idoneidad, su comportamiento, y si es el caso, las causas del mal funcionamiento de la medida adoptada. Tras un análisis de las medidas de estabilización y protección generales de los taludes rocosos, en el que se valora la idoneidad de su aplicación a este tipo de taludes, se propone una guía de recomendaciones de medidas correctoras *ad hoc* para estos taludes heterogéneos que permitan ser adoptadas para las diferentes situaciones existentes.

2. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN EN TALUDES ROCOSOS

Las medidas correctoras de las inestabilidades, que se emplean en los taludes rocosos han sido objeto de estudio por parte de numerosos autores desde hace tiempo (e.g. Fookes and Sweeney,1976; Hoek and Bray, 1981; Pierson, 1990; Romana, 1992; Wyllie and Mah,

2004; Andrew et al., 2011). En este apartado se hace un repaso a las medidas habitualmente adoptadas en taludes rocosos en general, sin abordar las características especiales de las litologías flyschoides, donde la bibliografía no es tan extensa (Šestanović, 1994; Uribe-Etxebarria et al., 2005; Arbanas et al., 2007; 2008).

La forma más habitual de clasificar las medidas de estabilización de taludes es diferenciar entre medidas de estabilización y medidas de protección (Wyllie and Mah, 2004). Las medidas estabilizadoras son activas y actúan sobre la causa de la inestabilidad, diseñándose para que ésta no se produzca. Sin embargo, las medidas protectoras son pasivas y su fin es minimizar el daño sobre personas, bienes y servicios cuando se produce la inestabilidad. La Figura 1 muestra 24 de las medidas correctoras más habituales.

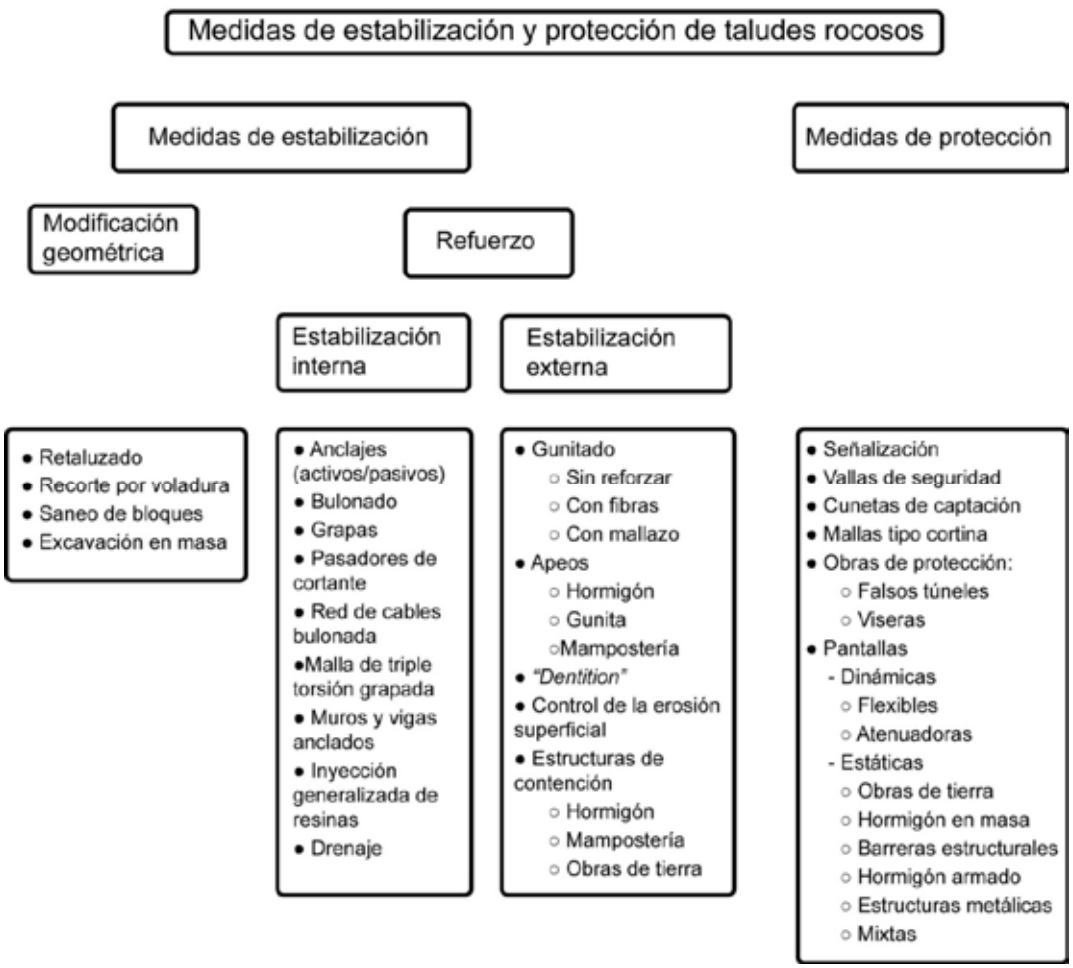


Figura 1. Medidas correctoras habituales en inestabilidades de taludes rocosos.

Sin embargo, también se puede clasificar este tipo de medidas según la fase de la obra en la que nos encontremos. Durante las fases de planificación, proyecto y construcción las

medidas adoptadas son preventivas, sin embargo durante la vida útil de la obra la implementación de medidas de estabilización de inestabilidades, las medidas son consideradas correctivas. La mayor parte de las medias preventivas pasan por implementar sistemas de estabilización y protección, pero durante la fase de planificación o en las fases tempranas del proyecto se pueden aportar medidas, de nulo o bajo coste, tendentes a evitar el desarrollo de las inestabilidades.

3. CARACTERIZACIÓN LITOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

La secuencia flyschoide de Alicante corresponde a una sedimentación de dominio pelágico, en la que predominan la alternancia de margas y calizas margosas tipo *mudstone* (hemipelagitas). La serie hemipelágica, que representa el *background*, se completa con intercalaciones de calcarenitas tableadas gruesas, calcarenitas tableadas finas, calcarenitas gruesas con estructura sinsedimentaria almohadillada (*pillow-beds*) (Roep y Everts, 1992) y depósitos caóticos tipo debritas y *mélanges* calcáreas.

Desde el punto de vista geomecánico, además de la identificación de las litologías, interesa establecer cuál es su competencia, pues los términos "litologías competentes" o "litologías poco competentes" son muy usuales en ingeniería (Cano y Tomás, 2013) y son empleados en este trabajo. En este sentido cabe destacar que en los afloramientos estudiados existe una gran diferencia, en cuanto a competencia se refiere, entre las litologías margosas y las calcáreas. Ello, unido a la disposición relativa en que afloran las distintas litologías, es un factor determinante en inestabilidades observadas.

Las columnas litológicas en los taludes y acantilados costeros estudiados son muy complejas, debido al alto número de combinaciones de litologías, de diversa competencia, que se han observado, presentando además una gran variabilidad. No obstante, es muy importante establecer una clasificación de las mismas, pues en función del tipo de columna litológica y de los condicionantes geométricos, que más adelante trataremos, se desencadenan diferentes tipos de inestabilidades. A partir de una columna general del Flysch de Alicante, se pueden definir 9 tipos de columnas tipo, que se dan, sobre todo, en taludes de pequeña y mediana altura. A medida que la altura aumenta, lo hace también, generalmente, la complejidad de la columna. En el caso de taludes formados por columnas muy complejas, que pueden considerarse como combinación de las columnas tipo, las inestabilidades asociadas serán la adición de las correspondientes a dichas columnas sencillas. La clasificación de estas columnas tipo, atendiendo al criterio de su relación con las inestabilidades observadas, es la siguiente:
Columna tipo 1: Alternancia de estratos de competencia moderada, baja y muy baja (margas y calizas margosas), con más del 50% del *set* de litologías margosas, aunque en ocasiones, se intercalan estratos de espesor centimétrico de calcarenitas tableadas finas.
Columna tipo 2: Paquete de potencia métrica a decimétrica de calcarenitas tableadas gruesas de espesor decimétrico sobre materiales mayoritariamente margosos de

competencia baja.
Columna tipo 3: Paquete de potencia métrica de calcarenitas con estructura *pillow-beds* de espesor decimétrico sobre materiales mayoritariamente margosos de competencia baja.
Columna tipo 4: Paquete de potencia métrica a decamétrica de materiales calcáreos de estructura caótica sobre materiales mayoritariamente margosos de competencia baja.
Columna tipo 5: Paquete de estratos de potencia centimétrica a decimétrica de calcarenitas tableadas finas de espesor centimétrico sobre materiales mayoritariamente margosos de competencia baja.
Columna tipo 6: Estrato o paquete de estratos de calcarenitas tableadas gruesas entre materiales mayoritariamente margosos.
Columna tipo 7: Alternancia de estratos de competencia media (calizas margosas) con margas L y H y estratos de calcarenitas tableadas gruesas.
Columna tipo 8: Materiales calcáreos con estructura caótica: debritas (en ocasiones con olistolitos), olistostromas, *mélanges* y otros.
Columna tipo 9: Calcarenitas tableadas gruesas.

Por último, y para poder entender completamente el comportamiento geomecánico de estos macizos, cabe destacar que los estratos que lo componen presentan una gran fracturación, siendo al menos dos las familias de discontinuidades que, junto a la estratificación, independizan el macizo en bloques paralepipédicos, siendo además ésta última la familia la que gobierna principalmente los mecanismos de rotura observados.

Una exhaustiva caracterización de las columnas tipo se puede consultar en Cano y Tomás (2013).

4. DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS MECANISMOS DE INESTABILIDAD

Tal y como se ha comentado, para poder recomendar unas medidas correctoras *ad hoc* resulta imprescindible poder identificar y caracterizar previamente dichos mecanismos de inestabilidad. Los mecanismos de inestabilidad se han dividido en seis grupos principales: Caídas de rocas (tipo RF), deslizamientos planares (tipo PS), fallos por vuelco (tipo TF), fallos por pandeo (tipo BF), deslizamientos rotacionales (tipo RS) y *raveling* y erosión (tipo RE). El modo de fallo más general, presente en todos los taludes observados, es la caída de rocas (*rockfall, RF)*. Aunque en general no se trata de movimientos que afectan a grandes masas, excepto el *rockfall* masivo (RF7), las inestabilidades se producen continuadamente, obligando a un mantenimiento regular de los taludes, de las cunetas y de la propia calzada. Desde el punto de vista de su génesis, cabe distinguir entre inestabilidades originadas por descalce de bloques de litologías competentes, causado por la alteración y la movilización del material margoso infrayacente (tipos RF1 a RF5) y otros *rockfalls* que tienen un origen distinto de éste (RF6 y RF7). El tipo RF1, se refiere a desprendimientos de grandes bloques de calcarenitas tableadas gruesas. El tipo RF2

produce en taludes con presencia de calcarenitas tableadas finas u otros estratos competentes, de espesor milimétrico a centimétrico, sobre litologías alterables. En taludes con altura suficiente para que estén formados por paquete de depósitos caóticos o un set calcarenitas tableadas gruesas sobre sets de litologías alterables, se producen *rockfalls* tipo RF3. El tipo RF4 (*Rockfall* de pequeños bloques en depósitos caóticos) se produce en condiciones similares a la anterior, aunque por la elevada densidad de juntas de este tipo de litologías se desprenden bloques de tamaño decimétrico. En el tipo RF5 (desprendimientos laterales) los bloques no caen hacia el frente del talud, sino que lo hacen lateralmente, depositándose en su seno. Los desprendimientos tipo RF6 se producen sin socavamiento; los bloques, de dimensiones centimétricas a decimétricas, se independizan y caen debido a la existencia de grietas de tracción. Por último, el rockfall masivo (tipo RF7) es un modo de fallo que afecta a una gran masa del talud, separada de éste por algún plano de discontinuidad diferente a la estratificación, que se presenta subparalelo al talud.

El segundo grupo de mecanismos de rotura (tipo PS) está constituido por deslizamientos planares convencionales. Estos modos de fallo se han subdividido en función de las litologías presentes y de su posición relativa. Se ha realizado una primera división entre los deslizamientos planares sobre margas (PS1) de aquellos que no lo son. A su vez este primer grupo está subdividido en tres tipos: Tipo PS1.1 (Deslizamiento planar de bloques aislados) donde se producen deslizamientos de bloques de tamaño métrico de litologías competentes sobre materiales margosos, mientras que en el tipo PS1.2 (Deslizamiento planar de un paquete estratificado en series alternantes) los deslizamientos afectan a una gran masa del talud, donde se produce el movimiento de una masa compuesta por alternancia de materiales competentes y margosos sobre una capa margosa. También pertenece a esta clase un tipo particular de deslizamiento, el PS1.3 (Deslizamiento planar evolutivo). Este deslizamiento de litologías competentes sobre margas se produce tras incrementarse la pendiente del material infrayacente, degradado y movilizado por los agentes externos (e.g. erosión costera). Los dos últimos tipos de deslizamientos planares se producen cuando en el talud afloran prácticamente paralelos a él estratos de litologías calcáreas (PS2 y PS3), deslizamientos planares standard y con giro, respectivamente.

Los fallos por vuelco se han dividido en función de la dirección del movimiento: hacia la cara libre del talud (tipo TF1), vuelco lateral (tipo TF2), que se producen en taludes donde la estratificación es muy vertical y oblicua al talud con litologías competentes intercaladas entre litologías que se alteran y se movilizan, y contravuelcos (tipo TF3), que se desarrollan en condiciones cinemáticas de deslizamiento, cuando las litologías margosas infrayacentes son movilizadas y las capas competentes giran hacia el talud.

En las formaciones del Flysch de Alicante se han observado dos tipos de modo de fallo por pandeo (Tipo BF1 y BF2). El primer tipo (BF1) se produce en situaciones de paralelismo entre estratificación y talud en materiales calcáreos muy verticalizados sobre margas. Por otra parte, en condiciones de oblicuidad entre la estratificación y el talud y

con buzamientos muy verticales, en columnas litológicas tipo 6, cuando la meteorización actúa sobre los materiales margosos, el estrato o estratos calcáreos queda aislado, sin ningún contacto lateral, y se produce una inestabilidad por pandeo, similar al de un muro de mampostería sometido a su peso propio (Cano y Tomás, 2013). Tal y como se comentó anteriormente, existen tres juegos de discontinuidades principales (estratificación y otros dos juegos de diaclasas perpendiculares a la estratificación) que independizan los estratos en bloques paralepipédicos. Es por ello que el pandeo general (tipo BF1) es el denominado *three-hinge buckling* (Tommassi et al., 2009; Alejano et al., 2011) en vez de Euler *buckling*. La misma incidencia tiene lugar en el pandeo tipo BF2 (pandeo tipo columna griega), donde la columna está formada por piezas (tambores).

En el área de estudio hemos observado dos tipos de deslizamiento rotacional (Tipos RS1 y RS2. El primero, deslizamiento rotacional tipo suelo (Tipo RS1), se produce en taludes formados por litologías mayoritariamente margosas. El otro tipo de inestabilidad (tipo RS2) se da en taludes formados por rocas con estructura caótica con multitud de juntas erráticas que independizan bloques de distinta forma y tamaño.

El último grupo de los mecanismos de inestabilidad se denomina *raveling* y erosión (Tipo RE) (Goodman y Kiefer, 2000). El *raveling* (Tipo RE1) es una erosión gradual, partícula a partícula o bloque a bloque de litologías margosas muy meteorizables que deja al pie del talud depósitos margosos alterados. Este tipo de inestabilidad se produce en afloramientos donde se alternan materiales competentes con otros margosos y principalmente condiciones de oblicuidad entre la estratificación y el talud y estratos muy verticales. Sin embargo, en condiciones de cierto paralelismo entre la estratificación y el talud se produce una combinación de *raveling* y erosión (Tipo RE2), donde además del fenómeno anteriormente descrito se generan cárcavas originadas por aguas de arrollada.

5. EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS OBSERVADAS

Tras el estudio de campo, se ha podido identificar y valorar la efectividad de las medidas correctoras, de estabilización y de protección, empleadas en las distintas inestabilidades del Flysch carbonatado de Alicante. Según el criterio elegido para valorar dicha efectividad, se premia a las medidas estabilizadoras frente a las protectoras, sobre todo si se trata de medidas tendentes a evitar la degradación del talud, al mismo tiempo que se tiene en cuenta la integración en el entorno. Se ha establecido una escala de cinco grados de efectividad: muy alta, alta, media baja, muy baja. En las Figuras 2 y 3 se muestran algunas de las medidas de estabilización y protección más representativas observadas en la zona de estudio.

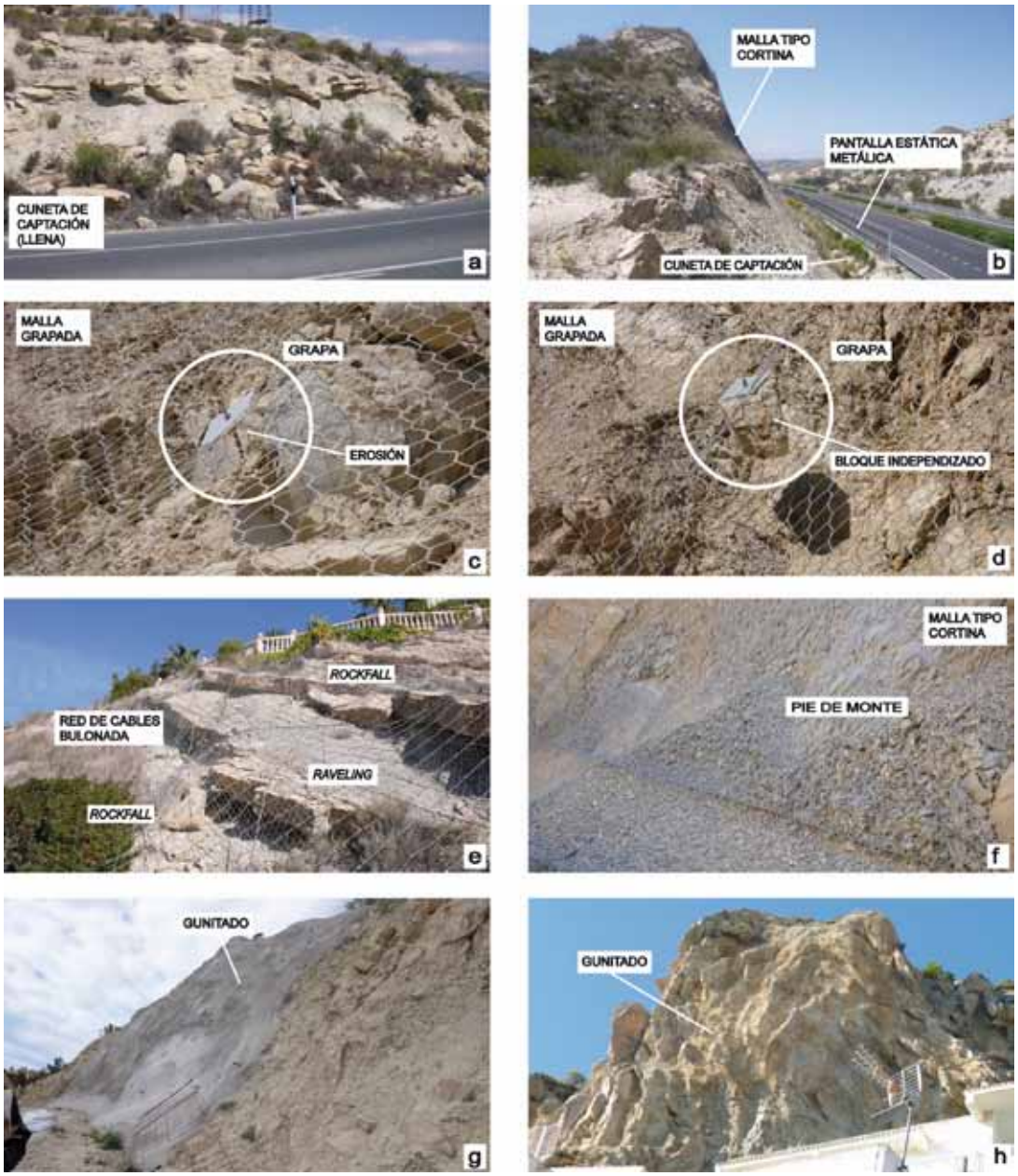


Figura 2. Algunas medidas de estabilización y protección en taludes del Flysch carbonatado de Alicante. **a.** Medida de protección mediante cunetas captadoras. El talud se degrada. La eficacia de la protección es prácticamente nula, debido al bajo mantenimiento. **b.** Medidas de protección insuficientes para la inestabilidad incipiente (*large rockfall*). **c y d.** Malla de triple torsión grapada. Soluciones poco eficaces por realizarse el grapado en litologías margosas, las cuales se degradan y erosiona, quedando expuesta la grapa (c). Grapas de longitud inferior al tamaño del bloque. La tensión de la grapa provoca el arranque de dicho bloque (d). **e.** Red de cables bulonada. Estabiliza el deslizamiento, pero el talud se degrada y se producen *rockfalls*. **f.** Malla tipo cortina. El talud se degrada, acumulando material degradado a su pie. **g.** Gunitado armado, con drenaje en litologías margosas. Integración paisajística moderada. **h.** Gunitado de litologías de estructura caótica, muy integrado en el entorno, por su color y su textura.



Figura 3. Medidas de estabilización y protección en taludes del surco Flysch de Alicante (continuación). **i**. Apeo de hormigón aislado. El resto del talud queda expuesto a la meteorización. **j**. Apeo de mampostería empleado para estabilizar un deslizamiento planar. **k**. Barrera mixta (hormigón-acero) dañada tras el impacto de un bloque de un *set* de materiales caóticos. **l**. Diferentes medidas de estabilización (apeos de mampostería discontinuos y escalonados) y de protección (foso de captación de mampostería con pantalla flexible en coronación. **m**. Gunitado del pie del talud de litologías margosas (estabilización), muy integrado por color y textura y malla tipo cortina en las litologías de estructura caótica. **n**. Gunitado y bulonado de un talud mayoritariamente margoso Estabilización de un deslizamiento rotacional tipo suelo. **o**. Túnel de protección frente a diversos *rockfalls, raveling* y erosión. **p**. Estructura metálica de retención estabilizadora de un deslizamiento planar de un paquete de estratos sobre litologías margosas.

6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS

Del análisis de las medidas correctoras observadas, en este trabajo hemos dado mayor valoración a las medidas estabilizadoras, frente a las de protección, pues aunque a corto plazo conllevan una inversión mayor, evitan la degradación remontante del talud y a largo plazo llevan aparejadas un gran ahorro en trabajos de mantenimiento.

Debido a la extrema complejidad de los afloramientos, en un talud cualquiera es muy probable que los mecanismos de inestabilidad sean varios y por tanto las medidas correctoras deben cubrir todas las inestabilidades posibles. Tras un tratamiento estadístico simple de las inestabilidades observadas en los 194 taludes observados, se ha asociado a cada columna litológica tipo los mecanismos de inestabilidad observados, que se desarrollarán en función de las relaciones geométricas entre estratificación y talud (Cano y Tomás, 2013).

En la Tabla 1 se resumen las medidas correctoras recomendadas en este trabajo, en función del tipo de columna tipo del que esté formado el talud y sus inestabilidades asociadas. En color negro se han marcado las medidas de estabilización, consideradas como idóneas, pues como se ha comentado anteriormente son las de mayor efectividad. No obstante, se ha considerado adecuado hacer también unas recomendaciones para las medidas de protección (color gris), pues en ocasiones resulta muy complicada la implementación de medidas estabilizadoras, sobre todo en taludes de gran altura.

7. CONCLUSIONES

De acuerdo con el inventario de taludes y medidas correctoras realizado, se observa que generalmente las actuaciones estabilizadoras de las inestabilidades del Flysch de Alicante, no tienen en cuenta las inestabilidades derivadas de procesos de degradación/erosión, ni consideran al *raveling* y la erosión como un modo de fallo *per se*. En general, tampoco se observa una adecuada integración paisajística de las medidas adoptadas. Tras la evaluación de las medidas estabilizadoras y de protección observadas, así como el conocimiento de los mecanismos de inestabilidad que afectan a estas formaciones, se propone una guía de actuación, en función del tipo de afloramiento y la inestabilidad asociada. Del estudio realizado se concluye que deben prevalecer las actuaciones preventivas sobre las correctivas y las medidas estabilizadoras frente a las de protección, pues el talud se degrada, y aunque la inversión inicial es mayor, a largo plazo se produce un importante ahorro en trabajos de mantenimiento y corrección de inestabilidades sobrevenidas. Como medida preventiva óptima en fase de planificación del proyecto se recomienda la realización de un adecuado diseño y la adopción de las medidas correctoras idóneas para cada talud en función de su geometría y composición litológica que condicionan los mecanismos de inestabilidad del talud.

COLUMNA	Inestabilidad	Modificación geométrica	Anclajes	Bulones	Grapas	Pasadores	Red de cables	Mallas grapadas	Muros y vigas anclados	Inyección de resinas masiva	Drenaje	Gunitado	Apeos	*"Dentition"*	Control de erosión	Estructuras de contención	Cunetas de captación	Mallas tipo cortina	Obras de protección	Pantallas din.	Pantallas est.
C1	RF2																				
	RF6																				
	PS1.2																				
	RS1																				
	RE1																				
	RE2																				
C2-C3-C6	RF1																				
	RF3																				
	RF5																				
	RF6																				
	RF7																				
C2	PS1.1																				
C2-C3	PS1.2																				
	PS1.3																				
C2	PS3																				
C2-C6	TF1																				
	TF2																				
	TF3																				
C2	BF1																				
C2-C3-C6	RE1																				
	RE2																				
C4	RF3																				
	RF4																				
	RF6																				
	RF7																				
	PS1.2																				
	TF1																				
	RS2																				
	RE1																				
	RE2																				
C5	RF2																				
	RF6																				
	RF7																				
	PS1.2																				
	PS3																				
	TF1																				
	RE1																				
	RE2																				
C6	BF2																				
C7	RF1																				
	RF2																				
	RF6																				
	PS1.2																				
	TF1																				
	RE1																				
	RE2																				
C8	RF6																				
	RS2																				
C9	RF6																				
	PS2																				
	PS3																				
	TF1																				

Tabla 1.Tabla resumen de medidas correctoras (gris: protección; negro: estabilización) del Flysch carbonatado de Alicante.

REFERENCIAS

Alejano, A.R., Ferrero, A.M., Ramírez-Oyanguren, P., Álvarez Fernández ,M.I., 2011. Comparison of limit-equilibrium, numerical and physical models of wall slope stability. Int. J. Rock Mech. Min. Sci, 48, 16-26.

Andrew, R.D., Bartingale, R. and Hume, H., 2011. Context sensitive rock slope design solutions. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA), Central Federal Lands Highway Division, Publication No. FHWA-CFL/TD-11-002

Arbanas, Ž., Grošić, M. and Briški, G., 2008. Behaviour of Engineered Slopes in Flysch Rock Mass. Proceedings of the 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium SHIRMS, Perth, Australia, Australian Centre for Geomechanics , 493-504

Arbanas, Ž., Grošić, M. and Jurić-Kaćunić, D. 2007. Experiences on flysch rock mass reinforcing in engineered slopes. In: 11th Cogress of the International Society for Rock Mechanics -Ribeiro e Sousa, Olalla & Grossmann (ed). Taylor & Francis Group, London, 597-600.

Cano, M., Tomás, R., 2013. Characterization of the instability mechanisms affecting slopes on carbonatic Flysch: Alicante (SE Spain), case study. Eng. Geol. 156, 68-91

Colodrón, I., Ruiz, V., 1980. Mapa Geológico de Villajoyosa escala 1:50.000 (Nº 847), I.G.M.E.

Fookes, P.G. and Sweeney, M., 1976. Stabilization and control of local rock falls and degrading rock slopes. Quart. J. Eng. Geol., 9, 37-55.

Goodman, R.E. and Kieffer, D.S., 2000. Behavior of Rock in Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 126, No. 8, August 2000, pp. 675-684.

Hoek, E. And Bray, J., 1981. Rock Slope Engineering, 3rd edn, Inst. Mining and Metallurgy, London, UK.

IGN, Instituto Geográfico Nacional, 2012. Página web: www.ign.es

Leret-Verdú, G., Núñez-Galiano, A., Colodrón-Gómez, I., Martínez del Olmo, W., 1976. Mapa Geológico de Alicante escala 1:50.000 (Nº 872), I.G.M.E.

Pierson, L.A., Davis, S.A. and Van Vickle, R., 1990. Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual. Federal Highway Administration (FHWA). Report FHWA-OR—EG-90-01. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Roep, T. B. y Everts, A. J., 1992. Pillow-beds: a new type of seismites? An example from an Oligocene turbidite fan complex, Alicante, Spain. Sedimentology, 39, 711 - 724.

Šestanović, S, Štambuk, N. and Samardžija, I., 1994. Control of the Stability and Protection of Cut Slopes in Flysch. Geol. Croat., 47/1, 139-148.

Tommasi, P., Verrucci, L., Campedel, P., Veronese, L., Pettinelli, E., Ribacchi, R., 2009. Buckling of high natural slopes: the case of Lavini di Marco (Trento-Italy). Eng. Geol. 109, 93–108.

Uribe-Etxebarria, G., Morales, T., Uriarte, J.A. and Ibarra, V., 2005. Rock cut stability assessment mountainous regions. Environ. Geol., 48, 1002-1013.

Wyllie, D.C. and Mah, C.W., 2004. Rock Slope Engineering, Civil and mining, 4th ed., Spon Press, Taylor & Francis Group, New York, 431 p.

Romana, M., 1992. Métodos de corrección de taludes según la clasificación geomecánica SMR. III. Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña, España 629-649.

TÉCNICAS DE AUSCULTACIÓN

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS DE LA DEFORMACIÓN PRECURSORA EN DESPRENDIMEINTOS DE ROCAS MEDIANTE LiDAR TERRESTRE

Manuel Jesús ROYÁN[1]*, Antonio ABELLÁN[2], Joan Manuel VILAPLANA[1], Michel JABOYEDOFF[2] y Jaume CALVET[1]

[1] Grupo RISKNAT. GEOMODELS.
Departamento de Geodinámica y Geofísica,
Universitat de Barcelona, C/ Martí i Franqués, s/n, 08028 Barcelona.

[2] Centre de Recherches en Environnement Terrestre (CRET).
Faculté des Géosciences et de l'Environnement,
Université de Lausanne. Géopolis (3129), 1015 Lausanne (Switzerland).

RESUMEN

En el siguiente estudio se muestra el análisis de la deformación precursora a los desprendimientos de rocas mediante monitoreo con LiDAR Terrestre en el escarpe de Puigcercós (Lleida). Basados en la comparación multitemporal de las nubes de puntos se han realizado un análisis espacial y otro temporal de la deformación. A partir del análisis espacial se han detectado nueve áreas diferentes afectadas por una deformación de orden centimétrico. En tres de estas áreas se han registrado desprendimientos durante el periodo de monitoreo y en las seis restantes se ha podido predecir espacialmente los futuros desprendimientos. En cuanto al análisis temporal, se han podido diferenciar dos fases diferentes en la evolución de la deformación: una primera caracterizada por un aumento constante de la deformación y una segunda fase en la que se observa una aceleración de la deformación. Esta segunda fase es de menor duración que la primera y finaliza con la caída de los bloques deformados.

1. INTRODUCCIÓN

Desde que Terzagui (1950) describiera por primera vez la existencia de deformación previa al desencadenamiento de un deslizamiento, fueron diversos los trabajos que avanzaron en el estudiado de estas deformaciones (Saito, 1969; Voight, 1989; Leroueil, 2001). Los estudios clásicos de monitoreo de laderas para el análisis de estos desplazamientos han utilizado métodos puntuales de medida (extensómetro, GPS, estación total) que poseen precisiones de orden milimétrico (Zvelebil and Moser, 2001; Crosta and Agliardi, 2003; Rose and Hungr, 2006). Pero, además de proporcionar solo información puntual, el uso de este tipo de métodos obliga a conocer de antemano las zonas que se desplazan para proceder a su instalación. Así el uso de los datos LiDAR para el monitoreo de laderas, que no necesita la instalación de ningún tipo de instrumentación previa y que proporciona información de toda la ladera estudiada, ha supuesto un gran avance.

La mayoría de los trabajos existentes que usan la tecnología LiDAR para estudiar la deformación, lo hacen en deslizamientos con el fin de definir las partes más activas y de predecir su caída (Teza et al., 2007 y 2008; Travelletti et al., 2008; Prokop and Panholzer, 2009; Avian et al., 2009; Baldo et al., 2009; Pedrazzini et al., 2011). Es aún poca la bibliografía referente al estudio de las deformaciones en laderas rocosas con LiDAR Terrestre. Entre los trabajos más importantes se pueden encontrar los realizados por Oppikofer et al. (2008) y (2009) que detectan deformaciones precursoras en grandes movimientos rocosos y el realizado por Viero et al., (2010) que calcula movimientos rotacionales en columnas rocosas de los Alpes italianos. Las deformaciones precursoras también pueden ser detectadas en desprendimientos de menor magnitud (<100 m^3) y así predecir espacialmente las futuras caídas como demuestran Abellán et al. (2009) y (2010).

Así el siguiente trabajo se basa en la predicción espacial de desprendimientos a partir de la detección de las deformaciones precursoras mediante datos LiDAR Terrestre. Además, gracias al largo periodo de monitoreo llevado a cabo (1705 días), se ha realizado un detallado análisis de las deformaciones que ha permitido diferenciar las diferentes fases de su evolución.

1.1. Área de estudio

En el presente trabajo se ha estudiado el escarpe de coronación de un deslizamiento roto-traslacional complejo (Corominas y Alonso, 1984) que ocurrió en la localidad de Puigcercós (Cataluña, España) el 13 de Enero 1881 (Vidal, 1881). Este escarpe conocido localmente como "l'espadat", tiene unos 150 metros de longitud y 25 metros de altura en su punto máximo (Figura 1). Desde Septiembre de 2007 esta zona está siendo permanentemente estudiada a partir de la obtención de datos LiDAR por el grupo RISKNAT de la Universitat de Barcelona (Blanchard et al. 2008; Rodríguez et al. 2009; Abellán et al. 2010). Geológicamente, en el escarpe afloran una alternancia sub-horizontal de margas grises, areniscas, limos y arcillas coronadas por calizas nodulosas (Cuevas, 1992; Pujalte y Schmitz,

2005). En la actualidad, la actividad geomorfológica del escarpe se caracteriza por la ocurrencia de frecuentes caídas de rocas de pequeñas dimensiones (sobre 100 desprendimientos al año de volumen menor de 100 m^3). Los desprendimientos están condicionados por la intersección entre la estratificación sub-horizontal y una serie de grietas verticales subparalelas al escarpe (Blanchard et al., 2008).

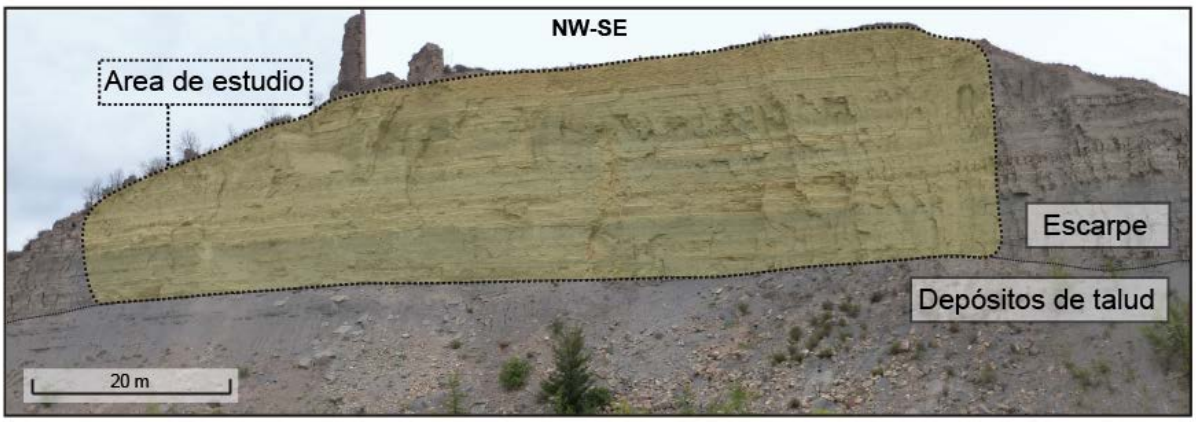


Figura 1: Panorámica del escarpe de Puigcercós y área de estudio.

2. METODOLOGÍA

A continuación se describirán las diferentes etapas en las que se divide la metodología empleada.

2.1.- Adquisición de datos.

La adquisición de datos fue realizada con un LiDAR Terrestre ILRIS-3D de Optech (para más información y especificaciones técnicas consultar www.optech.ca/i3dprodline-ilris3d.htm). La primera toma de datos (nube de puntos de referencia) corresponde al 27 de noviembre de 2007. Durante los 1705 días del periodo de estudio, se repitieron 12 tomas de datos de forma no periódica (nubes de puntos de comparación) (Figura 2). El espaciado medio entre puntos de los scans es entre 3 y 6 cm. En cuanto al error instrumental, la desviación estándar es de 1.68 cm (Abellán et al., 2010); dicho valor ha sido calculado en base a la comparación entre dos scans tomados consecutivamente a una distancia media de 150 m.

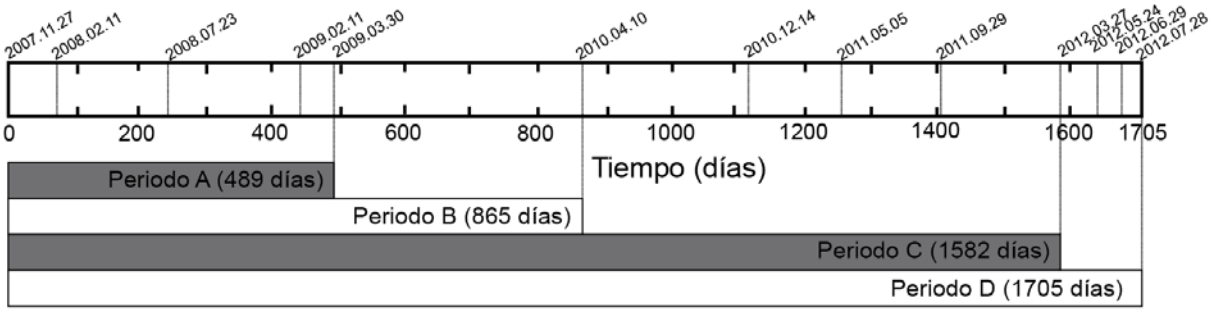


Figura 2: Fecha de cada adquisición de datos y periodos de estudio (A, B, C y D).

2.2.- Pre-tratamiento

En una primera fase los datos son sometidos a un pre-tratamiento consistente en una eliminación manual de puntos que se encuentren fuera de la zona de estudio, en una alineación y en una sucesiva comparación de los datos. Para la alineación y comparación de las nubes de puntos se ha seguido el siguiente proceso (ver Rosser et al. 2007): (a) la primera toma de datos se establece como nube de puntos de referencia y se elabora la superficie de referencia (S0); (b) las demás nubes de puntos se consideran nubes de puntos de comparación (P1, P2,…Pn) y se alinean con la S0; y (c) se compara cada nube de puntos de comparación con la S0 y se calculan las diferencias para cada periodo.

El proceso de alineación principalmente consta de dos etapas: la primera en la que se identifican puntos homólogos entre la nube de puntos de comparación y la S0; y la segunda en la que se minimiza la distancia entre las nubes de puntos y la S0 mediante el algoritmo Iterative Closest Points (ICP) (Chen and Medioni, 1992). Para esta segunda etapa solo se utilizan en la alineación las partes estables de la pared, es decir, es necesario ignorar las zonas que hayan sufrido cambios (desprendimientos de rocas o deformación precursora). La comparación consiste en la cuantificación de las distancias entre los puntos de comparación (P1, P2,…Pn) y la S0, y se realizada con el programa Polyworks (Innovmetric). La dirección de comparación se definió como un vector perpendicular al escarpe (eje Y) y el eje del sistema de coordenadas cartesiano (0, 0, 0) se situó en el centro del instrumento lidar terrestre. El criterio de signos adoptado asocia las diferencias negativas con los desprendimientos de rocas y las positivas con la deformación precursora.

2.3.- Análisis espacial

Para poder detectar de forma fiable las deformaciones de orden centimétrico que se producen en el escarpe se utilizó la técnica de filtrado mediante vecinos próximos desarrollada por Abellán et al. (2009). Dicha técnica consiste en tres fases principales: a)

interpolación de los datos en una malla cuadrada (10 cm en este estudio), b) búsqueda de los *kth* vecinos más próximos para cada punto y c) cálculo de la mediana de los *kth* vecinos próximos para cada punto. El valor de *k* fue modificado para obtener los resultados óptimos. Para un valor de *k*=8 los resultados muestran mucho ruido. Para unos valores de *k*=48 y *k*=80 los resultados enmascaran los valores pequeños de deformación y suavizan en exceso la morfología del área en movimiento. En consecuencia el valor óptimo de *k* elegido fue 24.

2.4. - Análisis temporal

La deformación respecto al tiempo se ha estudiado en diferentes puntos de la ladera, tanto dentro de cada área en movimiento como en una serie de puntos de control situados en zonas que se han considerado estables. Los valores de los puntos de control poseen una media de 0 cm con una desviación estándar del orden de 0.5 cm (0.475 cm). Debido a que el valor mínimo detectable con la técnica utilizada es 2 veces el valor de la desviación estándar (2 x 0.475 cm) (Abellán et al., 2009) queda demostrada la validez de éste método para la detección de la deformación de orden centimétrico existente en el escarpe.

3. RESULTADOS

3.1.- Análisis espacial de la deformación

La actividad geomorfológica actual del escarpe de Puigcercós principalmente consiste en frecuentes desprendimientos de rocas. En diversos de estos desprendimientos se han detectado deformaciones previas a su caída. Así en la figura 3 se representan los periodos con cambios más significativos dentro de los 1705 días de monitoreo.

c) PERIODO A (489 días desde el inicio del monitoreo, Figura 3a): En este periodo se observa la detección de 5 áreas afectadas por deformación. La deformación del área 1 alcanza los 12 cm. En el área 2 la deformación posee un valor de 4 cm. Las áreas 3, 4 y 5 se observan en una fase inicial del movimiento.

d) PERIODO B (865 días desde el inicio del monitoreo, Figura 3b): Se detectan los desprendimientos de las áreas 1 y 2 (370 y 16 m^3 respectivamente). La deformación en el área 3 ha aumentado probablemente como consecuencia de la proximidad al área 1. En cuanto a las áreas 4 y 5 se observa un aumento remarcable de la deformación en la primera (5 cm) y la detección de nuevas pequeñas zonas en movimiento en la segunda. Por último, en este periodo se comienza a detectar deformación en las áreas 6 y 7.

e) PERIODO C (1582 días desde el inicio del monitoreo, Figura 3c): El área 4 aumenta su

deformación máxima hasta 13 cm, el área 5 hasta 7 cm y el área 6 hasta 11 cm. El área 3 permanece estable con una deformación máxima de 3 cm durante los tres periodos. El área 7 aumenta su deformación en el periodo G hasta los 8 cm. Por último se detecta una nueva área deformada, el área 8.

f) PERIODO D (1705 días desde el inicio del monitoreo, Figura 3d): En el último periodo de monitoreo el cambio más importante es la caída de la parte superior del área 6 (32 m^3) que era las más deformada, mientras que el resto del área sigue con el aumento de su deformación. El área 4 alcanza ya valores máximos de deformación de 15 cm y el área 5 en su parte superior de 9 cm. Se observa también un aumento remarcable de deformación en el área 7 (12 cm). Y por último las áreas 3 y 8 parecen en una fase estable y se comienza a detectar el movimiento de lo que parece una nueva área, el área 9, que tendrá que ser verificada con nuevas tomas de datos.

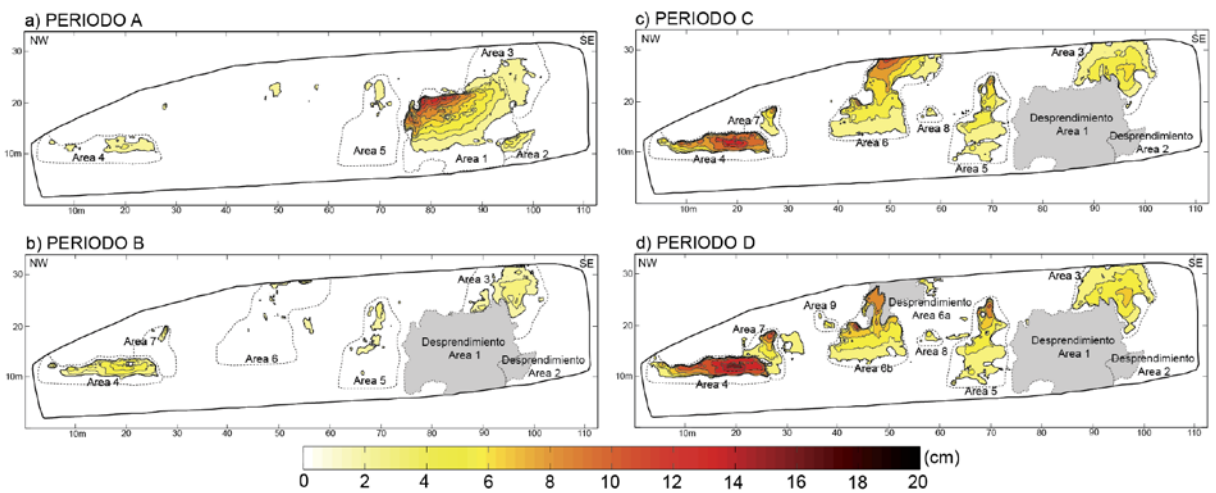


Figura 3: Áreas afectadas por deformación detectadas en el escarpe de Puigcercós

3.2.- Análisis temporal de la deformación precursora

Se han tomado diversos puntos dentro de las áreas deformadas de la figura 3 para realizar un análisis temporal de su evolución. En la figura 4 se representan los valores de la deformación respecto al tiempo de las áreas 1, 4, 6 y 7.

Área 1 (Figura 4b): En este área se detectó movimiento desde el inicio del monitoreo y hasta los 239 días la deformación fue mínima (de 2 a 2.9 cm). En el siguiente periodo (442 días) la deformación se aceleró llegando a alcanzar un valor máximo en el punto 1A de 12.1 cm y detectándose su caída a los 865 días. Observamos como la deformación en el área es mayor a más altura, es decir, aumenta desde el punto 1D al punto 1A.

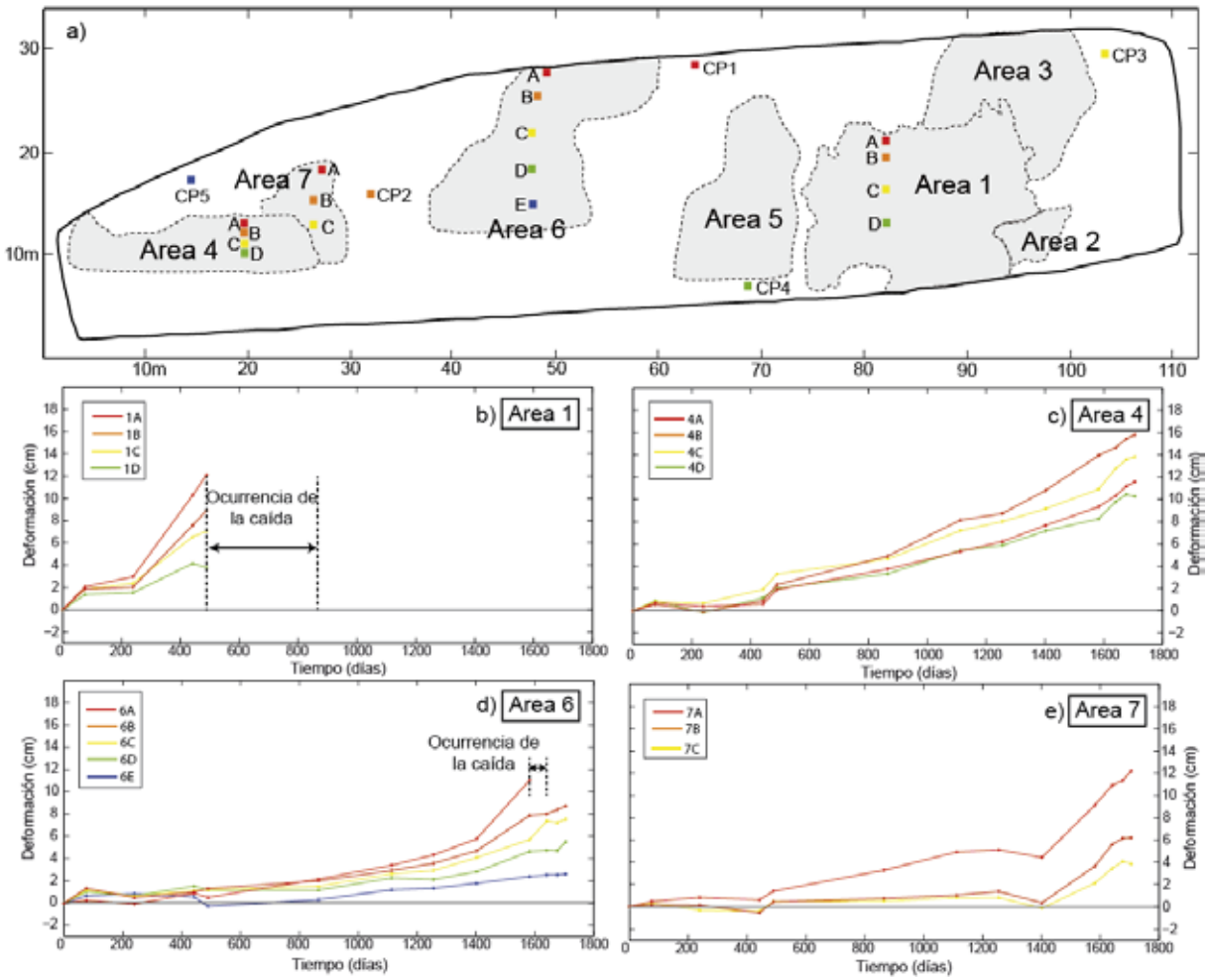


Figura 4: Evolución de la deformación a lo largo del tiempo de monitoreo.

Área 4 (Figura 4c): La deformación en esta área se detectó a los 489 días del comienzo del monitoreo y su evolución ha sido constante y rápida, llegando a alcanzar los 15.8 cm de deformación máxima en el punto 4B.

Área 6 (Figura 4d): La deformación se detectó a las 865 días y hasta los 1402 días era constante alcanzando en el punto 6A 5.8 cm. En los sucesivos periodos la deformación se aceleró hasta la caída de la parte superior de esta área donde se encuentra el punto 6A que mostró una deformación máxima a los 1582 días de 11 cm. El resto del área sigue en fase de aceleración y ahora el punto más deformado es el 6B que posee una deformación máxima a los 1705 días de monitoreo de 8.7 cm.

Área 7 (Figura 4e): La deformación en esta área se detectó a los 489 días desde el inicio,

comportándose de manera constante hasta los 1402 días. En los posteriores periodos la deformación se observa en fase de aceleración y ha alcanzado un valor máximo a los 1705 días en el punto 7A de 12.2 cm.

4. DISCUSIÓN

Del análisis de la distribución de la deformación en las figuras 6 y 8 se ha podido interpretar el mecanismo de salida predominante de los desprendimientos. Así, se puede observar que la deformación en las áreas 1, 5, 6 y 7 aumenta desde el punto de menor cota hasta el de mayor cota lo que indica que el mecanismo de salida de estas áreas del tipo *toppling* en el que los bloques rotan sobre una base fija (Muller, 1968). Sin embargo, la distribución de la deformación en las áreas 3 y 4 no se corresponde con este tipo de mecanismo. En estos casos los máximos valores de deformación se dan en los puntos centrales del área, siendo su interpretación difícil. Bien podrían corresponder con una deformación dúctil o con un doble toppling en el que el bloque frontal se encuentra más deformado.

Gracias al largo periodo de monitoreo realizado (1705 días), además de detectar la deformación precursora, se ha podido analizar en detalle su evolución respecto al tiempo y diferenciar así dos fases (ver figura 4). En las áreas 1, 6 y 7 se puede observar una primera fase de deformación progresiva y constante, y una segunda fase en la que la deformación se acelera. Esta segunda fase dura menos en el tiempo que la primera y acaba con la caída parcial o total de los bloques en movimiento. Esta caída se ha podido constatar en las áreas 1 y 6, mientras que el área 7 se encuentra en la fase de aceleración pero aún no se ha detectado su caída. El reconocimiento de estas dos fases es posible en las áreas afectadas con mecanismo de caída tipo *toppling*, pero no se distinguen en el área 4. La evolución de la deformación en este área corresponde con la fase de deformación progresiva y constante pero con unos valores más altos de los registrados en las demás áreas llegando a alcanzar la máxima deformación registrada (15.8 cm).

La observación de las dos fases en la evolución de la deformación concuerda con las etapas de la deformación descritas por diversos autores (Terzagui, 1950; Saito, 1969; Voight, 1989; Leroueil, 2001; Zvelebill and Moser, 2001; Crosta and Agliardi, 2003; Rose and Hungr, 2006) y que les permitió la activación de sistemas de alerta temprana. Basándonos en lo ocurrido en la evolución de las áreas 1 y 6, podemos predecir la cercanía temporal de la caída del resto de las áreas. Se muestra así el potencial de los datos LiDAR Terrestre para el seguimiento de estas deformaciones precursoras en desprendimientos de rocas de pequeñas dimensiones (>1 m^3). Además, se abre un nuevo camino hacia la conexión entre la predicción espacial, con la detección de las áreas en movimiento, y la temporal, con el reconocimiento de las diferentes fases de la evolución de la deformación.

5. CONCLUSIONES

Se han detectado nueve áreas afectadas por deformación precursora. En las áreas 1 y 6 se observó una relación directa entre la deformación y los desprendimientos de rocas. En las áreas restantes, la detección de esta deformación ha permitido la predicción de la localización de los futuros desprendimientos. El máximo valor de deformación detectado ha sido 15.8 cm en el área 4. En cuanto a la ocurrencia temporal, la detección de la fase de aceleración en distintas áreas podría indicar la inminencia de las caídas. En consecuencia, la observación de este patrón en la evolución de la deformación permitiría la activación de sistemas de alerta temprana para los desprendimientos de rocas.

AGRADECIMIENTOS

El presenta trabajo ha sido parcialmente financiado por los proyectos NUTESA (CGL2010-18609, fondos MICINN y FEDER), Grupo RISKNAT (2009SGR-520) y Fondo Nacional Suizo (SNF 138015 y 144040). El primer autor ha sido financiado por la Comisión para las Universidades y la Investigación del DIUE de la Generalitat de Catalunya a través de una beca pre-doctoral (FI-DGR2011) y una beca de estancias en el extranjero (BE-DGR2011).

REFERENCIAS

Abellán A, Jaboyedoff M, Oppikofer T, Vilaplana J M (2009) Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. Nat Hazards Earth Syst Sci 9:365-372.

Abellán A, Vilaplana JM, Calvet J, Blanchard J (2010) Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanning monitoring. Geomorphology 119:162-171.

Avian M, Kellerer-Pirklbauer A, Bauer A (2009) LiDAR for monitoring mass movements in permafrost environments at the cirque Hinteres Langtal, Austria, between 2000 and 2008. Nat Hazards Earth Syst Sci 9:1087–1094.

Baldo M, Bicocchi C, Chiocchini U, Giordan D, Lollino G (2009) LiDAR monitoring of mass wasting processes: The Radicofani landslide, Province of Siena, Central Italy. Geomorphology 105:193–201.

Blanchard J, Calvet J, Abellán A, García D, Khazaradze G, Vilaplana JM (2008) Estudio del escarpe del deslizamiento de Puigcercós mediante láser escáner terrestre. Conca de Tremp, Catalunya. Geotemas 10:1389–1392.

Chen Y, Medioni G (1992) Object modelling by registration of multiple range images. Image Vis Comput 10:145–155.

Corominas J, Alonso E, (1984) Inestabilidad de laderas en el Pirineo catalán. Tipologia y causas. Inestabilidad de laderas en el Pirineo. Ponencias y Comunicaciones. ETSICCP-UPC C.1-C.53.

Crosta GB, Agliardi F (2003). Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements. Can. Geotech. J. 40:176–191.

Cuevas JL (1992). Estratigrafía del "Garumniense" de la Conca de Tremp. Prepirineo de Lérida. Acta Geológica Hispánica 27, 1-2, pags. 95-108.

Leroueil MS (2001) Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. Géotechnique 51:195–244.

Muller L (1968) New considerations on the Vajont slide. Felsmechanik und Ingenieurgeologie 6(1):1–91.

Oppikofer T, Jaboyedoff M, Keusen HR (2008) Collapse at the eastern Eiger flank in the Swiss Alps. Nat Geosci 1:531–535.

Oppikofer T, Jaboyedoff M, Blikra L, Derron MH (2009) Characterization and monitoring of the Aknes rockslide using terrestrial laser scanning. Nat Hazards Earth Syst Sci 9:1643–1653.

Pedrazzini A, Oppikofer T, Jaboyedoff M, Guell i Pons, M, Chantry R, Stampfli E (2010) Assessment of rockslide and rockfall problems in an active quarry: case study of the Arvel quarry (western Switzerland). In: European rock mechanics symposium (EUROCK 2010), Lausanne, Switzerland. CRC Press, Leiden, pp 593–596.

Prokop A, Panholzer H (2009) Assessing the capability of terrestrial laser scanning for monitoring slow moving landslides. Nat Hazards Earth Syst Sci 9:1921–1928.

Pujalte V, Schmitz B (2005). Revisión de la estratigrafía del Grupo Tremp ("Garumniense", Cuenca de Tremp-Graus, Pirineos meridionales). Geogaceta, 38.

Rodriguez X, Abellán A, Calvet J, Vilaplana J M (2009) Estudio de la influencia de la litología en el fenómeno de caída de bloques mediante láser escáner terrestre. Puigcercós, Pallars Jussà. In: Alonso E, Corominas J, Hürlimann M (Eds) Proceedings of VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Barcelona, Spain.

Rose ND, Hungr O (2007) Forecasting potential rock slope failure in open pit mines using the inverse-velocity method. Int J Rock Mech Min Sci 44:308–320.

Rosser NJ, Lim N, Petley DN, Dunning S, Allison RJ (2007) Patterns of precursory rockfall prior to slope failure. J Geophys Res 112:F04014.

Saito M (1969) Forecasting time of slope failure by tertiary creep. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Found Engineering, vol 2, pp 677–683.

Terzaghi K (1950) Mechanism of landslides. In: Paige S (Ed) Application of Geology to Engineering Practice (Berkeley Volume). Washington D.C, Geological Society of America, pp 83–123.

Teza G, Galgaro A, Zaltron N, Genevois R (2007) Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach. Int J Remote Sens 28:3425–3446.

Teza G, Pesci A, Genevois R, Galgaro A (2008) Characterization of landslide ground surface kinematics from terrestrial laser scanning and strain field computation. Geomorphology 97:424–437.

Travelletti J, Oppikofer T, Delacourt C, Malet J, Jaboyedoff M (2008) Monitoring landslide displacements during a controlled rain experiment using a long-range terrestrial laser scanning (TLS). Int Archi Photogramm Remote Sens 37(B5):485–490.

Vidal LM (1881) Nota acerca de los hundimientos ocurridos en la Cuenca de Tremp (Lérida) en Enero de 1881. Boletin de la Comisión del Mapa Geológico de España VIII 113–129.

Viero A, Teza G, Massironi M, Jaboyedoff M, Galgaro A (2010) Laser scanning-based recognition of rotational movements on a deep seated 2 gravitational instability: The Cinque Torri case (North-Eastern Italian Alps). Geomorphology 122:191–204.

Voight B (1989) A relation to describe rate-dependent material failure. Science 243:200–203.

Zvelebill J, Moser M (2001) Monitoring based time-prediction of rock falls: three casehistories. Phys Chem Earth (B) 26:159–167.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS Y SEGUIMIENTO DE LAS LADERAS DEL MONASTERIO DE MONTSERRAT MEDIANTE LiDAR TERRESTRE

Manuel Jesús ROYÁN[1*], Marta GUINAU[1], Joan Manuel VILAPLANA[1], Antonio ABELLÁN[2]

[1] Grupo RISKNAT. Institut de Recerca GEOMODELS.
Departamento de Geodinámica y Geofísica,
Universitat de Barcelona, C/ Martí i Franqués, s/n, 08028 Barcelona.

[2] Centre de Recherches en Environnement Terrestre (CRET).
Faculté des Géosciences et de l'Environnement,
Université de Lausanne. Géopolis (3129), 1015 Lausanne (Switzerland).

RESUMEN

En el siguiente trabajo se muestran los resultados obtenidos tras la aplicación de dos metodologías diferentes de estudio mediante LiDAR Terrestre en las laderas situadas junto al Monasterio de Montserrat. Por un lado se ha realizado un análisis de las discontinuidades existentes en dicha ladera con el fin de obtener un modelo morfométrico 3D. A partir de dicho estudio se han podido distinguir 6 familias de discontinuidades además de la estratificación. Por otro lado se ha realizado un seguimiento de casi dos años (630 días) de las mismas paredes de la Montaña de Montserrat con el objetivo de detectar desprendimientos de rocas y posibles movimientos de los bloques rocosos. Se detectó una caída de un bloque de 0.68 m^3 que no originó ningún desperfecto en los elementos expuestos.

1. INTRODUCCIÓN

La Montaña de Montserrat (Barcelona, España) (figura 1) es uno de los parques naturales más emblemáticos de Cataluña. En dicha montaña se sitúa uno de los lugares de peregrinación cristiana más importantes a nivel nacional, el Monasterio de Montserrat que recibe más de 2 millones de visitantes al año.

Los materiales que constituyen la montaña de Montserrat corresponden a un delta donde se identifican facies de abanico proximal de hasta 1300 m de potencia con conglomerados que alternan con capas de areniscas y lutitas (López Blanco et al, 2000). Geomorfológicamente la montaña posee un modelado característico denominado "modelado montserratí" y que se compone de paredes verticales, canales y agujas. Las laderas rocosas de la montaña se encuentran afectadas por desprendimientos de roca que en ocasiones pueden alcanzar grandes volúmenes de material caído (Royán y Vilaplana, 2012) y que suponen un gran peligro para los elementos expuestos (visitantes, monasterio, carreteras, etc.) (Fontquerni et al., 2012). Como por ejemplo el último gran desprendimiento registrado ocurrido el 28 de Diciembre de 2008 en la pared de Degotalls, que movilizó 1.000 m^3 de roca y que afectó a la carretera y al tren-cremallera que dan acceso al Monasterio de Montserrat. En las paredes de estudio ha habido importantes desprendimientos históricos como el del bloque inferior al denominado "sostre del Monestir" de centenares de m^3 que provocó la muerte de 4 monjes en 1546. El último desprendimiento importante (4 m3 de volumen) ocurrió el 15 de Diciembre de 2010 causando daños en diversas salas de hotel situado en el recinto del monasterio.



Figura 1: Localización geográfica de la Montaña de Montserrat y panorámica de las laderas del monasterio. Los recuadros de la panorámica señalan la sección mostrada en la figura 2 (línea continua) y la zona de salida del desprendimiento de rocas detectado (línea discontinua).

En este trabajo se presentan los resultados del estudio mediante la utilización de un instrumento LiDAR Terrestre de las paredes situadas junto al Monasterio de Montserrat. Estas paredes cubren una superficie aproximada de 49.000 m^2 y poseen un desnivel máximo aproximado de 150 m (figura 1). En efecto, el uso de la tecnología LiDAR ha supuesto un gran avance para el estudio y seguimiento de este tipo de paredes tan verticales e inaccesibles (Rosser et al. 2005; Abellán et al. 2010). A partir de los datos 3D obtenidos con el LiDAR Terrestre se han planteado dos objetivos de investigación: (a) un primer objetivo consiste en la extracción de los planos de discontinuidades que compartimentan las paredes de conglomerados; (b) un segundo objetivo consiste en realizar un monitoreo de dichas paredes con el fin de detectar los desprendimientos ocurridos durante el periodo de estudio así como posibles indicadores precursores de desprendimientos, como el desplazamiento de bloques.

1.1. Antecedentes

El único estudio que se encuentra en la bibliografía en referencia a la estructura de la Montaña de Montserrat es el realizado por Alsaker et al. (1996). Dicho trabajo está basado en la obtención de las familias de discontinuidades a partir de la fotointerpretación de fotografías aéreas de toda la montaña. Así, Alsaker et al. (1996) define 5 familias diferentes en toda la montaña. Dos familias principales con orientaciones NNE-SSW (Set A) y WNW-ESE (Set C), dos familias subordinadas con orientaciones NE-SW (Set B_{NE}) y NW-SE (Set B_{NW}), y una tercera que se encuentra más raramente y que posee una orientación E-W (Set E). En concreto, en las paredes situadas en el monasterio Alsaker et al. (1996) identifica las dos familias principales (NNE-SSW y WNW-ESE) y una de las subordinadas (NE-SW). Además de estas discontinuidades, en las paredes de la montaña se puede diferenciar la estratificación en posición horizontal o sub-horizontal.

2. METODOLOGÍA

Por un lado se describirá brevemente la metodología utilizada para la detección de las discontinuidades y por otro lado la metodología empleada en el monitoreo.

2.1. Detección de discontinuidades

Para el estudio de discontinuidades se han utilizado 6 scans realizados el día 15/02/2011 con un LiDAR Terrestre ILRIS 3D de Optech (para más información y especificaciones técnicas consultar www.optech.ca/i3dprodline-ilris3d.htm). Los scans fueron realizados desde 3 estaciones con el fin de obtener la mayor cantidad de datos posible de la ladera y evitar zonas de sombra. Los diferentes scans fueron alineados, unidos en una misma nube de puntos y georreferenciados. El espaciado medio entre puntos es de 10 y 15 cm.

A continuación se aplicó la metodología de identificación y reconstrucción de planos de

discontinuidades desarrollada por el *Institut de Recerca GEOMODELS* (ver detalles en García-Sellés et al., 2011). A modo de resumen las principales fases de dicha metodología son: (a) Proceso de cálculo de la regresión planar sobre conjuntos de puntos definidos por un radio de búsqueda determinado por el usuario (en este estudio el radio fue definido en 0.25 m). Este proceso permite asignar a cada punto de la nube la orientación de la superficie en la que se encuentra. Además se obtienen los parámetros M (índice de coplanaridad) y K (índice de colinearidad) (Woodcoock, 1977) que definen la calidad del ajuste. (b) Construcción del diagrama de densidad de polos de las orientaciones calculadas en el paso anterior para reconocer y separar las diferentes familias de discontinuidades. (c) A continuación se aplican dos filtros, el primero basado en el control de los valores de M y K, y el segundo en la búsqueda de agrupaciones de un número mínimo de puntos (clusters) en una distancia máxima (tabla 1). Estos filtros permiten obtener agrupaciones de puntos que definen superficies con significado geológico, eliminando así puntos que corresponden a otros elementos como vegetación (figura 2a y b). (d) a partir de las agrupaciones de puntos se reconstruyen las superficies de discontinuidades caracterizados por planos rectangulares, obteniendo así el modelo morfométrico 3D (figura 2c).

Familia	**Distancia máxima**	**Nº mínimo puntos**	**M**	**K**
Estratificación	0.5	4	>3.5	<0.5
Familia 1	0.5	10	>3	<0.5
Familia 2	0.25	5	>2.5	<0.5
Familia 3	0.25	5	>3	<0.6
Familia 4	0.5	5	>2.7	<0.5
Familia 5	0.25	5	>2.6	<0.6
Familia 6	0.25	5	>3	<0.5

Tabla 1: Valores de los parámetros utilizados para el filtrado de puntos.

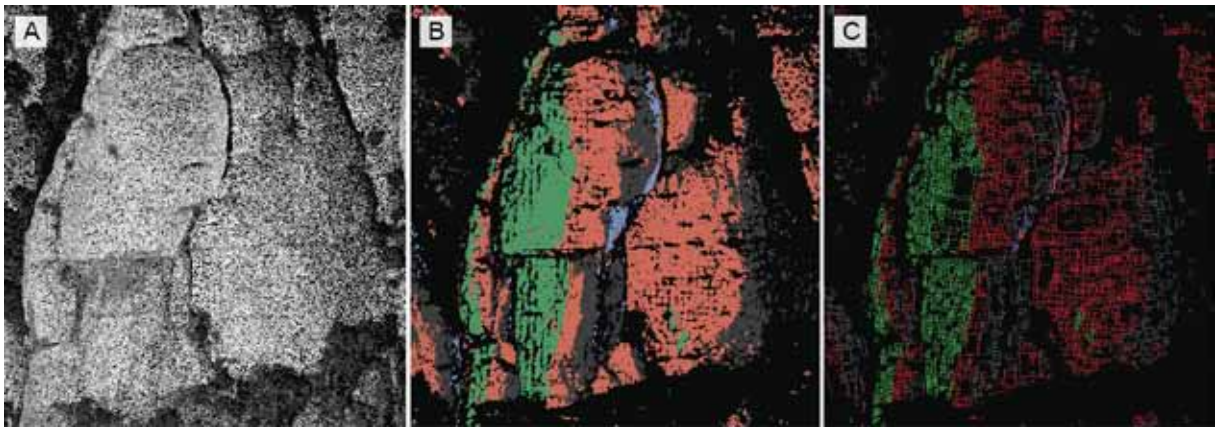


Figura 2: Resultados de los pasos seguidos para la obtención del modelo morfométrico de discontinuidades en una zona del afloramiento analizado. La zona que se muestra se señala en la panorámica de la figura 1. A: nube de puntos inicial. B: puntos clasificados en función de la familia a la que pertenecen. C: modelo morfométrico 3D.

2.2. Monitoreo

El Grupo RISKNAT lleva años realizando tareas de monitoreo con LiDAR Terrestre en diversos escarpes de Cataluña (Abellán et al. 2010 y Abellán et al. 2011). Entre los avances más significativos se encuentra la predicción espacial de desprendimientos de rocas conseguida a partir de la detección de deformaciones precursoras (Abellán et al. 2010).

En este caso se llevaron a cabo 6 campañas de toma de datos que cubrieron 630 días (tabla 2). En cada campaña se realizaron 3 scans desde la misma estación con el fin de cubrir toda la pared del Monasterio de Montserrat (figura 3). El análisis se realizará en cada scan por separado (derecha, central e izquierda) con el fin de minimizar errores. La metodología empleada está basada en la comparación multitemporal descrita por Rosser et al. (2007) con el fin de detectar los cambios ocurridos en las paredes (desprendimientos o desplazamiento de bloques).

Fecha	Días de monitoreo
15/02/2011	0
12/05/2011	86
12/12/2011	300
28/03/2012	407
22/06/2012	493
06/11/2012	630

Tabla 2: Fechas de las campañas de escaneo.

En una fase previa las nubes de puntos fueron sometidas a un filtrado de ruido con el fin de eliminar aquellos puntos que no tenían interés para el estudio y que generaban errores mayores en el análisis, principalmente la vegetación. Para dicho filtrado se utilizó la aplicación de clasificación de datos LiDAR denominada CANUPO basado en las características geométricas de la escena 3D (ver más detalles en Brodu y Lague, 2012). Como resultado se consiguió quitar aproximadamente un 27% de los puntos y se obtuvieron únicamente los puntos pertenecientes a la superficie de los conglomerados.

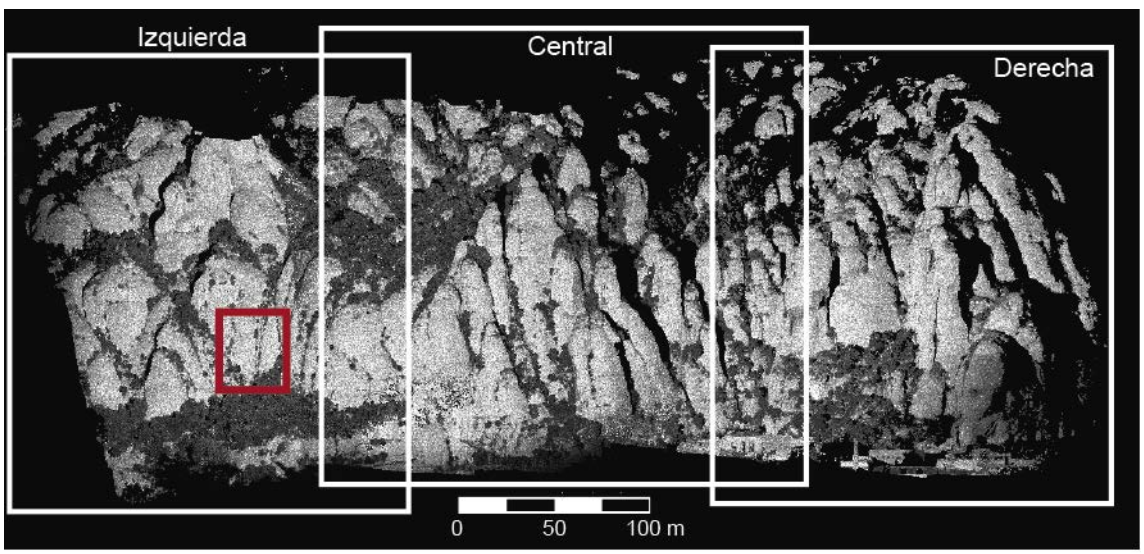


Figura 3: visión general de las nubes de puntos obtenidas en las campañas con señalización de cada parte usada en el análisis. El recuadro rojo de la parte izquierda señala la zona de salida del desprendimiento detectado en el scan del 06/11/2012.

A continuación con las nubes resultantes del filtrado anterior se construyeron modelos digitales de la superficie y se alinearon los datos tomando como superficie de referencia los datos de la primera campaña (15/02/2011). Este proceso se realizó con la aplicación IMAlign (Polyworks, Innovmetric). De la misma manera cada modelo se comparó con la superficie de referencia y se calcularon las diferencias para así detectar las caídas o las

deformaciones.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Detección de discontinuidades

Se han conseguido diferenciar 6 familias de discontinuidades que afectan a la ladera de conglomerados del Monasterio de Montserrat además de la estratificación. En la figura 4 se representan los diagramas de densidad de polos de los planos del modelo morfométrico 3D, y en la tabla 3 se resumen las orientaciones principales de cada familia así como el número de planos reconstruidos y el área mínima de estos.

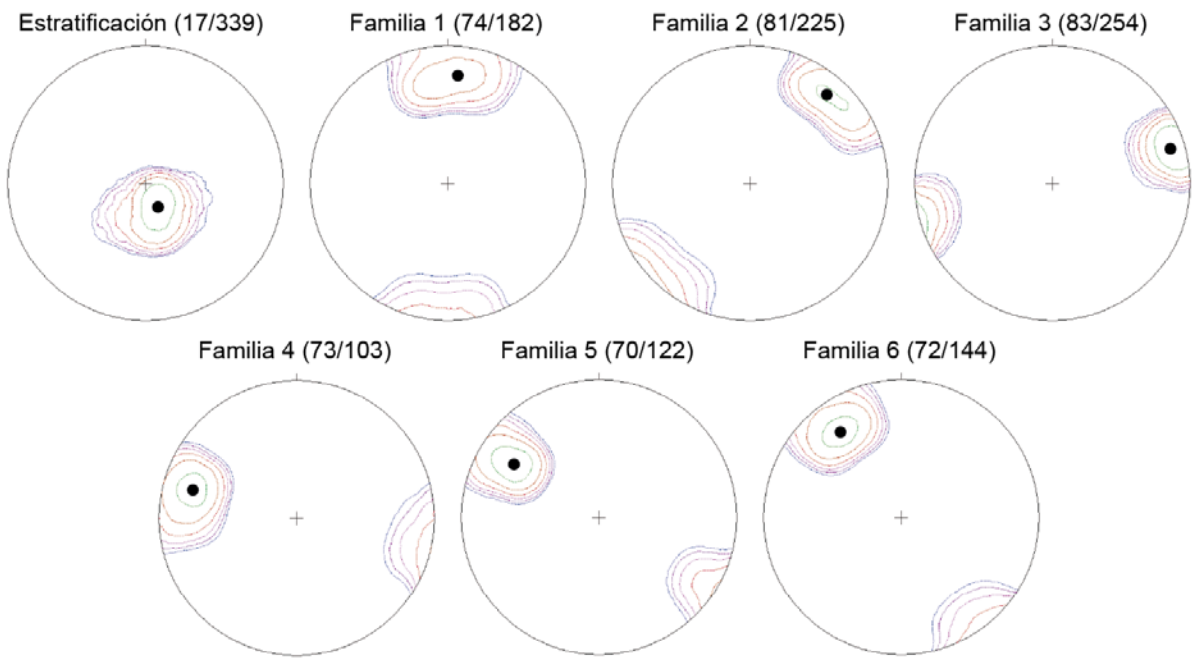


Figura 4: Diagramas de densidad de polos e indicación de la orientación principal máximo buzamiento de cada familia y de la estratificación.

Familia	Orientación principal	Nº planos	Área mínima
Estratificación	17/339	315	0.1
Familia 1	74/182	15399	0.1
Familia 2	81/225	5336	0.1
Familia 3	83/254	1266	0.1
Familia 4	73/103	6056	0.1
Familia 5	70/122	7083	0.1
Familia 6	72/144	10723	0.1

Tabla 3: Orientaciones principales y número de planos extraídos del análisis.

A partir del análisis de las discontinuidades se puede observar una correlación con las halladas y descritas por Alsaker et al. (1996) (Figura 5). Para realizar la comparación, las familias propuestas por el autor anterior se han representado solo con el valor de dirección, ya que no existen valores concretos de buzamiento en dicho trabajo. Así se observa que la familia 2 determinadas en este trabajo corresponde claramente con el set B_{NW}. La familia 1 podría corresponder tanto con el set C como con el E. Debido a la cantidad de planos determinados de la familia 1 y a que en Alsaker et al. (1996) el set C es considerado principal y el E es secundario, se puede interpretar que la familia 1 principalmente corresponde con el set C. El set principal A tendría correspondencia con las familias 4 y 5. La división en dos familias de este set puede ser debido al aumento de detalle del presente estudio, respecto al realizado por Alsaker et al. (1996). La familia 6, aunque con unos grados de diferencia podría corresponder con el set B_{NE}. Y por último no se observa correspondencia para la familia 3 de este trabajo. Analizando el número de planos obtenidos para cada familia (ver tabla 3), se observa un número muy bajo para la estratificación, esto es debido a que principalmente esta se refleja en lineaciones en el afloramiento, y no en planos claramente desarrollados.

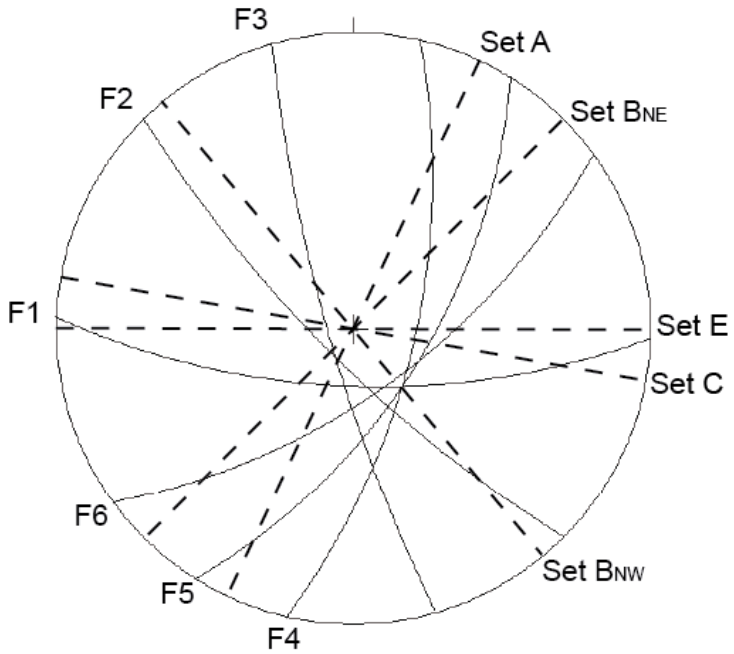


Figura 5: Comparación de las familias resultantes del presente trabajo (líneas continuas) y los sets determinados en Alsaker et al. (1996) (líneas discontinuas). Los sets determinados por este autor solo se indican en función de su dirección, debido a la falta del dato de buzamiento.

3.2. Monitoreo

Después de 630 días de seguimiento solo se detectó un desprendimiento de rocas entre los datos del 22 de Junio y el 6 de Noviembre de 2012 aunque, sin saber la fecha exacta, se tiene constancia de que la caída se produjo antes del 6 de Octubre de 2012. El bloque caído se sitúa en la zona izquierda de las laderas estudiadas (figura 6) y corresponde a un bloque de conglomerados con forma de placa de 0.68 m^3 de volumen. El mecanismo de salida probablemente fue caída libre y no ocasionó ningún tipo de daño en los elementos expuestos ya que se detuvo en la densa vegetación que se encuentra justo debajo de la zona de salida.

Puesto que la frecuencia de desprendimientos en el área estudiada es moderada, el periodo de monitoreo es todavía relativamente corto (630 días) para poder detectar un mayor número de desprendimientos, por lo cual es necesario continuar con este tipo de seguimiento instrumental. El único desprendimiento detectado en el periodo de estudio indica la relativa baja actividad de caída de rocas de la zona de estudio.

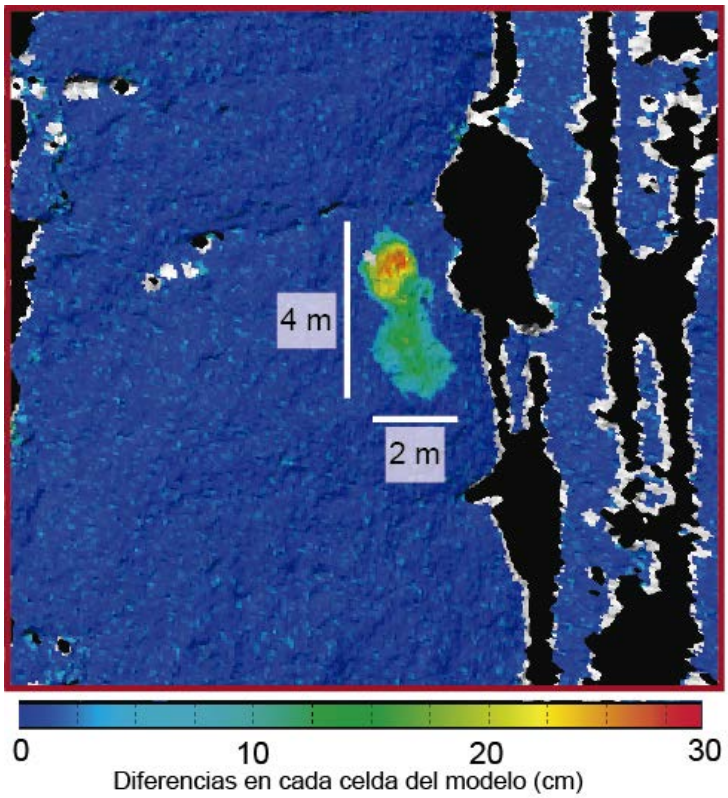


Figura 6: zona de salida del desprendimiento detectado con el scan del 06/11/2012.

En cuanto a la detección de desplazamiento de bloques no se ha detectado ningún desplazamiento asociada a ningún bloque rocoso en los 630 días de estudio. Esto puede ser debido a que los bloques no se hayan movido o a que el movimiento en estos 630 días esté aún por debajo del umbral mínimo detectable por la técnica aplicada al estudio (centimétrico – Manetti y Steinmann, 2007).

5. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha empleado un LiDAR Terrestre para analizar por un lado, uno de los factores condicionantes de los desprendimientos de rocas (orientación y número de discontinuidades que afectan a la pared) y por otro lado para conocer la frecuencia y magnitud de los desprendimientos durante el periodo de estudio.

En lo relativo a la caracterización de las discontinuidades se ha realizado un modelo morfométrico 3D de las paredes de conglomerados del Monasterio de Montserrat. De este modelo se han podido distinguir 6 familias de discontinuidades que afectan a dichas laderas. Además de estas discontinuidades también se pudo distinguir la estratificación. La creación del modelo morfométrico 3D es el paso previo al estudio de la

susceptibilidad a desprendimientos de rocas en dichas paredes. Conocer la susceptibilidad y los bloques de rocas potencialmente inestables supondría un avance importante en la zona de estudio ya que existe un riesgo por desprendimientos muy elevado teniendo en cuenta el factor exposición de personas y de infraestructuras.

En lo relativo al monitoreo con LiDAR durante un período de estudio de 630 días ha permitido detectar la ocurrencia de un único un desprendimiento de 0.68 m3 que no causó ningún daño en los elementos expuestos. En futuros trabajos se seguirán monitoreando dichas paredes en búsqueda de deformaciones precursoras a los desprendimientos de rocas que permita activar sistemas de alerta temprana y así intentar reducir el riesgo.

AGRADECIMIENTOS

El presenta trabajo ha sido parcialmente financiado por los proyectos NUTESA (CGL2010-18609, fondos MICINN y FEDER), Grupo RISKNAT (2009SGR-520) y Fondo Nacional Suizo (SNF 138015 y 144040). El primer autor ha sido financiado por la Comisión para las Universidades y la Investigación del DIUE de la Generalitat de Catalunya a través de una beca pre-doctoral (FI-DGR2011).

REFERENCIAS

Abellán A, Vilaplana JM, Calvet J, Blanchard J (2010) Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanning monitoring. Geomorphology 119:162-171.

Abellán A, Vilaplana JM, Calvet J, García-Sellés D, Asensio E (2011) Rockfall monitoring by Terrestrial Laser Scanning - Case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia,Spain). Nat Hazards Earth Syst Sci 11:829-841.

Alsaker, E.; Gabrielsen, R.H.; Roca, E. (1996). The significance of the fracture pattern of the Late-Eocene Montserrat fan-delta, Catalan Coastal Ranges (NE Spain). Tectonophysics, 266, 465-491.

Brodu, N., Lague, D. (2012). 3D terrestrial lidar data classification of complex natural scenes using a multi-scale dimensionality criterion: Applications in geomorphology. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 68, 121-134.

Fontquerni, S; Vilaplana,J.M.; Guinau,M.; Royán,M.J.; Barberà, M.; y Janeras, M. (2012). Los elementos vulnerables expuestos a los desprendimientos de rocas en Montserrat. Geo-temas nº 13. Especial VIII Congreso Geológico de España. Oviedo.

Garcia-Selles, D., Falivene, O., Arbués, P., Gratacos, O., Tavani, S., Muñoz, J. A., (2011). Supervised identification and reconstruction of near-planar geological surfaces from terrestrial laser scanning. Computer & Geosciences, 37 (10), 1584-1594.

López-Blanco, M; Marzo, M; Piña, J.(2000) Transgressive-regressive sequence hierarchy of foreland fan-delta clastic Hedges (Montserrat and Sant Llorenç del Munt, Middle Eoceno, Ebro Basin, NE Spain). Sedimentary Geology, (138) 41-69.

Manetti L, Steinmann G (2007) 3DeMoN ROBOVEC—integration of a new measuring instrument in an existing generic remote monitoring platform. In: 7th International Symposium On Field Measurements In Geomechanics, Boston, MA, USA, pp 24–27.

Rosser NJ, Petley DN, Lim M, Dunning SA, Allison RJ (2005) Terrestrial laser scanning for monitoring the process of hard rock coastal cliff erosion. Q J Eng Geol Hydrogeol 38:363–375.

Rosser NJ, Lim N, Petley DN, Dunning S, Allison RJ (2007) Patterns of precursory rockfall prior to slope failure. J Geophys Res 112:F04014.

Royán, M; Vilaplana, J.M. (2012) Distribución espacio-temporal de los desprendimientos de rocas en la montaña de Montserrat. Revista Cuaternario y Geomorfología, (26) 1-2.

Woodcoock, N.H., (1977).Specification of fabric shapes using an eigen value method. Geological Society of America Bulletin 88,1231–1236.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

LADERA INESTABLE EN LEINTZ-GATZAGA: ESTUDIO GEOTÉCNICO Y CONTROL DEL DESLIZAMIENTO CON TÉCNICAS TERRESTRES Y ESPACIALES

Belén GASCÓN[1], Guadalupe BRU[2], Antonio G. CAMACHO[2], Miguel AVELLANEDA[1], Juan F. PRIETO[3], Pablo J. GONZÁLEZ[4], Gerardo HERRERA[5], Jordi J. MALLORQUÍ[6], Kristy F. TIAMPO[4], José A. NAVARRO[7] , Antonio MORALES[1], José FERNÁNDEZ[2]

[1] Euroestudios S.L. (amorales@euroestudios.es).

[2] Instituto de Geociencias (CSIC, UCM) (jft@mat.ucm.es).

[3] Dpt. Ingeniería Topográfica y Cartografía. ETSI Topografía, Geodesia y Cartografía, Universidad Politécnica de Madrid.

[4] Department of Earth Sciences, Western University, London, Ontario, Canadá.

[5] Dpt Investigación y Prospectiva Geocientífica, Área de Peligrosidad y Riesgos Geológicos, Instituto Geológico y Minero de España.

[6] Dpt. De Teoria del Senyal I Comunicacions, Universitat Politècnica de Catalunya.

[7] Diputación Foral de Guipúzcoa.

RESUMEN

La inestabilidad de ladera en Leintz-Gatzaga (Guipúzcoa,) y su entorno, ha producido daños estructurales en viviendas, muros y viales, que van desde moderados a intensos, desde hace siglos, obligando a ejecutar diferentes actuaciones de reparación y prevención. Se presenta en este trabajo la descripción geotécnica/geológica del deslizamiento, así como resultados de estudios previos. Por otro lado, este deslizamiento ha sido elegido como zona test del proyecto EOSLIDE en el que se pretende desarrollar e implementar metodologías de vigilancia que combinen técnicas terrestres clásicas con las técnicas avanzadas de última generación de procesado de interferometría radar de satélite, además de utilizar técnicas gravimétricas para la determinación de estructuras superficiales, minimizando costes sin pérdida de precisión en los resultados.

1. INTRODUCCIÓN

La villa de Leintz-Gatzaga se enclava en una ladera cuya inestabilidad se conoce desde antiguo y que ha dado lugar a la aparición de grietas, tanto en fachadas y muros de viviendas, como en muros y firmes de las carreteras circundantes. Todo ello ha obligado a acometer importantes obras de consolidación. La zona se encuentra ubicada en la cabecera del río Deba, dentro de la provincia de Gipuzkoa.

El primero de los estudios geotécnicos data de 1975 al definirse el trazado de la autopista Burgos-Maltzaga. A partir de esta fecha y hasta 1996 se suceden una serie de informes geotécnicos básicamente limitados al perímetro urbano, que fueron realizados por el Ayuntamiento de Leintz-Gatzaga y la Diputación Foral de Gipuzkoa (DFG). El objetivo de estos estudios previos fue, el refuerzo de la cimentación para el nuevo Ayuntamiento, el encaje de un vial y de un nuevo frontón mediante la construcción de un gran contrafuerte de escollera en el límite inferior de la villa que se agrietó durante su construcción. En 1996 se detectaron importantes grietas en el Frontón, lo que obligó a micropilotar las zapatas.

Aunque las grietas siguen evolucionando, desde esa fecha no hay más estudios ni actuaciones hasta los realizados en 2009 y 2011 por la DFG, que abordan la inestabilidad de toda la ladera, al tener como objetivo el control de grietas y deformaciones en las carreteras que la atraviesan (GI-3310 y GI-3681). En estos informes geotécnicos se recopiló toda la información disponible y se propuso instalar inclinómetros y piezómetros, lo que la DFG llevó a cabo en 2010. Posteriormente se cartografiaron zonas inestables, acumulaciones de suelos y afloramientos rocosos, con el fin de poder interpretar el fenómeno que origina la inestabilidad en la ladera. A partir de toda la información disponible, se realizó una interpretación y se propuso un plan específico de control e instrumentación que permitiera confirmar o modificar con el paso del tiempo las hipótesis planteadas y cuantificar los posibles movimientos.

La hipótesis de inestabilidad con la que se trabaja se basa en la existencia de un gran deslizamiento metaestable, con varias escamas de deslizamiento secundarias, que afectaría a toda la ladera.

Las últimas propuestas de control que está abordando la DFG en esta zona incluye (aparte de medir los movimientos con fisurómetros e inclinómetros), incluyen el control de las deformaciones con topografía de precisión.

La identificación de las deformaciones de la superficie terrestre asociadas a cualquier fenómeno físico es actualmente posible mediante la técnica de Interferometría de imágenes de Apertura Sintética Radar (SAR) Diferencial (DInSAR). Esta técnica de teledetección ofrece la posibilidad de monitorizar desplazamientos con una precisión milimétrica, mediante el uso de frecuencias de microondas. Las aplicaciones principales de este método son: la detección y

estudio de nuevas deformaciones del terreno, el estudio de aquellas deformaciones de las cuales ya tenemos conocimiento, y una tercera, más ambiciosa, la predicción de los futuros efectos provocados por estas deformaciones. El estudio temporal de las deformaciones se puede elaborar gracias al amplio archivo histórico de imágenes SAR desde 1992, adquiridas por los satélites ERS-1, ERS-2 y ENVISAT en banda C de la European Space Agency (ESA) hasta 2011 y actualmente mediante satélites de última generación (p.e., TerraSAR-X en banda X). El uso de estas técnicas en el estudio de la evolución de deslizamientos presenta la ventaja de proveer una información más extensa espacialmente a un coste más asumible (Cascini et al. 2009), frente a los métodos tradicionales de medida mediante topografía clásica y actualmente GNSS, en los que sólo se dispone de los datos obtenidos en los puntos donde se estaciona la instrumentación.

El proyecto EOSLIDE tiene como objetivo desarrollar e implementar metodologías de control y vigilancia combinando técnicas de uso estándar (GNSS, estaciones robotizadas, etc.) con la interferometría radar diferencial avanzada de satélite, combinando las series temporales de desplazamientos obtenidas con ambos tipos de técnicas. También se utilizarán mediciones gravimétricas para la determinación de estructuras geológicas y su comparación/integración con los datos geológicos y geotécnicos disponibles. Se pretende generar protocolos de vigilancia de deslizamientos que permitan minimizar costes sin perder precisión en los resultados esperados.

2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El punto de partida principal han sido los dos estudios más recientes (2009 y 2011), en los que se recopila la información existente y se realiza un reconocimiento de campo. Esto permite llevar a cabo una interpretación geológica, y basada en ella, una propuesta concreta de instrumentación (actualmente ya instalada) para el control de las deformaciones en la ladera.

La información de que se dispone consiste en los registros de 19 sondeos perforados entre 1975 y 1993, en los registros y datos de control más recientes (marzo de 2013) de 6 inclinómetros y 2 piezómetros instalados por la DFG a principios de 2010 y a finales de 2012, así como en los primeros datos de control (marzo de 2013) correspondientes a los 10 fisurómetros instalados en la línea de fachadas situada al norte de la localidad.

2.1 ORIGEN Y CONTROL DE LOS MOVIMIENTOS

El substrato en la ladera está formado por limolitas y areniscas del Cretácico basal (Aptiense-Albiense), limitadas por las importantes fallas de Leniz y Villaro, en cuya intersección aflora el manantial salino que da nombre a la localidad.



Fig 1.- Situación geológica (EVE 1:25.000).

Tanto la morfología de la ladera actual como la situación de algunas grietas en la carretera y la naturaleza del material que recubre el macizo rocoso sano, sugieren la existencia de un gran deslizamiento (300 m de anchura y 600 m de longitud), que se habría producido hace cientos de años en una ladera de pendiente uniforme, formada por un importante espesor de roca intensamente meteoriza (10-15 m), cubierta a su vez por suelos coluviales (3-10 m). La acción erosiva del río Deba que discurre por el pie de la ladera, pudo desencadenar el deslizamiento, cuyo escarpe se situaría en un contacto mecánico, es decir, en una zona de debilidad que también pudo facilitar la rotura. Esta gran masa deslizada se habría dispuesto formando un nuevo perfil de equilibrio que es el que básicamente existe ahora, es decir, una "panza" de morfología sub horizontal sobre la que presumiblemente se asentó la población de Leintz-Gatzaga. El espesor de masa deslizada será del orden de 20-25 metros y debajo aparecerá cierto espesor de roca meteorizada y la roca sana (ver esquema en Fig. 2).

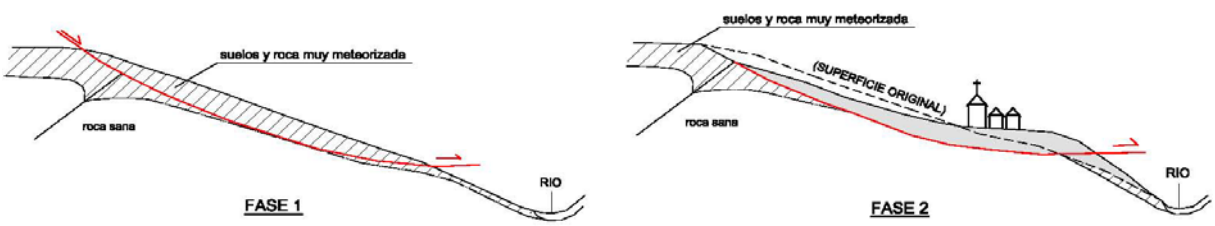


Fig. 2.- Esquema de rotura ladera Leintz-Gatzaga.

Con el paso del tiempo (o de forma simultánea), el deslizamiento principal se pudo fragmentar en diferentes escamas de rotura independientes, lo que originaría en la actualidad movimientos diferenciales y por tanto agrietamientos en las zonas de cizalla. Las condiciones serían bastante estables, es decir, previsiblemente el factor de seguridad estará en torno o por encima de 1, lo que justificaría que se produzcan ocasionalmente movimientos instantáneos, (aunque de pequeña entidad), si empeoran las condiciones del terreno, como ocurre al subir el nivel freático en momentos de pluviometría intensa. Estos movimientos podrían ser prácticamente nulos durante la mayor parte del tiempo y reactivarse momentáneamente, aunque dentro de magnitudes muy pequeñas. Esto explicaría que en los tres inclinómetros instalados desde el año 2010 (Inc 1,2 y 3), se hayan registrado deformaciones horizontales muy poco significativas (0.1-0.2 mm/mes) en 2.5 años, y en los 3 meses del invierno 2012-13,

excepcionalmente lluvioso, se hayan medido movimientos de hasta 4 mm/mes. La magnitud total de las deformaciones registradas desde Julio de 2010 es de 10-15 mm en estos inclinómetros. Los datos de los 6 inclinómetros instalados confirman en líneas generales los planos de deslizamiento propuestos en la hipótesis de rotura (ver Fig. 4). En este caso, dada la persistencia y complejidad de las deformaciones, no se descarta que existan también movimientos verticales, por la posible existencia a cierta profundidad de masas de evaporitas. De hecho, en los últimos estudios realizados a nivel de la cuenca Vasco Cantábrica, se propone una importante presencia de evaporitas (yeso, anhidrita y halita) asociadas al Cretácico basal en facies Weald (Ábalos et al., 2008), lo cual se ha comprobado cerca de esta zona al cortarse durante la construcción del túnel de Arlabán, masas de anhidritas de decenas de metros de espesor. Por otra parte, estudios más recientes (Iribar et al., 2011) concluyen que, en el manantial próximo, la salinidad del agua se debe en gran parte a la disolución de evaporitas del Weald que se encontrarían relativamente cercanas a la superficie.

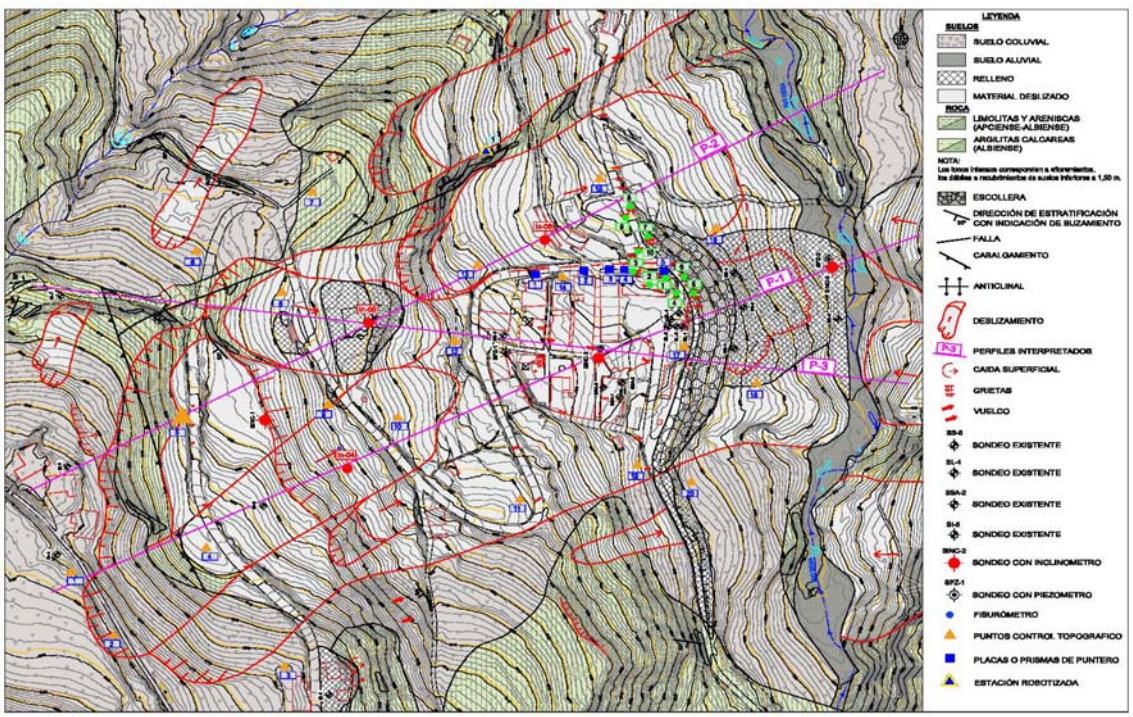


Fig. 3.- Planta geológica y de situación de instrumentación

En cualquier caso, el comportamiento parece ser complejo a juzgar por las grietas y movimientos observados, cuya componente no queda clara, ya que existen hundimientos evidentes (como en la carretera que cruza el escarpe y en algunos edificios de Leintz-Gatzaga), a la vez que grietas, como en el caso de las más recientes del frontón, que son transversales a la dirección de máxima pendiente y no se explican fácilmente. En las Figs. 3 y 4 se representan, en planta y perfiles, los deslizamientos interpretados y la investigación e instrumentación existente.

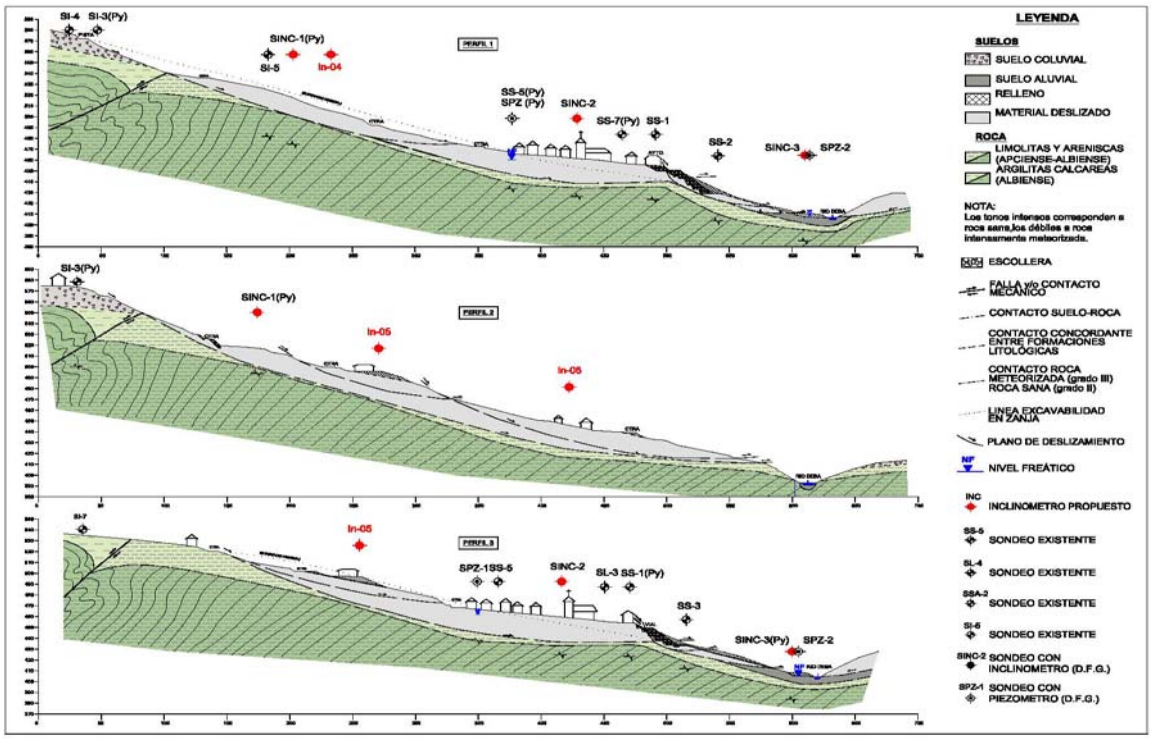


Fig. 4.- Perfiles interpretados (hipótesis de rotura).

3. PROYECTO EOSLIDE

A continuación se describen el estado actual del desarrollo de los diferentes aspectos del proyecto de investigación EOSLIDE.

3.1. ACTUACIONES PREVIAS

La tarea inicial consistió en la elección de una zona test para el proyecto, donde se pudiesen hacer tanto las observaciones clásicas (a ser posible existiesen observaciones instrumentales previas) y asegurarnos en lo posible de la existencia de un banco de datos de imágenes radar de diferentes satélites y Agencias Espaciales que facilitaran el desarrollo del proyecto y conseguir sus objetivos. Se eligió como zona de interés el norte de España, en particular el País Vasco, como área de interés para el proyecto, y en ella se identifican tres zonas en Guipúzcoa.

En el Territorio Histórico de Guipúzcoa existen numerosas zonas inestables, cuyo estudio actualmente se realiza a través de los correspondientes informes geotécnicos, con el objetivo de efectuar reconocimiento del terreno y proponer las medidas estabilizadoras más adecuadas. De entre las posibles zonas inestables se eligió finalmente, la zona Deslizamiento entre los p.k. 4,550 – 5,630 de la GI- 3310 y tramo inicial de la GI-3681 en Leintz-Gatzaga. Entre otras

causas, fueron importantes para la selección de esta zona, varios aspectos: (1) Euroestudios posee una amplia información geotécnica de la zona debido a que ha realizado numerosos estudios geológicos y geotécnicos que van desde 1975 hasta 2011, necesarios para las actuaciones de estabilización de la Villa de Leintz-Gatzaga y alrededores; (2) las dimensiones actualmente conocidas del deslizamiento (aprox.600 m x 300 m) eran las mayores entre las posibles zonas identificadas, asegurando un mayor número de datos con los que poder contrastar las metodologías propuestas; (3) la orientación del desplazamiento (aprox. E-W), adecuada para el estudio InSAR; y (4) el importante apoyo logístico local del Ayuntamiento y Diputación Foral de Guipúzcoa.

3.2. ESTUDIO GRAVIMÉTRICO ESTRUCTURAL

La observación de anomalías gravimétricas en la zona y su posterior inversión pueden aportar información sobre la existencia, localización y morfología de posibles anomalías de densidad en el subsuelo (Camacho et al., 2011a, b). Estas anomalías estructurales de densidad pueden ser relevantes a la hora de interpretar el origen y evolución del fenómeno de deslizamiento de ladera. Con este objetivo hemos realizado una primera campaña de observación gravimétrica entre el 18 y 22 de septiembre de 2012 (Fig. 5).



Fig. 5. (a) Estacionamiento de instrumentos. (b) Localización de estaciones gravimétricas sobre ortofoto 2011 de la Diputación Foral de Guipúzcoa.

Se utilizó en la observación un Gravímetro CG-5 Scintrex, dos equipos GNSS Leica GX1230GG de doble frecuencia con antena geodésica Leica AX1202GG y una estación total

Leica TCR705. Se realizaron un total de 261 observaciones gravimétricas en 219 estaciones. Se obtuvieron precisiones del orden de ± 14 μGal en observaciones gravimétricas y de ± 2 cm en observaciones altimétricas. Los primeros resultados obtenidos con los datos de la primera campaña, han puesto de manifiesto la necesidad de realizar una segunda campaña de gravimetría estructural para poder cubrir zonas de interés no observadas por la primera y obtener resultados definitivos y comparables con los estudios geotécnicos y geológicos previos.

3.3 CONTROL TOPOGRÁFICO

Las observaciones geodésicas y topográficas, sirven para la medición puntual de fenómenos de deslizamiento, véase presas, áreas inestables, minería, etc. Es por ello que su potencia radica en la observación directa del fenómeno a estudiar, ya sea por procedimientos de posicionamiento global (GNSS), o por medios topográficos clásicos (p.e., estaciones totales y nivelación de alta precisión).

Una vez seleccionada la zona a estudiar, Leintz-Gatzaga (Gipuzkoa), se procederá a la medición con tres metodologías diferentes pero complementarias, es decir que la toma de datos nos proporcionará valores XYZ de los puntos seleccionados, combinando las metodologías que sean necesarias:

- Continua o automática estación robotizada y sistema de comunicaciones.
- En campañas, combinando con GNSS y nivelación de alta precisión.

Para lograr las precisiones esperadas se hace necesaria la monumentación en cada una de los puntos de estudio como paso previo a la lectura y medición de datos, además de la adecuación y construcción de una caseta que albergue la estación total robotizada.

La metodología de observación terrestre implementada para el control en la zona de estudio combina tres técnicas diferentes que proporcionarán precisiones < 1 cm y que se encuadran en dos actuaciones diferentes:

-Control topográfico con Estación Robotizada (TPS), con precisión del instrumental de 0,5'' en precisión angular y 0,6 mm + 1 ppm en medición de distancias (Leica, 2009) (ISO 17123-3; ISO 17123-4), con sensor meteorológico para corregir las mediciones por variaciones de presión y temperatura. El instrumental, instalado de forma permanente, estará ubicado en una caseta, realizando mediciones en modo continuo a prismas colocados en diferentes edificios del núcleo urbano. Mediante el software Leica GeoMoS (Kayesa, 2006) podemos controlar íntegramente y de forma telemática la Estación Robotizada obteniendo datos de las mediciones en tiempo real, además de poder configurar un sistema de alarma que notificará posibles movimientos que superasen los parámetros prefijados, mediante SMS o correo electrónico. Tanto las referencias fijas como la Estación Robotizada se ubican en estaciones de control, construidos expresamente para el proyecto, y ubicados en afloramientos rocosos que garantizan, en principio, la estabilidad del sistema.

-Control topográfico mediante receptores GNSS y Niveles Digitales de Alta Precisión. La red de hitos topográficos consta de 20 estaciones. Se usarán equipos GNSS Leica bifrecuencia GX1230, que proporcionan coordenadas de los puntos con precisión de 3 mm + 0,5 ppm en planimetría (Leica, 2008) (ISO17123-8), en observaciones de entre 3 y 4 horas en sesiones de mañana y tarde y líneas de base inferiores a 3 km (Hoffmann-Wellenhof et al., 2007), la altitud, más precisa, se calcula a partir de la línea de nivelación de ida y vuelta de alta precisión con Nivel Leica DNA03 con miras invar de código de barras (Leica, 2006) (ISO 17123-2). y con desviación típica de 0,3 mm en 1 kilómetro de nivelación doble (Li-Qiang et al., 2011). Tanto para las observaciones GNSS como para la Nivelación de Alta Precisión nos apoyaremos en la Red de Estaciones de Referencia GNSS de Euskadi, además de los clavos de nivelación de la REDNAP del IGN y de la Infraestructura Geodésica de Guipúzcoa, de modo que el trabajo quedará vinculado al Sistema Geodésico de Referencia ETRS89. Se han programado 4 campañas anuales. Los datos observados mediante GNSS se procesarán utilizando efemérides precisas a través de los programas Leica Geo Office y Bernese GNSS Software.

3.4. INTERFEROMETRÍA RADAR DE SATÉLITE

La técnica de Interferometría radar de Satélite (InSAR) ofrece la posibilidad de monitorizar desplazamientos temporales con una precisión milimétrica, mediante el uso de frecuencias microondas. Las limitaciones de las técnicas DInSAR tradicionales (relacionadas con la decorrelación temporal y geométrica) (ver p.e.; Hanssen, 2001; González y Fernández, 2011) han sido parcialmente resueltas con técnicas avanzadas (A-InSAR), que utilizan algoritmos para, a partir de un cierto número de interferogramas, extraer la evolución temporal de la deformación. Entre ellas se encuentran la Coherent Pixel Technique (CPT) (Blanco-Sanchez et al., 2008) y la Small Baseline Subsets (SBAS) (Berardino et al., 2002). El uso de estas técnicas en el estudio de la evolución de deslizamientos presenta la ventaja de proveer una información más extensa espacialmente a un coste más asumible (Cascini et al. 2009), frente a los métodos tradicionales de medida mediante topografía clásica y actualmente GNSS, en los que sólo se dispone de los datos obtenidos en los puntos donde se estaciona la instrumentación.

La ladera inestable de Leintz-Gatzaga representa un caso idóneo para su estudio con A-InSAR, ya que existe un amplio archivo histórico de imágenes SAR desde 1992, adquiridas por los satélites ERS-1, ERS-2 y ENVISAT en banda C de la European Space Agency (ESA) hasta 2011; disponibilidad de imágenes del satélite ALOS de JAXA y los satélites COSMO-SkyMed de ASI, y actualmente mediante satélites de última generación (p.e., TerraSAR-X de DLR) (Iglesias et al., 2013) (ver Figura 6). Esto permite realizar un estudio multi-satélite, multi-frecuencia y a diferentes resoluciones espaciales (Herrera et al., 2013).

El movimiento monitorizado hasta la fecha mediante instrumentación geotécnica está dentro de los límites de las velocidades detectables con técnicas de interferometría radar avanzada, como las que se utilizaran en el proyecto EOSLIDE.



Figura 6. Información sobre número y periodo temporal de imágenes radar disponibles de la zona de Leintz-Gatzaga disponibles para los diferentes satélites.

4. CONCLUSIONES

En este artículo se expone la interpretación geológico-geotécnica llevada a cabo sobre la inestabilidad histórica que afecta a la ladera en la que se emplaza la Villa de Leintz-Gatzaga, y las técnicas que se están aplicando para el control de las deformaciones.

A partir de todos los datos disponibles en 2011, se propuso como hipótesis la existencia de un gran deslizamiento metaestable de 600 m de longitud, 300 m de anchura y 20-25 m de espesor, afectado por varias escamas de rotura que provocarían movimientos diferenciales en la ladera.

La instrumentación instalada entre 2010 y 2012 (particularmente los seis inclinómetros), ha permitido detectar deformaciones horizontales de pequeña entidad (4 mm/mes) asociadas a periodos de pluviometría muy intensa, que serían casi nulas la mayor parte del tiempo. Estos movimientos confirman, en línea generales, la hipótesis planteada, si bien no descartan la existencia de pequeños movimientos verticales (que podrían estar ligados a la presencia de evaporitas en el substrato), dada la complejidad de las deformaciones observadas.

Este deslizamiento ha sido seleccionado como zona test para ensayar nuevas técnicas de control de deformaciones y movimientos en el marco del proyecto EOSLIDE, dentro del cual se ha realizado ya una campaña de observación gravimétrica en septiembre de 2012, que, tras completarse en meses próximos permitirá obtener información sobre la existencia, localización y morfología de anomalías de densidad en el subsuelo. Estas anomalías son relevantes a la hora de interpretar el origen y evolución del fenómeno de deslizamiento de ladera. Los resultados finales serán comparados con los estudios geotécnicos y geológicos previos.

Paralelamente se está implementando un sistema de medición continua automatizada con estación total. En este sentido se están instalando los correspondientes pilares de control junto con una instalación que alojará una estación total de precisión submilimétrica. Complementariamente se realizará un sistema de monitorización discreta, mediante campañas, con observaciones GNSS y nivelación de alta precisión en 20 estaciones de control, desarrollándose 4 campañas anuales.

Además de las técnicas topográficas y gravimétricas anteriores, se emplearán técnicas avanzadas de Interferometría Radar de Satélite (A-InSAR), que ofrecen la posibilidad de monitorizar desplazamientos temporales con una precisión milimétrica. Se estudiará el archivo histórico existente de imágenes radar de satélite desde 1992 a 2011, obtenidas con los satélites ERS-1, ERS-2 y ENVISAT en banda C de la ESA, y ALOS de JAXA (banda L). Desde 2011 a la actualidad se usarán imágenes de los satélites de la constelación COSMO-SkyMed de la ASI y TerraSAR-X de la DLR. Se realizará por tanto un estudio multi-satélite y multi-frecuencia a diferentes resoluciones espaciales, que se interpretará conjuntamente con todas las demás técnicas utilizadas.

El uso conjunto de todas estás técnicas de monitorización, que se complementan unas a otras dentro del proyecto EOSLIDE, permitirán disponer de un mayor banco de mediciones de deformaciones no solo de la ladera de Leintz-Gatzaga y su entorno en los próximos meses, que esperamos permita definir sistemas de monitorización lo más óptimos posible en el sentido de costes/rendimiento para las características del deslizamiento.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado en el marco del proyecto EOSLIDE del MINECO (IPT-2011-1234-310000) de la convocatoria INNPACTO 2011. Las imágenes radar de satélite se obtienen en el marco de los proyectos Cat.-1 13933 de la ESA y GEO1409 de la Agencia Espacial Alemana (DLR). La investigación de AGC, JFP y JF ha sido también sufragada por el proyecto AYA2010-17448 del MINECO, y la de KFT y PJG por una Ontario Early Researcher Award y una NSERC Discovery Grant. PJG agradece la Banting Postdoctoral Fellowship del Gobierno Canadiense. Agradecemos a la Diputación Foral de Guipúzcoa toda la información facilitada y el apoyo prestado, y especialmente al Ayuntamiento de Leintz-Gatzaga su implicación en el proyecto. Esta investigación se desarrolla en el marco de Campus de Excelencia Internacional, CEI, Campus Moncloa.

REFERENCIAS

Ábalos, B., Alkorta, A., Iribar, V., 2008. Geological and Isotopic constraints on the structure of the Bilbao anticlinorium (Basque-Cantabrian basin, North Spain). *Journal of Structural Geology*, 30: 1354-1367.

Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R., and Sansosti, E., 2002. A new Algorithm for Surface Deformation Monitoring based on Small Baseline Differential SAR Interferograms. *IEEE Trans. Geoscience and Remote Sensing*, 40: 2375-2383.

Blanco-Sánchez, P., Mallorquí, J.J., Duque, S., Monells, S., 2008. The Coherent Pixel Texhnique (CPT): and advanced DInSAR technique for nonlinear deformation monitoring. *Pure and applied geophysics*, 165: 1167-1193.

Camacho, A.G., J. Fernández and J. Gottsmann, 2011a. A new gravity inversión method for multiple sub-horizontal discontinuity interfaces and shallow basins. *Journal of Geophysical Research*, 116, B02413, doi:10.1029/2010JB008023.

Camacho, A.G., Fernández, J., Gottsmann, J., 2011b. GROWTH2.0: The 3-D gravity inversion package GROWTH2.0 and its application to Tenerife Island, Spain. *Computers & Geosciences*, 37: 621-633, doi: 10.1016/j.cageo.2010.12.003.

Cascini, L., Fornaro, G., Peduto, D., Ferlisi, S., Di Nocera, S., 2009. A new approach to the use of dinsar data to study slow-moving landslides over large areas. Proc. 'Fringe 2009 Workshop', Frascati, Italy, 30 November – 4 December 2009. *ESA SP*-677, 7 pp.

González, P.J., Fernández, J., 2011. Error estimation in multitemporal InSAR deformation time series, with application to Lanzarote, Canary Islands. *Journal of Geophysical Research*, 116, B10404, doi: 10.1029/2011JB008412.

Hanssen, R., 2001. *Radar Interferometry: Data Interpretation and Error Analysis*. Kluwer Acad., Dordrecht, Netherlands, 308 pp.

Herrera, G., Gutiérrez, F., García-Davadillo, J.C., Guerrero, J., Notti, D., Galve, J.P., Fernández-Merodo, J.A., Cookslet, G., 2013. Multi-sensor advanced DInSAR monitoring of very slow landslides: The Tena Valley case study (Central Spanish Pyrenees). *Remote Sensing of Enviroment*, 128, 31-43,

Hofmann-Wellenhoff, B., Lichtenegger H., Collins, J., 2007. *GPS: Theory and Practice*. Springer-Verlag, New York.

Iglesias, R., Monells, D., Centolanza, G., Mallorquí, J.J., Fabregas, C., Aguasca, A., 2013. Landslide monitoring with spotlight Terrasar-X data. IEEE Proc. IGRSS Remote Sensing for a Dynamic Earth. 22-27 July 2012, Munich, germany, 4 pp.

Iribar,V., Ábalos, B., 2011. The geochemical and isotopic record of evaporate recycling in spas salterns of the Basque Cantabrian basin, Spain. *Applied Geochemistry*, 26: 1315-1329.

Kayesa, G., 2006. Prediction of slope failure at Letlhakane Mine with GeoMoS slope monitoring system. *International Symposium on Stability of Rock Slopes in Open Pit Mining and Civil Engineering*, The South African Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg, South Africa, pp.605-622

Leica, 2006 Leica. "Leica DNA03/10 User Manual". Leica Geosystems. pp. 147-149

Leica, 2008 Leica. "Leica GPS 1200 User Manual". Leica Geosystems. pp. 108-114

Leica, 2009 Leica. "TM30 Technical Data". Leica Geosystems. pp. 4-8.

Li-Qiang, W., Yuan-zhan, W., Kai-hui, J., (2011) "Settlement observation and analysis on dynamic consolidation treated high-filled road ground," in *2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering*, Lushan, China, pp.668-670

Massonnet, D., Feigl, K., 1998. Radar interferometry and its application to changes in the Earth's surface. *Reviews of Geophysics*, 36: 441–500, doi:10.1029/97RG03139.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MONITORIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS DEL TERRENO CON SAR TERRESTRE

Michele CROSETTO[1]*, Oriol MONSERRAT[1], Guido LUZI[1], María CUEVAS-GONZÁLEZ[1], Núria DEVANTHÉRY[1] y Ramon COPONS LLORENS[2]

[1] Institut de Geomàtica. Parc Mediterrani de la Tecnologia.
Avda. Carl Friedrich Gauss, 11.E-08860 Castelldefels, Barcelona.
* michele.crosetto@ideg.es

[2] Centro de Estudios de la Nieve y la Montaña de Andorra. Instituto de Estudios Andorranos (CENMA-IEA).
Avda. Rocafort 21-23, Ed. Molí, 3º AD600 Sant Julià de Lòria. Andorra.

RESUMEN

En este artículo se describe una técnica de teledetección terrestre con un gran potencial para medir y monitorizar deformaciones del terreno: la interferometría SAR terrestre (GB-SAR). En concreto, se detallan los fundamentos de la interferometría GB-SAR para medir deformaciones y se describen las ventajas e inconvenientes de la monitorización de deformaciones con GB-SAR. La técnica es capaz de proporcionar medidas de desplazamientos sobre áreas de varios kilómetros cuadrados y con una alta resolución espacial. En este documento se presentan los resultados obtenidos a partir de datos GB-SAR en dos casos de estudio de monitorización de deslizamientos de ladera en una zona rural y en una zona urbana. El instrumento usado para tomar las medidas interferométricas (IBIS-L) es un SAR terrestre que trabaja en la banda Ku. Las imágenes adquiridas con el GB-SAR se combinaron para obtener mapas de desplazamiento del terreno de las zonas de interés.

1. INTRODUCCIÓN

La tecnología Radar de Apertura Sintética (*Synthetic Aperture Radar*, SAR) se ha utilizado con profusión en los últimos años en el ámbito de la detección y monitorización de deformaciones del terreno, predominantemente mediante la utilización de la técnica

interferométrica y el uso de sensores SAR satelitales y aerotransportados. En la última década, esta tecnología se ha implementando en plataformas terrestres, ofreciendo una herramienta de monitorización de deformaciones flexible con capacidad para medir movimientos rápidos a pequeña escala, con una resolución espacial alta en comparación con los sensores satelitales y con la capacidad de adquirir imágenes cada pocos minutos. Estas características han hecho del SAR terrestre (*Ground-Based SAR*, GB-SAR) una técnica versátil que ha sido utilizada con éxito para monitorizar fenómenos de distinta naturaleza.

La mayoría de los estudios de GB-SAR publicados en la literatura describen la monitorización de deslizamientos de ladera (Pieraccini et al., 2002; Leva et al., 2003; Tarchi et al., 2003; Noferini et al., 2005; Herrera et al., 2009; Luzi et al., 2010a; Del Ventisette et al., 2011), donde el GB-SAR puede ofrecer buenos resultados con respecto a otras técnicas de medición como la estación total o el láser escáner terrestre (*Terrestrial Laser Scanner*, TLS). Además, Crosetto et al. (2009) exploran la posibilidad de monitorizar un desprendimiento de rocas con GB-SAR. Tarchi et al. (1999) y Alba et al. (2008) abordan el uso de GB-SAR para el seguimiento de presas, que aprovecha al máximo la capacidad de adquisición de imágenes del GB-SAR y su alta sensibilidad a pequeños desplazamientos. La motorización con GB-SAR de estructuras artificiales se discute en Tarchi et al. (2000) y Luzi et al. (2010b). Además, el GB-SAR se ha utilizado para monitorizar una serie de fenómenos naturales como subsidencias en entorno urbano (Pipia et al., 2007), y desplazamientos de glaciares (Luzi et al., 2007) y de laderas de volcanes (Casagli et al., 2009; Casagli et al., 2010). Algunos trabajos han utilizado el GB-SAR para monitorizar las vertientes cubiertas de nieve (Martínez-Vázquez y Fortuny Guasch, 2008; Luzi et al., 2009). Por último, el GB-SAR se ha utilizado con éxito como herramienta para monitorizar taludes en minas a cielo abierto (Mecatti et al., 2010).

Este documento ofrece una visión general de los principales aspectos técnicos relacionados con la monitorización de deformaciones con GB-SAR. Se proporcionan los fundamentos de la interferometría GB-SAR y se discuten las ventajas e inconvenientes de la técnica. Además, la técnica GB-SAR se describirá y analizará mediante dos casos de estudio que tienen como objetivo la estimación del movimiento en laderas inestables en un periodo de tiempo determinado. En concreto, se describirá la monitorización de un deslizamiento del terreno en una zona rural y otro en una zona urbana. Estos resultados experimentales se han obtenido a partir de imágenes obtenidas con un GB-SAR IBIS-L y las cadenas de procesamiento de datos desarrolladas en el Institute of Geomatics.

2. INTERFEROMETRÍA GB-SAR

El instrumento GB-SAR utilizado para la adquisición de datos es el sistema IBIS-L desarrollado por IDS Ingegneria dei Sistema SpA en colaboración con la Universidad de Florencia (Italia). El sistema IBIS-L se compone de cuatro componentes principales: el sensor radar que tiene dos antenas, una para emitir y otra para recibir la señal reflejada, el raíl a lo

largo del cual se mueve el sensor radar durante la adquisición de datos, un ordenador portátil para controlar el sistema y el almacenamiento de los datos adquiridos, y un módulo de suministro de energía. Este interferómetro de microondas trabaja en la banda Ku, en la longitud de onda de 17,6 mm, puede adquirir datos hasta una distancia de 4 km y tiene una frecuencia de muestreo de hasta una imagen cada 5 minutos. Este sistema radar puede medir desplazamientos de píxeles del área observada con una precisión de hasta 0.1 mm. La descripción detallada del sensor IBIS-L está descrita en Bernardini et al. (2007).

Utilizando los datos obtenidos mediante el desplazamiento del sensor a lo largo del raíl se obtiene una imagen 2D completa. Como el sensor radar es coherente, el sistema asocia un número complejo para cada píxel de la imagen, a partir del cual se puede derivar la señal de la fase φ y la amplitud A. La amplitud se utiliza principalmente para interpretar la escena y para estudiar las características de la señal reflejada en la zona observada (ver Ulaby et al., 1986), mientras que la fase se utiliza para medir deformaciones, que es el objetivo de este estudio, o para generar modelos digitales de elevaciones (Nico et al., 2004; Noferini et al., 2007; Rödelsperger et al., 2010). A continuación se considerará un escenario de medida de deformación, tomando las fases φ_1 y φ_2 de dos píxeles homólogos (píxeles que corresponden a un mismo blanco), a partir de dos imágenes adquiridas en momentos diferentes:

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \varphi_{geom-1} + \varphi_{scatt-1} = \frac{4 \cdot \pi \cdot R_1}{\lambda} + \varphi_{scatt-1} \\ \varphi_2 &= \varphi_{geom-2} + \varphi_{scatt-2} = \frac{4 \cdot \pi \cdot R_2}{\lambda} + \varphi_{scatt-2} \end{aligned} \tag{1}$$

donde R_1 y R_2 son las distancias sensor-blanco de cada adquisición, φ_{scatt} es la variación de fase generada durante la interacción entre las microondas y el blanco, λ es la longitud de onda de la señal emitida, y el factor 4π está relacionado con la relación fase-distancia y el camino de dos vías radar-blanco-radar. La fase interferométrica $\Delta\varphi_{21}$, principal observable GB-SAR, viene dada por:

$$\Delta\varphi_{21} = \varphi_2 - \varphi_1 = \frac{4 \cdot \pi \cdot (R_2 - R_1)}{\lambda} + (\varphi_{scatt-2} - \varphi_{scatt-1}) \tag{2}$$

Si las componentes debidas a la interacción $\varphi_{scatt-2}$ y $\varphi_{scatt-1}$ permanecen constantes entre las dos adquisiciones (es decir, su variación en el tiempo es despreciable), $\Delta\varphi_{21}$ está directamente relacionada con la diferencia de la distancia (R_1 - R_2) y por lo tanto con el desplazamiento del blanco. En la práctica existen al menos otros tres términos:

$$\Delta\varphi_{21} = \varphi_2 - \varphi_1 = \frac{4 \cdot \pi \cdot (R_2 - R_1)}{\lambda} + (\varphi_{atmo2} - \varphi_{atmo1}) + \varphi_{noise} + 2 \cdot k \cdot \pi \tag{3}$$

donde el ruido φ_{noise} es la componente debida al ruido instrumental y puede incluir también un posible residuo de la fase debida a ($\varphi_{scatt-2}$ - $\varphi_{scatt-1}$) y otras fuentes de ruido; (φ_{atmo2} - φ_{atmo1}) es la componente de la fase debida a los efectos atmosféricos durante la adquisición de la imagen; k es un valor entero, y el término $2k\pi$ es debido al hecho de que $\Delta\varphi_{21}$ está enrollada, es decir, limitada en el intervalo $[-\pi, \pi]$.

3. VENTAJAS E INCOVENIENTES DE LA MONITORIZACIÓN DE DEFORMACIONES CON GB-SAR

En esta sección se describen las principales ventajas e inconvenientes de la técnica GB-SAR para medir deformaciones del terreno. Refleja la experiencia adquirida por los autores en más de seis años de actividades de I+D con el GB-SAR. En concreto, las principales ventajas de la técnica GB-SAR son: (i) la técnica GB-SAR es una herramienta flexible y versátil apropiada para monitorizar fenómenos de deformación con una amplia gama de velocidades, que a grandes rasgos va desde unos pocos milímetros por año hasta un metro por hora; (ii) la precisión de la estimación de deformación con GB-SAR oscila entre sub-milímetros a pocos milímetros, y depende de las características del blanco (cuanto más fuerte es su respuesta, mejor es la precisión), la distancia sensor-blanco, y la distancia desde el punto de referencia; (iii) la técnica GB-SAR tiene la capacidad de medir independientemente de las condiciones atmosféricas a distancias de hasta varios kilómetros. Esta es una de las principales ventajas con respecto a otras técnicas como TLS o topografía clásica, las cuales se ven fuertemente afectadas por las condiciones físicas de la atmosfera, es decir, con la niebla, el viento y la lluvia; (iv) una imagen GB-SAR normalmente puede cubrir un área de 2.1 km^2, proporcionando, sobre las áreas coherentes, una densa cobertura de medición de la escena observada. La alta capacidad de muestreo representa una ventaja con respecto a las técnicas de medición puntual, como el GPS, estaciones totales, etc.; y (v) la totalidad del proceso de monitorización de la deformación con GB-SAR puede ser altamente automatizado. Se puede utilizar como una herramienta de vigilancia operativa, incluso durante emergencias. Además, el instrumento se puede instalar fuera del área de estudio. Esta es una ventaja clave cuando se tienen que supervisar fenómenos de deformación peligrosos.

Y las principales limitaciones de la técnica GB-SAR son: (i) el requerimiento de datos coherentes, siendo éste un asunto crítico en varias aplicaciones, especialmente en el modo de adquisición discontinua, por lo que es recomendable realizar un estudio de viabilidad antes de planificar una nueva campaña GB-SAR. En algunos casos, la falta de coherencia se puede solventar mediante el despliegue de reflectores artificiales; (ii) una limitación crítica de la técnica está relacionada con la naturaleza ambigua de las fases interferométricas: errores en el desenrollado de la fase pueden dar lugar a estimaciones de la deformación sesgadas. Hay que tener en cuenta que esto ocurre especialmente en aquellas zonas que sufren los mayores desplazamientos, es decir, las áreas prioritarias de cualquier actividad de monitorización de

deformación. Esta limitación es especialmente problemática para mediciones con GB-SAR en modo discontinuo; (iii) la aplicabilidad de esta técnica está limitada por dos factores. En primer lugar, la ubicación del instrumento con respecto a la zona de deformación está limitada por la naturaleza LOS (*Line-Of-Sight*) de las mediciones interferométricas GB-SAR lo que, en algunos casos, puede limitar la capacidad de uso de la técnica. En segundo lugar, la correcta estimación de la componente atmosférica de la fase requiere zonas estables en los alrededores de la zona de deformación, requisito que en algunos casos tampoco se puede cumplir; (iv) es conveniente recordar que algunos sistemas de GB-SAR no son muy ligeros y fáciles de instalar. Por ejemplo, el sistema IBIS-L pesa aproximadamente 100 kg e incluye un raíl con una longitud aproximada de 2,7 m; y (v) finalmente, la medida 1D en LOS representa una limitación con respecto a otras técnicas que pueden proporcionar medidas 3D de la deformación, como estaciones totales, GPS, etc.

4. CASO DE ESTUDIO DE UN DESLIZAMIENTO EN ÁREA URBANA

4.1. Marco geológico

La población objeto de estudio se encuentra en la vertiente sur de un monte de unos 400 metros de desnivel. El substrato geológico está formado básicamente por margas con niveles centimétricos de yesos y lutitas del Eoceno. Los niveles de yesos son de origen secundario y muestran morfologías planares y lenticulares de diversos metros de longitud.

Desde el año 2011, las vertientes en donde se encuentra el pueblo han mostrado movimientos gravitaciones que han conducido a la formación de importantes grietas en las casas y en la iglesia. Las paredes de ciertas casas se muestran levemente inclinadas y algunas presentan patologías añejas ya reparadas. Aunque los edificios presenten patologías producidas por el movimiento del terreno ladera abajo, las observaciones realizadas mediante fotointerpretación no muestran indicios evidentes de que la población se encuentre ocupando un deslizamiento antiguo de grandes dimensiones que haya sido reactivado. A falta de grandes morfologías sobre deslizamientos, podríamos pensar que el deslizamiento podría ser superficial, a modo de reptación, afectando sólo los primeros metros de profundidad del terreno.

4.2. Resultados

La Figura 1 muestra la zona monitorizada con el GB-SAR, en la que se indica que las medidas se tomaron a una distancia de 480 m de la zona de máximo movimiento. Se realizaron tres campañas, con un lapso de tiempo de un mes y seis meses entre la primera campaña, y la segunda y tercera, respectivamente. En la Figura 2 se puede observar que se consigue una alta densidad de muestreo en la que se distinguen los siguientes movimientos: (i) los puntos rojos indican un movimiento hacia el punto de medida GB-SAR de unos 11mm; (ii) los puntos naranjas y amarillos indican un movimiento hacia el GB-SAR de unos 5mm; (iii) los puntos verdes indican un movimiento nulo respecto al GB-SAR, es decir, son estables: y finalmente

(iv) los puntos azules que indican un movimiento alejándose del GB-SAR de alrededor 5mm.

Los puntos rojos coinciden con el área de mayores patologías en los edificios y en el pavimento de las calles. Coinciden también con el sector de mayor pendiente y de edificios de mayor altura (como por ejemplo la iglesia). Se interpreta que es la zona con mayor velocidad de movimiento vertiente abajo, y el posible efecto de cabeceo de los edificios podría amplificar el movimiento del terreno calculado mediante el GB-SAR. Es decir, el movimiento del terreno calculado puede ser superior al que se manifiesta en la vertiente. Los puntos naranjas y amarillos coinciden con edificios de menor altura con patologías, los cuales no presentan una inclinación de sus paredes significativa, por lo que el movimiento calculado podría ser representativo del movimiento del terreno. Los puntos azules suelen coincidir con los edificios situados en la parte superior de la vertiente y tienen patologías menores. Se podría interpretar que, mediante el GB-SAR, se ha detectado un movimiento más profundo en dirección a la vertiente opuesta de la montaña. Finalmente, los puntos verdes coinciden con edificios sin patologías o con patologías muy leves o muy antiguas. Se podría interpretar como una zona con movimiento muy leve, o nulo, durante el intervalo de tiempo en que se han realizado las medidas. En base a los resultados obtenidos, se puede afirmar que mediante el uso de la tecnología GB-SAR se han podido detectar los movimientos del terreno, tanto en la ladera frontal como en la opuesta al punto de medida. Además, el uso de esta técnica ha permitido analizar el movimiento global de la vertiente. Las medidas también han detectado aquellas edificaciones que presentan un mayor movimiento, ya sea por el terreno en el que se asientan o por el cabeceo de sus paredes, y que por tanto podrían tener un mayor riesgo de derrumbe.



Figura 1. Esquema, superpuesto a una ortoimagen, que muestra la zona observada con el GB-SAR, entre las líneas negras, quedando la zona de máximo desplazamiento en el centro de la imagen, aproximadamente a 480 m del GB-SAR. La fotografía de la derecha muestra una casa agrietada del pueblo de interés.

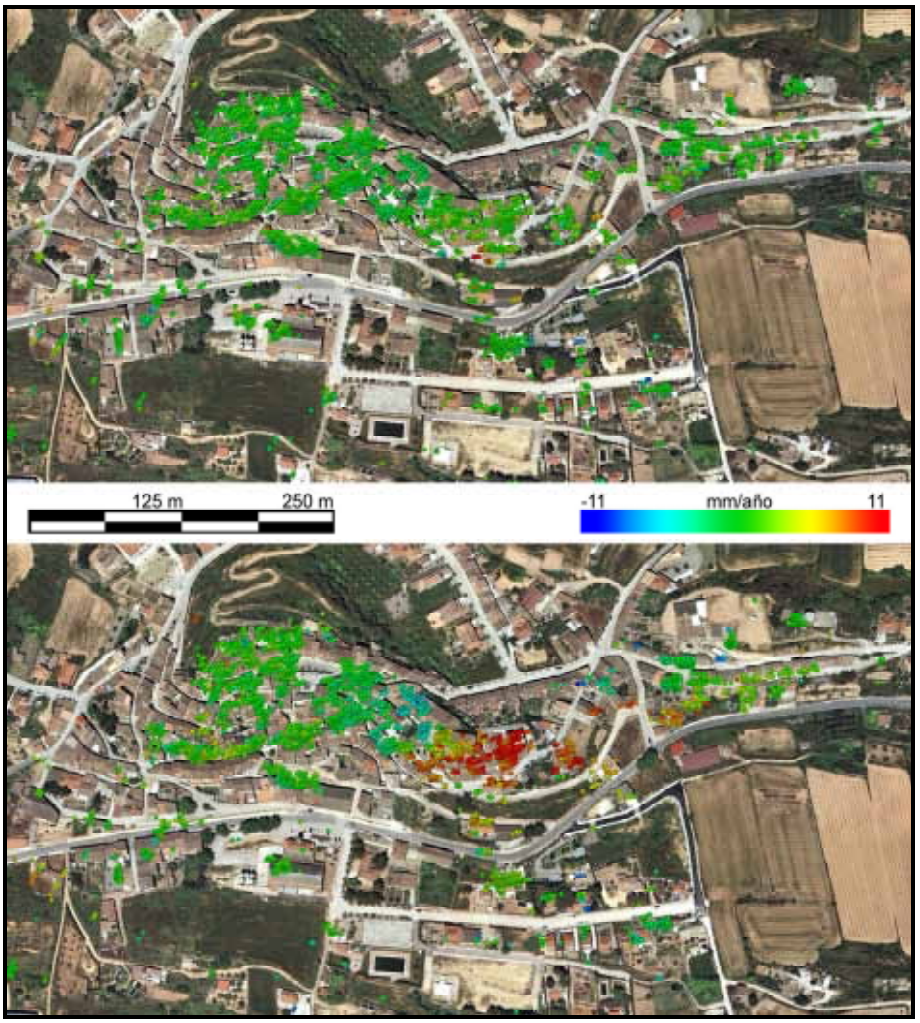


Figura 2. Deformación del terreno, calculada con el GB-SAR y superpuesta a una ortoimagen de la población objeto de estudio, ocurrida en un periodo de un mes (arriba) y de seis meses (abajo).

5. CASO DE ESTUDIO DE UN DESLIZAMIENTO EN ÁREA RURAL

5.1. Marco geológico

El deslizamiento de "Forn de Canillo" está situado en el Principado de Andorra, en el Pirineo Central entre España y Francia. En los 460 km^2 de superficie de Andorra se identifican varias decenas de grandes deslizamientos (Copons et al., 2005). El deslizamiento más grande de Andorra es el conocido como “Forn de Canillo” que ocupa una superficie superior a un kilómetro cuadrado y está cerca del pueblo de Canillo (Figura 3). Realmente, este deslizamiento es un complejo de varios deslizamientos superpuestos. La cicatriz principal se

encuentra a 2.400 msnm cortando circos glaciares del Pleistoceno. El pie está situado en la parte inferior del valle a 1.400 msnm y está cortado por el río Valira. Posiblemente, la inestabilidad principal se produjo inmediatamente después de la retirada de los glaciares del Pleistoceno que ocupaban el valle unos 20.000 años atrás (Copons et al., 2005). Varias características geomorfológicas revelan que el deslizamiento de "Forn de Canillo" obstruyó el río Valira en el pasado. Hoy en día, el flujo de tierra principal es un deslizamiento inactivo-maduro (Keaton y Degraff, 1996) afectado por deslizamientos más recientes. Uno de estos movimientos recientes es el del "Cal Ponet" que es el seleccionado para su monitorización.

Como la velocidad de movimiento de este deslizamiento es lenta se optó por una campaña de medidas en modo discontinuo, en la cual el movimiento se mide mediante una serie de campañas en intervalos de tiempo suficientemente grandes, del orden de días a meses, para detectar movimientos. La presencia de una zona urbanizada estable permite obtener al mismo tiempo un buen lugar para instalar el GB-SAR y un gran conjunto de puntos estables en el área monitorizada.

5.2. Resultados

El deslizamiento de "Forn de Canillo" y el deslizamiento más pequeño de "Cal Ponet" se muestran en la Figura 3. En este caso de estudio se realizaron tres campañas, el 29 de septiembre 2009, el 21 de octubre de 2009 y el 25 de noviembre de 2009, que corresponden a un lapso de tiempo de 22 y 35 días respectivamente.

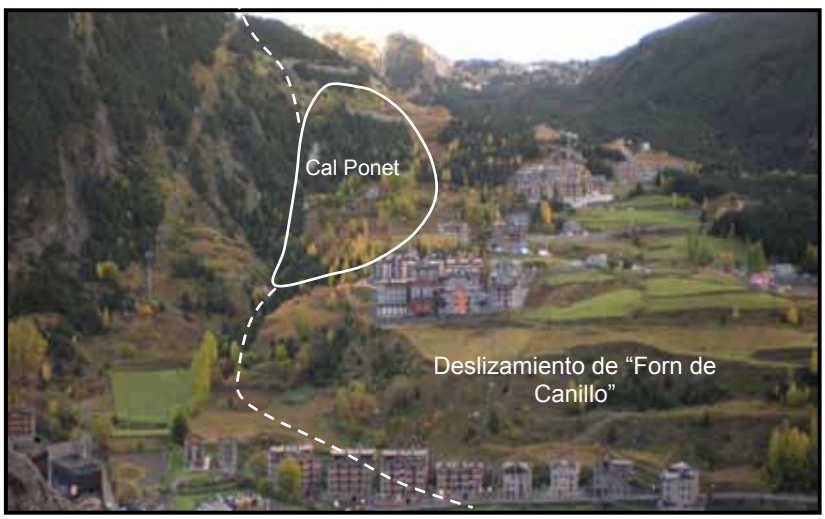


Figura 3. Situación del deslizamiento más pequeño de "Cal Ponet" (marcado con la línea blanca continua) localizado en el flanco derecho del deslizamiento principal de "Forn de Canillo" (indicado por la línea blanca discontinua).

Como se mostró en el caso de estudio anterior, el resultado del procesado de datos interferométricos GB-SAR es un mapa de deformación, como el que se muestra en la Figura 4, que muestra el desplazamiento ocurrido entre la segunda y la tercera campañas (35 días). En esta imagen los movimientos hacia el radar están representados por números positivos. Los puntos que se mueven más rápido se muestran en rojo mientras que los puntos verdes representan píxeles que no se mueven y pueden considerarse estables. En este caso, para superar un problema de pérdida de coherencia, ya que se trata de una zona con alta densidad de vegetación que en 35 días puede sufrir cambios significativos en su respuesta radar, se desplegaron algunos reflectores artificiales (*Corner Reflectors*, CRs). En concreto, se instalaron 15 triedros metálicos con laterales de 25 cm a lo largo de la zona observada.

Los datos adquiridos con CRs permiten discriminar varias zonas con movimientos distintos. Los puntos amarillos muestran movimientos de 3-4 mm ladera abajo entre la segunda y tercera campañas, con los puntos rojos mostrando desplazamientos de hasta 8 mm. Suponiendo un movimiento lineal, los resultados obtenidos con la técnica GB-SAR muestran valores más altos que los obtenidos con inclinómetro (entre 0,5 mm y 1,8 mm entre la primera y segunda campañas, y entre 0,8 mm y 3 mm entre la segunda y tercera campañas). Finalmente, las series temporales de desplazamiento de los CRs instalados en la zona de estudio se muestran en la Figura 5.

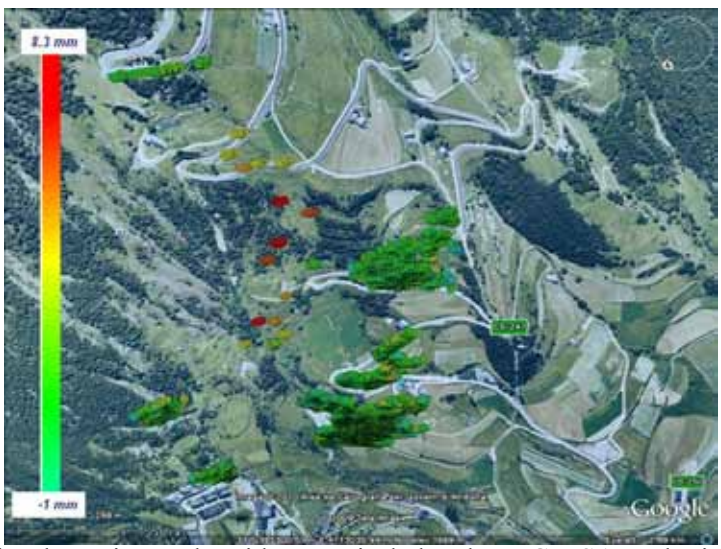


Figura 4. Mapa de desplazamiento obtenido a partir de los datos GB-SAR adquiridos en la segunda y tercera campañas con un lapso de tiempo entre ellas de 35 días. Los valores positivos indican movimiento hacia el GB-SAR.

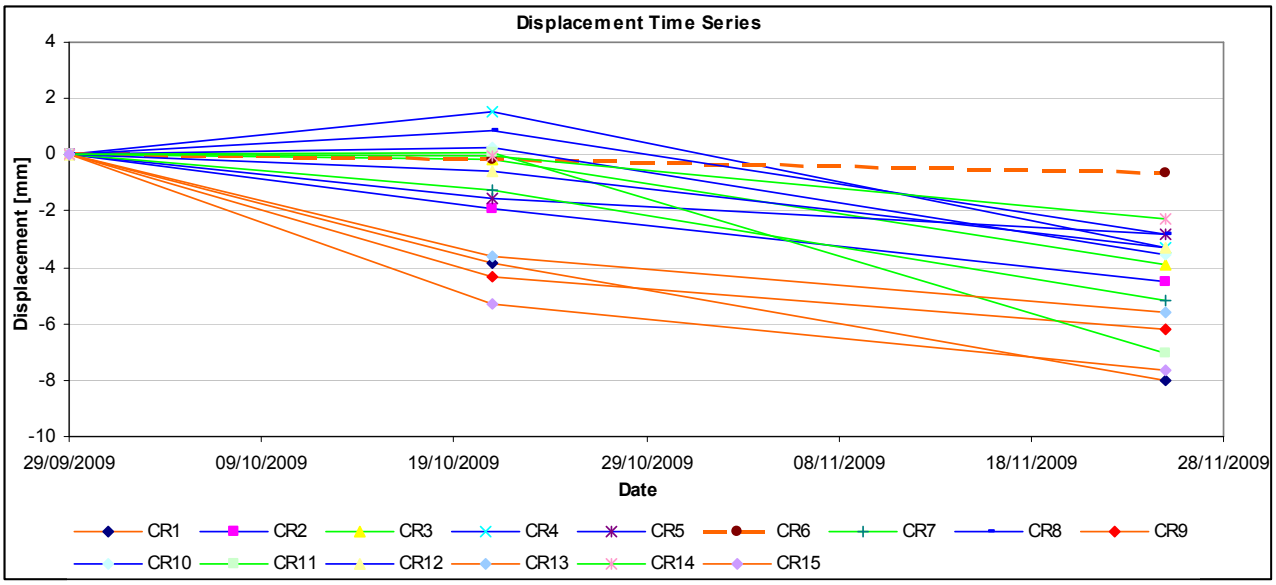


Figura 5. Series temporales del desplazamiento obtenido en los reflectores artificiales (CRs) correspondiente al intervalo entre la segunda y tercera campañas (35 días). Los valores negativos indican movimiento hacia el radar terrestre (GB-SAR).

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se describe una técnica de teledetección terrestre para medir y monitorizar deformaciones del terreno llamada interferometría SAR terrestre (GB-SAR). El objetivo principal es proporcionar una visión general de esta técnica, que abarca sus principios básicos así como las principales ventajas e inconvenientes de su uso, así como mostrar resultados experimentales mediante dos casos de estudio.

El uso de la interferometría GB-SAR ha demostrado ser una técnica fiable para monitorizar laderas inestables. En este documento se han mostrado los resultados obtenidos al medir la velocidad de deformación de dos deslizamientos de ladera, uno que afecta a una zona urbana y el otro situado en una zona con cobertura vegetal, con la técnica GB-SAR. En el segundo caso se tuvieron que instalar reflectores artificiales (CRs) para obtener muestreo en la zona vegetada. En ambos casos se consiguió obtener mapas de deformaciones que muestran el comportamiento de la ladera usando datos correspondientes a blancos coherentes naturales y artificiales.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación se ha llevado a cabo en el marco del proyecto SAXA (2010 CTP 00048) “Monitorización de desprendimientos de rocas y deslizamientos con interferometría SAR

terrestre", que es un proyecto del tipo ITT desarrollado en el marco de la Comunidad de Trabajo de los Pirineos (CTP) y financiado por AGAUR (Agència de Gestió d'Ajuts Universitaris i de Recerca), el Departament de Recerca del Govern d'Andorra y la Diputación General de Aragón. La empresa Euroconsult S.A. ha realizado parte del suporte logístico durante la campaña en el deslizamiento del "Forn de Canillo".

REFERENCIAS

Alba, M., Bernardini, G., Giussani, A., Ricci, P.P., Roncoronia, F., Scaioni, M., Valgoic, P., Zhangd, K., 2008. Measurement of dam deformations by terrestrial interferometric techniques. *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. Vol. XXXVII. Part B1. Beijing 2008.

Bernardini, G., Ricci, P., Coppi, F., 2007. A ground based microwave interferometer with imaging capabilities for remote measurements of displacements. *Proc. of the 7th Geomatic Week*, Barcelona, February 20-23, 2007.

Casagli, N., Tibaldi, A., Merri, A., Del Ventisette, C., Apuani, C., Guerri, L., Fortuny-Guasch, J., Tarchi, D., 2009. Deformation of Stromboli Volcano (Italy) during the 2007 eruption revealed by radar interferometry, numerical modelling and structural geological field data. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 182 (2009): 182–200.

Casagli, N., Catani, F., Del Ventisette, C., Luzi, G., 2010. Monitoring, prediction, and early warning using ground-based radar interferometry. *Landslides*, 7 (3): 291–301.

Copons, R., Altimir, J., Amigó, J., Corominas, J., Vilaplana, J.M., 2005. Metodología de estudio en zonas afectadas por grandes deslizamientos en el Principado de Andorra. *Actas del VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. 21-24 Junio 2005, Valencia (España), pp. 416–427.

Crosetto, M., Monserrat, O., Jungner, A., 2009. Ground-based synthetic aperture radar deformation monitoring. *9th Conference on Optical 3-D Measurement Techniques*, July 1–3, 2009, Vienna, Austria.

Del Ventisette, C., Intrieri, E., Luzi, G., Casagli, N., Fanti, R., Leva, D., 2011. Using ground based radar interferometry during emergency: the case of the A3 motorway (Calabria Region, Italy) threatened by a landslide. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 11: 2483–2495.

Hanssen, R., 2001. *Radar interferometry*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht (The Netherlands).

Herrera, G., Fernandez-Merodo, J.A., Mulas, J., Pastor, M., Luzi G., Monserrat, O., 2009. A landslide forecasting model using ground based SAR data: the Portalet case study. *Engineering Geology*, 105 (3-4): 220–230.

Keaton, J.R., DeGraff, J.V., 1996. Surface observation and geologic mapping. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Editors), *Landslides: investigation and mitigation*. Washington: Transportation research board, pp. 178–230.

Leva, D., Nico, G., Tarchi, D., Fortuny, J., Sieber, A.J., 2003. Temporal analysis of a landslide by means of a ground-based SAR interferometer *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 41: 745–752.

Luzi, G., Pieraccini, M., Mecatti, D., Noferini, L., Macaluso, G., Tamburini, A., Atzeni, C., 2007. Monitoring of an Alpine Glacier by Means of Ground-Based SAR Interferometry. *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters*, 4 (3): 495–499.

Luzi, G., Noferini, L., Mecatti, D., Macaluso, G., Pieraccini, M., Atzeni, C., Schaffhauser, A., Fromm, R., Nagler, T., 2009. Using a ground-based SAR interferometer and a terrestrial laser scanner to monitor a snow-covered slope: Results from an experimental data collection in Tyrol (Austria). *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 47: 382–394.

Luzi, G., Monserrat, O., Crosetto, M., Copons, R., Altimir, J., 2010a. Ground-Based SAR interferometry applied to landslide monitoring in mountainous areas. *Proceedings of the Mountain Risks conference*, 24-26 November 2010, Florencia, Italia.

Luzi, G., Crosetto, M., Monserrat, O., 2010b. Advanced Techniques for Dam Monitoring. *II International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation*, 23-25 November, Zaragoza, Spain.

Mecatti, D., Macaluso, G., Barucci, A., Noferini, L., Pieraccini, M., Atzeni, C., 2010. Monitoring open-pit quarries by interferometric radar for safety purposes. *Proc. of European Radar Conference (EuRAD)*, 30 September-1 October 2010, Paris, France, pp. 37–40.

Nico, G., Leva, D., Antonello, G., Tarchi, D., 2004. Ground-based SAR interferometry for terrain mapping: theory and sensitivity analysis. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 42 (6): 1344–1350.

Noferini, L., Pieraccini, M., Mecatti, D., Macaluso, G., Atzeni, C., 2005. Long term and slide monitoring by Ground Based SAR Interferometer. *International Journal of Remote Sensing*, 27: 1893–1905.

Noferini, L., Pieraccini, M., Mecatti, D., Macaluso, G., Luzi, G., Atzeni, C., 2007. DEM by ground-based SAR interferometry. *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters*, 4 (4): 659–663.

Pieraccini, M., Casagli, N., Luzi, G., Tarchi, D., Mecatti, D., Noferini, L., Atzeni, C., 2002. Landslide Monitoring by Ground-Based Radar Interferometry: a field test in Valdarno (Italy). *International Journal of Remote Sensing*, 24: 1385–1391.

Pipia, L., Fabregas, X., Aguasca, A., Lopez-Martinez, C., Mallorqui, J., Mora, O., 2007. A Subsidence Monitoring Project using a Polarimetric GB-SAR Sensor. *Proc. of the 3rd Int. Workshop POLinSAR*, 22-26 January 2007, Frascati, Italy.

Rödelsperger, S., Becker, M., Gerstenecker, C., Läufer, G., Schilling, K., Steineck, D., 2010. Digital elevation model with the ground-based SAR IBIS-L as basis for volcanic deformation monitoring. *Journal of Geodynamics*, 49 (3-4): 241–246.

Tarchi, D., Rudolf, H., Luzi, G., Chiarantini, L., Coppo, P., Sieber, A.J., 1999. SAR interferometry for structural changes detection: A demonstration test on a dam. *Proc. of IGARSS 1999*, Hamburg, Germany, pp. 1522–1524.

Tarchi, D., Rudolf, H., Pieraccini, M. Atzeni, C., 2000. Remote monitoring of buildings using a ground-based SAR: Application to cultural heritage survey. *International Journal of Remote Sensing*, 21 (18): 3545–3551.

Tarchi, D., Casagli, N., Fanti, R., Leva, D., Luzi, G., Pasuto, A., Pieraccini, M., Silvano, S., 2003. Landslide monitoring by using ground-based SAR interferometry: an example of application. *Engineering Geology*, 68 (1–2): 15–30.

Ulaby, F.T., Moore, R.K., Fung, A.K., 1986. Microwave Remote Sensing: Active and Passive, Vol. III - *Volume Scattering and Emission Theory, Advanced Systems and Applications*, Artech House, Inc., Dedham, Massachusetts.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MONITORIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS MUY LENTOS EN EL VALLE DE TENA (PIRINEO CENTRAL, ESPAÑA) MEDIANTE ANÁLISIS DE IMÁGENES SAR MULTI-BANDA

Juan Carlos García-Davalillo[1], Gerardo Herrera[1], Francisco Gutiérrez[2], Mario Hernández-Ruíz[1], Jesús Guerrero[2], Davide Notti[4], Jorge P. Galve[2], José Antonio Fernández-Merodo[1], Gerain Cooksley[5], Tazio Strozzi[6]

[1] Geohazards InSAR laboratory (InSARlab). Área de Riesgos Geológicos
Departamento de Investigación y Prospectiva Geocientífica
Instituto Geológico y Minero de España (IGME)

[2] Dpto. de Ciencias de la Tierra
Universidad de Zaragoza.

[4] Earth Sciences Department
University of Pavia

[5] Altamira Information

[6] Gamma Remote Sensing

RESUMEN *En este trabajo se integran y analizan los datos de desplazamiento superficial del terreno obtenidos mediante interferometría de imágenes de satélite radar adquiridas en la cabecera del Valle de Tena (Pirineo Central, España). En esta zona los flujos de tierra en pizarras alteradas representan más del 71% de la superficie afectada por deslizamientos (35% del área total). Estos movimientos lentos, producen daños significativos en las estructuras e infraestructuras del valle de manera recurrente. En el marco de varios proyectos de investigación europeos (GMES-TERRAFIRMA, INTERREG-DO-SMS y FP7-DORIS) se han procesado imágenes de cada una de las tres bandas del espectro radar, mediante interferometría diferencial clásica y avanzada. Los resultados demuestran que el análisis avanzado multi-banda ofrece un buen rendimiento en términos de capacidad de detección y monitorización del desplazamiento superficial, y que el análisis clásico en banda L aporta un valor añadido para la observación de este tipo de deslizamientos lentos.*

1. INTRODUCCIÓN

Los movimientos de ladera son un peligro geológico que produce importantes daños económicos y sociales en áreas de montaña. Una parte importante de estos daños está directamente relacionada con la actividad o la reactivación de movimientos de ladera preexistentes. Así pues, para cualquier análisis de peligrosidad y el posterior diseño de estrategias de mitigación del riesgo es imprescindible disponer de un inventario cartográfico y

una buena caracterización tanto de las dimensiones y como de la actividad de cada tipo de movimiento de ladera presente en la zona de estudio. El aumento en la disponibilidad de imágenes de satélite radar y el desarrollo de nuevas técnicas de procesado interferométrico están haciendo posible la detección y el seguimiento de movimientos de ladera lentos o muy lentos (según la clasificación de Cruden and Varnes, 1996) que anteriormente solo podían registrarse mediante laboriosas y costosas campañas de topografía. En este trabajo se integran y analizan los resultados de dos trabajos recientemente publicados (Herrera et al 2013 y García-Davalillo et al 2013) en los que se presentan los datos de movimientos superficiales obtenidos a partir de técnicas clásicas y avanzadas de interferometría radar diferencial (DInSAR). Estos resultados han servido para detectar y monitorizar flujos y/o deslizamientos lentos que afectan aproximadamente a un 30% de los 42 Km^2 que conforman la parte alta del Valle de Tena. El presente análisis se centrará en las potencialidades y carencias de la utilización de imágenes multi-banda y de las técnicas de interferometría diferencial clásica y avanzada en la monitorización de movimientos de ladera lentos.

2. EL ÁREA DE ESTUDIO

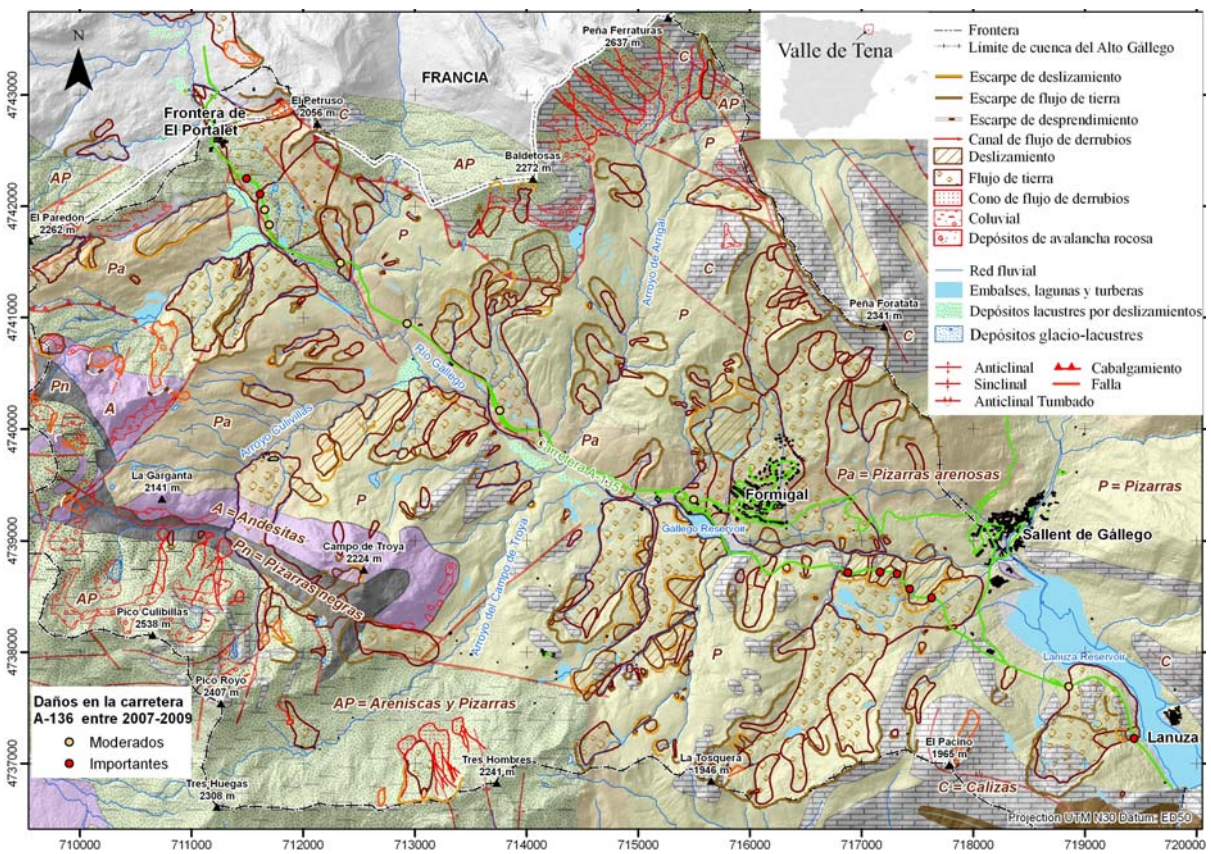


Figura 1. Situación, geología e inventario de deslizamientos de la parte alta del Valle de Tena. (Elaborada a partir de Ríos et al., 1989 y Guerrero et al., 2013)

La parte alta del Valle de Tena (Pirineos Centrales, España), coincide con la cabecera de la cuenca del río Gállego, que discurre en dirección ONO-ESE desde sus fuentes, situadas junto al paso fronterizo del Portalet (1.794 m s.n.m), hasta el embalse de Lanuza (1.300 m s.n.m.). Desde el punto de vista geológico este valle se encuentra situado en la Zona Axial del Pirineo, constituida por un gran cabalgamiento de basamento varisco afectado por complejas estructuras compresivas resultantes de la superposición de las orogenias Varisca y Alpina. En el sector estudiado, los principales pliegues y cabalgamientos muestran una dirección ONO-ESE y una vergencia generalizada hacia el Sur. De esta manera, en el flanco norte de esta depresión glacial los estratos generalmente buzaran hacia dentro de la ladera y en el flanco opuesto el sustrato buzará hacia el valle. Como se observa en la figura 1 alrededor del 80% del área de estudio está constituida por un basamento de pizarras devónicas y carboníferas que presentan una foliación muy marcada y una resistencia del macizo rocoso baja. Cuando este sustrato es afectado por movimientos de ladera sufre una rápida reducción de su resistencia al corte y se transforma en un sedimento con reología plástica. Así, en esta zona del Valle de Tena tanto la estructura como la litología condicionan fuertemente la distribución espacial y la tipología de los movimientos de ladera. La tabla 1 resume los datos estadísticos de los 83 movimientos de ladera más grandes incluidos en el inventario del mapa de deslizamientos 1:5.000 recientemente elaborado en el proyecto DO-SMS (Guerrero et al. 2013) y que contiene un total de 294 deslizamientos.

Tipo	**Número de movimientos / porcentaje**	**Área (Km^2)**	**Volumen (hm^3)**	**% de área cartografiada**
Flujo	67/80,7%	12,08	463,46	20,97
Deslizamiento	12/14,5%	0,78	12,4	1,34
Avalancha rocosa	4/4,8	0,17	1,76	0,29
TOTAL	83/100%	13,03	477,37	22,60

Tabla 1. Características de los principales movimientos de ladera de la parte alta del Valle de Tena.

Los movimientos complejos grandes y profundos, predominantemente flujos en pizarras (Fig. 1), constituyen el 86% del área afectada por deslizamientos y el 97% del volumen total de masas deslizadas (excluyendo depósitos de talud y solifluxión). Probablemente se originaron en tiempos pre-holocenos (de 32 a 20 ka BP) coincidiendo con la retirada de los glaciares pirenaicos (Monserrat, 1992, García-Ruíz et al. 2005) y el consiguiente efecto de relajación de esfuerzos de sobrecarga en las laderas del valle. Por ello, pueden ser considerados como paleo-deslizamientos. No obstante, evidencias geomorfológicas y daños en infraestructuras situadas sobre los mismos, indican que una parte importante de estos movimientos en masa continúan activos en la actualidad. Estos movimientos se caracterizan por presentar unas velocidades muy lentas, entre 0,5 y 1,5 cm/año (Herrera et al. 2009 y Notti et al. 2010) por lo que la zona de estudio se presenta como un laboratorio ideal para analizar el potencial de las técnicas de interferometría radar en la detección y monitorización de movimientos de ladera.

3. ANÁLISIS INTERFEROMÉTRICO: DATOS RADAR Y SU PROCESADO

En el Valle de Tena se ha contado con imágenes de radar de apertura sintética (SAR) obtenidas en cada una las tres bandas del espectro radar: 43 imágenes en banda C adquiridas por los satélites ERS-2 y ENVISAT entre Julio de 2001 y septiembre de 2007; 14 imágenes en banda X adquiridas entre Mayo y Octubre de 2008 por TerraSAR-X y 12 imágenes en banda L adquiridas por el satélite ALOS entre diciembre de 2006 y Marzo de 2010. Estas imágenes fueron procesadas mediante la técnica *Stable Point Network* o SPN (Arnaud et al., 2003), una técnica avanzada de procesado interferométrico que permite la separación de los diversos componentes de la diferencia de fase: el desplazamiento, el error topográfico, los efectos atmosféricos y las incertidumbres de la información orbital del sensor. A partir de conjuntos de imágenes SAR y mediante métodos de ajuste de modelos lineales implementados en el algoritmo interferométrico DIAPASON, se generan tres productos principales: a) la velocidad media de desplazamiento obtenida a lo largo de la línea de visión del satélite (Vlos) para cada pixel (PS); b) un mapa error topográfico de los reflectores (que es la diferencia entre la altura obtenida de un modelo digital de elevaciones dado y la altura verdadera de cada reflector); y c) las series temporales de desplazamiento para cada PS. En este caso, para compensar la componente topográfica de la fase interferométrica se generó un modelo digital de elevaciones de 15 m de resolución a partir de la cartografía oficial del Sistema de información territorial de Aragón. Para el análisis regional de los desplazamientos en zonas montañosas son necesarias la proyección de la Vlos a lo largo de la línea de máxima pendiente de la ladera afectada por el movimiento de ladera, que llamaremos Vslope (Colesanti and Wasowski, 2006), y la determinación del intervalo de estabilidad (definición de velocidades a partir de las cuales se considera que el movimiento es real, es decir, fuera de los límites de error de la técnica). El valor de Vslope depende del cosβ (donde β es el ángulo entre las direcciones de buzamiento de la ladera y de la línea de observación del satélite). Para evitar distorsiones cuando cosβ tiende a cero (por ejemplo en condiciones de inversión por relieve o *layover* cuando β se aproxima a 90º) se ha fijado un valor absoluto mínimo para cosβ=0,3. En consecuencia Vslope será como mucho 3,3 veces mayor de Vlos. Este factor de escala ha sido validado por Herrera et al 2013 en deslizamientos situados en la frontera de El Portalet mediante comparación con datos de desplazamiento obtenidos in situ con GPS diferencial. Por otro lado, todos aquellos PS con valores de Vslope positivos han sido desechados y han sido considerados estables los PS incluidos en el intervalo de estabilidad definido por el 68% de la población de PS que se encuentran a la misma distancia respecto al cero.

Complementariamente se ha aplicado la técnica de interferometría diferencial clásica D-InSAR a 6 imágenes del satélite ALOS adquiridas entre junio de 2007 y agosto de 2009 (García-Davalillo et al. 2013). Combinando pares de imágenes de observación única con formato complejo (SLC) en polarización HH se obtuvieron cuatro interferogramas a los que para su interpretación se se les aplicó un filtro de paso bajo.

4. RESULTADOS, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

Las principales características de los datos SAR, el procesado SPN y los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla siguiente:

Banda		**L**	**C**	**X**
Longitud de onda (cm)		23	5,8	3
Ángulo de incidencia (º)		38	23	45
Ángulo entre azimut y norte (º)		13,7	14,5	12,83
Orbita		Ascendente	Descendente	Descendente
Resolución en azimut (m) y range (m)		3,5 × 4,7	4 × 8	1,9 × 0,9
Intervalo temporal mínimo entre dos adquisiciones (días)		46	35	11
Máxima velocidad teórica (mm/yr)		460	150	250
Ventana temporal (mes/año)		12/06-03/10	07/01-09/07	05/08-11/08
Número de interferogramas		42	163	55
Dimensiones del pixel PS (m) Resolución		37×37	40×40	8×8
Multi-look operation		8×8	10×2	4×4
Vlos	Nº de PS detectados	11.930	374	32.706
	μ±σ (mm/año)	-8±12	-5±6	-8±7
	Intervalo de estabilidad (mm/año)	±10	±6	±10
Vslope	Nº de PS detectados	8.803	310	26.991
	μ±σ (mm/año)	-20±22	-12±12	-15±14
	Intervalo de estabilidad (mm/año)	±21	±14	±16

Tabla 2. Características de los datos SAR, del procesado SPN y de los resultados de velocidad obtenidos.

Como se observa en la tabla 2 y en la figura 2, los resultados de Vlos obtenidos para los tres sensores muestran resultados heterogéneos. La dispersión en banda-L es el doble que para las otras bandas y la densidad de PS detectados en la banda-L es 32 veces mayor que para la banda-C y 2,7 veces menor que para la banda-X. Esta heterogeneidad depende de las características de cada sensor. La longitud de onda condiciona la capacidad de detección de objetos, siendo la banda-L la que permite cobertura más homogénea (Fig. 2b) debido a su mayor capacidad de penetración en zonas cubiertas de vegetación como es el caso (57% del área son pasto y matorral). La geometría de adquisición (ascendente o descendente, órbita y ángulo de incidencia) condiciona la posibilidad de observación (zonas de sombra) y los efectos de distorsión de la imagen radar (escorzo o inversión por relieve). En nuestro caso el disponer de varios sensores permite complementar las observaciones en deslizamientos que no podrían ser observados por un único satélite. Por último, un tiempo de revisitado corto junto con una longitud de onda alta permiten la observación de un mayor número de PS y de movimientos más rápidos. Así por ejemplo la banda-X proporciona un conjunto de medidas PS muy denso y espacialmente concentrado (Fig 2f). Utilizando los datos de Vslope se reduce significativamente la dispersión de los datos de movimiento a nivel local de deslizamiento.

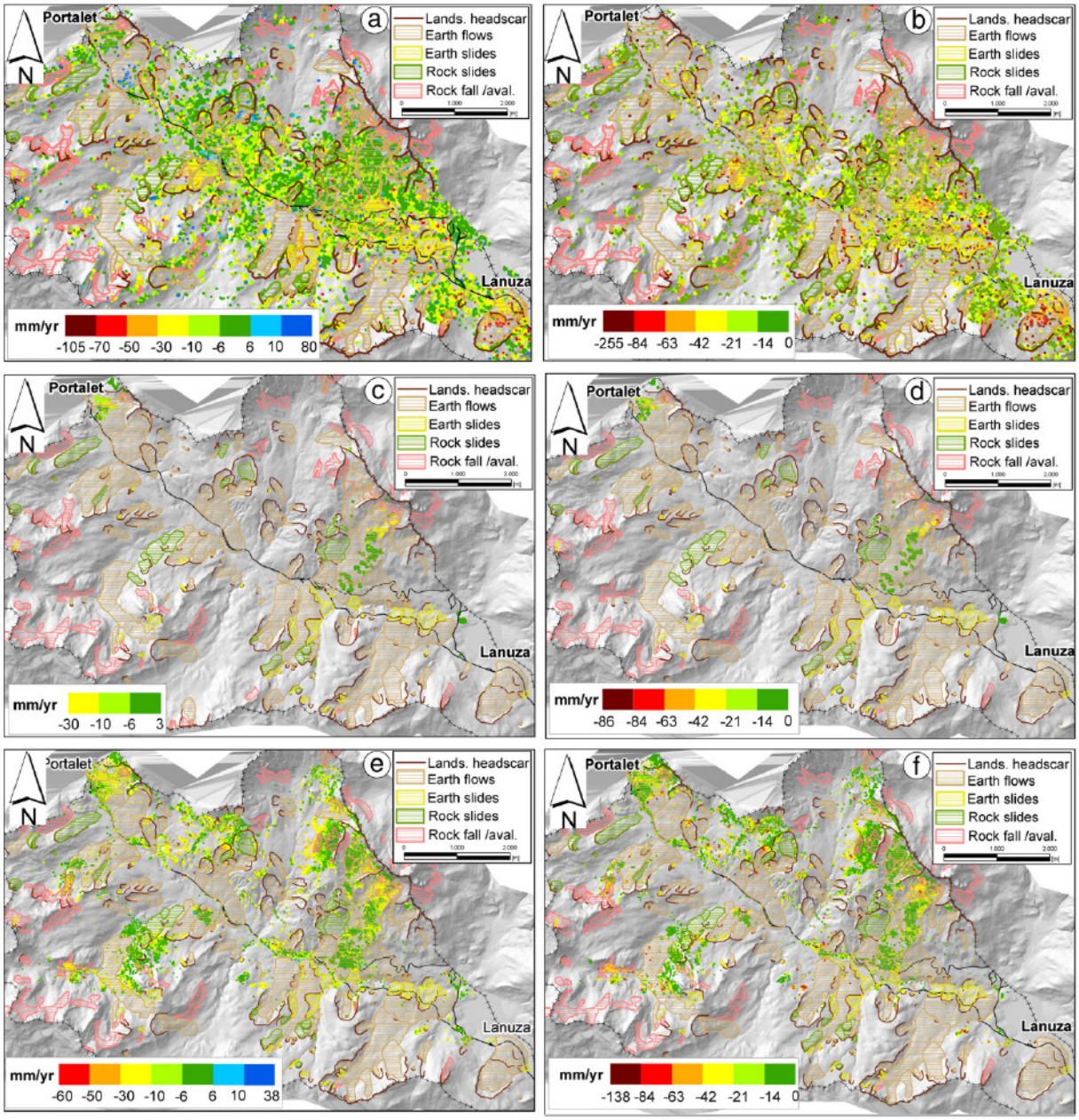


Figura 2. Tasa de desplazamiento Vlos en banda-L (a), banda-C (c) y banda-X (e) y tasa de desplazamiento Vslope en banda-L (b), banda-C (d) y banda-X (f) obtenidas a partir de los datos SAR. (Herrera et al 2013)

El análisis D-InSAR de imágenes ALOS adquiridas entre el 13 de Junio de 2007 y el 03 de Agosto de 2009, ha dado como resultado cuatro interferogramas (Fig. 3) en los que se observan 8 señales de movimiento claras. Siete señales coinciden espacialmente con deslizamientos cartografiados y han sido interpretadas como indicador de su actividad. Otra señal se ha interpretado como solifluxión (tipo de movimiento no incluido en el inventario).

Estas señales permiten así mismo, estimar los máximos desplazamientos superficiales registrados durante el periodo de observación (46 o 736 días) para cada deslizamiento (Tabla 3). En los interferogramas de 46 días (Fig 3 a, b y c) se pueden observar señales de movimientos relativamente rápidos. Destacan las señales correspondientes a los deslizamientos de Sextas (A) y La Selva (C), donde se han detectado aceleraciones en el movimiento de sus masas deslizadas (Tabla 3) después de periodos de intensas precipitaciones y deshielo. El interferograma de dos años (2007-2009) muestra un mayor número de señales, pero en este caso, se trata de movimientos más lentos, observándose decorrelación en los dos deslizamientos anteriores.

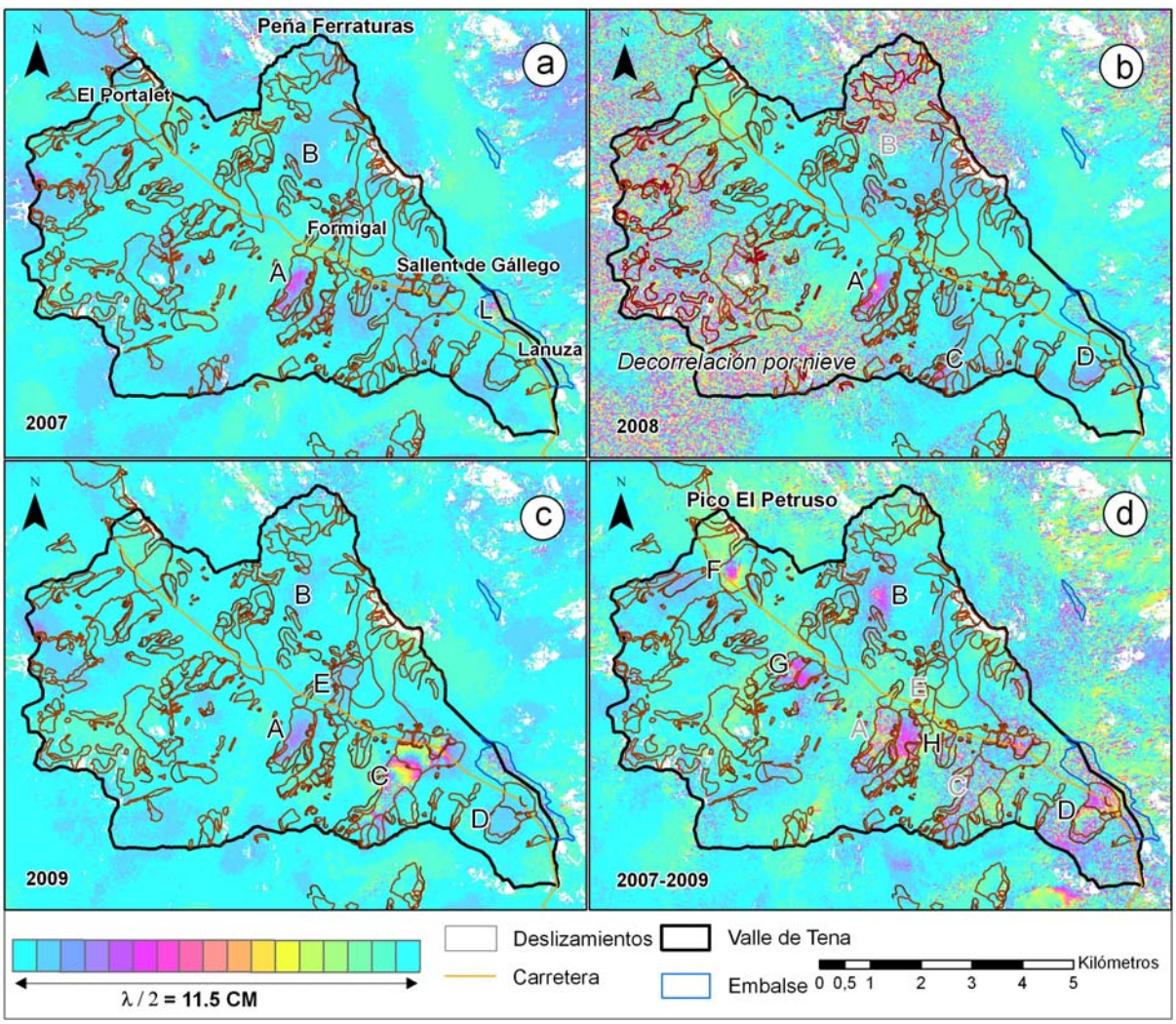


Figura 3. Inventario de deslizamientos superpuesto a los interferogramas filtrados de las imágenes ALOS PALSAR adquiridas entre: **a** 13 de Junio y 29 de Julio de 2007 (46 días); **b** 15 de Marzo y 30 de Abril de 2008 (46 días) **c** 18 de Junio a 03 de Agosto de 2009; **d** 13 de Junio de 2007 a 18 de Junio de 2009 (736 días). A - H = Señales de deformación descritas en la tabla . L= Embalse de Lanuza.

Señal	Deslizamiento	Jun.-Jul. de 2007 (46 días)		Jun.-Jul. de 2008 (46 días)		Jun.-Ago. de 2009 (46 días)		Jun. 2007 - Ago. de 2009 (736 días)	
		cm/año	cm	cm/año	cm	cm/año	cm	cm/año	cm
A	Sextas	35,7	4,5	59,5	7,5	31,7	4	-	-
B	Solifluxión	<10	-	-	-	<10	-	3	6,1
C	La Selva	-	-	35	4,4	145	18,3		
D	Lanuza	-	-	21,5	2,7	16,1	2	3,6	6,8
E	El Estacho	-	-	-	-	10	2,7	-	-
F	El Petruso	-	-	-	-	-	-	3,5	7
G	Culivillas	-	-	-	-	-	-	2	4
H	El Furco	-	-	-	-	-	-	3	5,3

Tabla 3 Velocidad y desplazamiento detectados en movimientos de ladera del Valle de Tena a partir de datos ALOS PALSAR.

El análisis interferométrico multi-banda avanzado ha proporcionado unos 45.000 datos PS que han permitido detectar (presencia de más de 3 PS por recinto de deslizamiento en las bandas L y C y más de 30 PS en la banda X) 58 (39%) flujos de tierras, 12 (22%) deslizamientos de tierras, 12 (41%) deslizamientos de rocas y 30 (49%) movimientos en depósitos de desprendimientos y avalanchas de rocas, es decir, un 38 % (112) de los 294 deslizamientos inventariados. La banda-C permitió detectar 86 movimientos de ladera (4%), la banda-X 55 (19%) y la banda-L 11 (29%). Por otro lado, se han considerado activos 79 movimientos de ladera (un 27% del total), aquellos con una tasa media de movimiento observado superior a los 14 mm/año. Aunque la banda L es la que mayor número de deslizamientos activos detecta, la banda-X es la que presenta un número mayor de Ps por deslizamiento (Figura 4).

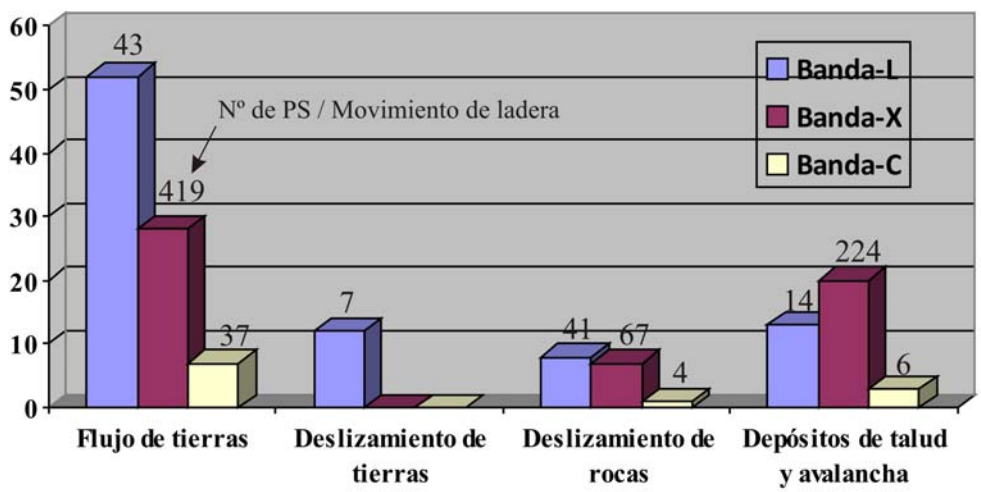


Figura 4. Número de movimientos de ladera detectados con suficientes datos PS y número medio de PS por movimiento de ladera para cada una de las distintas bandas.

Las tasas de desplazamiento medias obtenidas para los movimientos de ladera activos han oscilado entre los 14 mm/año y los 138 mm/año. Como muestra la figura 5, que clasifica el inventario de deslizamientos según la tasa de desplazamiento medio para cada banda, es posible observar variaciones en el desplazamiento medio detectado en cada banda. Por ejemplo, en el deslizamiento de Sextas, se observa cómo entre diciembre de 2006 y marzo de 2010, periodo de adquisición de las imágenes ALOS, la tasa media de desplazamiento es mayor (color rojo en Fig. 5b) que en el intervalo comprendido entre mayo y octubre de 2008, periodo de adquisición de las imágenes TerraSAR-X (color amarillo en Fig. 5c). Esta diferencia podría deberse bien a la capacidad de la banda L para detectar movimientos más rápidos o bien a una menor actividad del deslizamiento en 2008. Esto último, no concuerda con la señal A del interferograma de la figura 3, dato que nos ayuda a resolver esta ambigüedad.

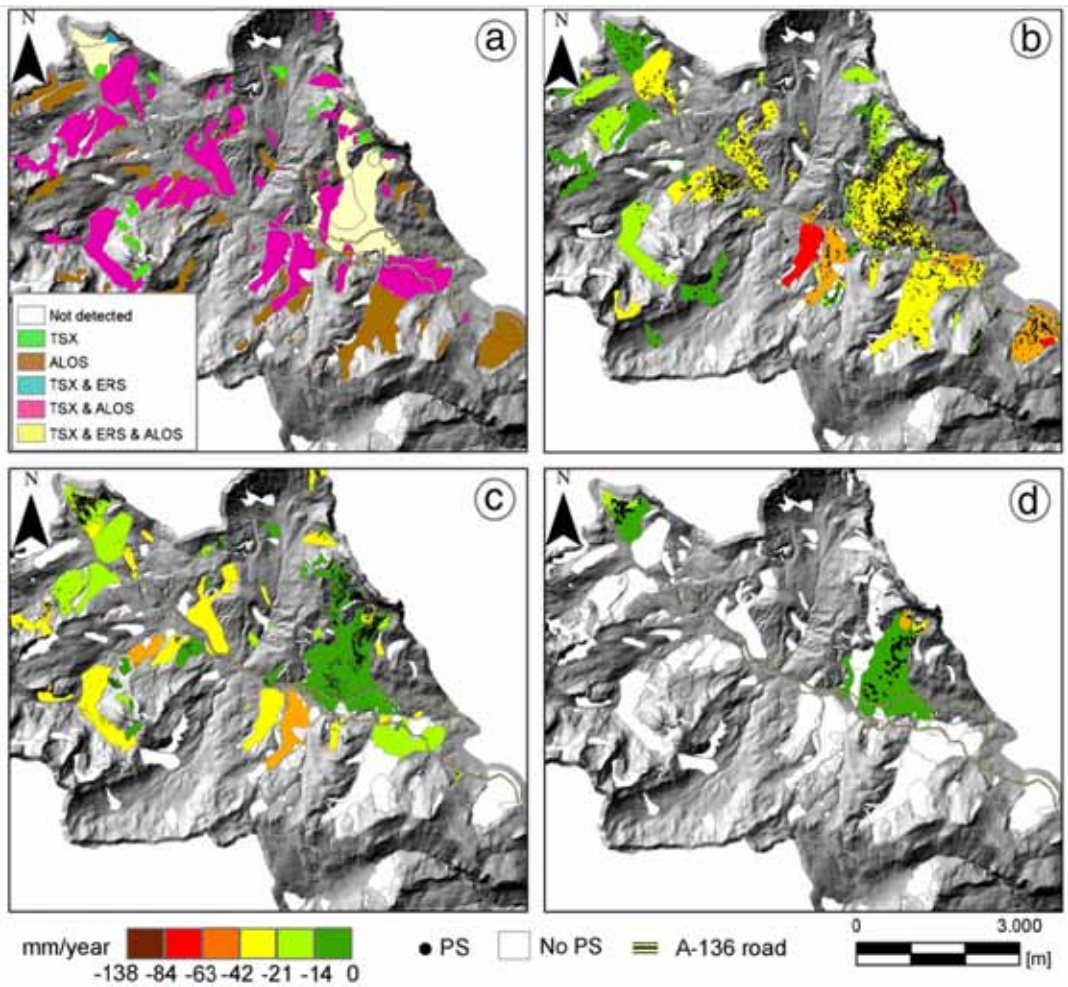


Figura 5. Inventario de deslizamientos clasificado según la capacidad de detección de cada sensor radar satelital (a). Tasa de desplazamiento medio en cada deslizamiento medida a partir de datos SAR de banda-L (b), banda -X (c) y banda-C (d). (Herrera el al. 2013)

La técnica SPN permite asimismo obtener datos del desplazamiento relativo de todos los puntos PS entre cada fecha de adquisición de las imágenes incluidas en el procesado. Son las series temporales o *time series*. El análisis de estas "historias del desplazamiento" ha permitido a Herrera et al. en 2013, la monitorización de los desplazamientos superficiales de varias masas deslizadas, relacionando las aceleraciones y/o reactivaciones de los movimientos observadas con sus principales causas naturales (precipitaciones estacionales y deshielo) y antropogénicas (excavaciones del pie). Un ejemplo se recoge en la figura 6, que muestra la buena correlación entre de precipitación y aceleración del movimiento registrado en los deslizamientos próximos a la frontera del El Portalet.

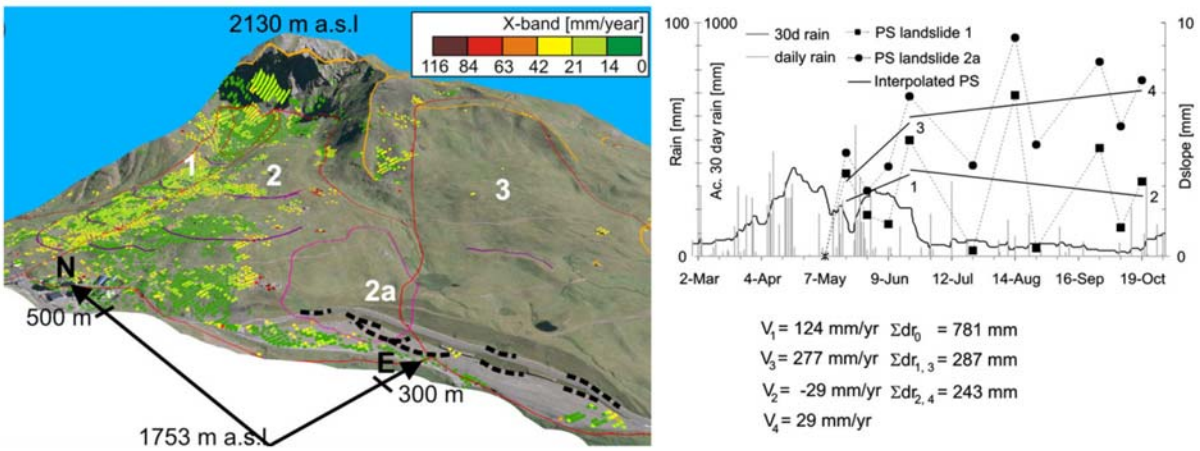


Figura 6. Desplazamiento medio de las series temporales de PS en banda-X obtenidos en los deslizamientos 1 y 2a con respecto a los registros de precipitación acumulada.

5. CONCLUSIONES

La aplicación de la interferometría radar avanzada utilizando datos multi-banda ha permitido la detección y monitorización del desplazamiento superficial en deslizamientos muy lentos en la parte alta del Valle de Tena. Se han detectado 112 deslizamientos (38%) del total inventariado. La banda-L es la que mayor capacidad de detección presenta. La banda-X es la que mayores densidad (nº Ps/km^2) y resolución (8m×8m) muestra, aunque está limitada por la necesidad de tener buenos reflectores (ejemplo: rocas, casas) en el terreno. Esta misma restricción presenta la banda C, lo que unido a su bajo ángulo de incidencia (factor importante en terrenos montañosos), hace que sea la que peores resultados ha dado en nuestra zona.

La principal limitación de la técnica SPN es que no permite detectar movimientos con tasas de desplazamiento superiores a aproximadamente 460 mm/año (tasa teórica para banda-X). Su principales ventajas son la posibilidad de cartografiar zonas con diferentes tasas de movimiento dentro de una misma masa deslizada (ejemplo: desde 14 mm/año a 97 mm/año en diferentes zonas del deslizamiento de El Portalet) y la disponibilidad de datos de series temporales de deformación para cada punto PS, lo que permite la monitorización de los deslizamientos entre las fechas de adquisición de las imágenes.

Las principales limitaciones de la interferometría clásica D-InSAR son, en primer lugar, la disponibilidad de imágenes SAR suficientes para que puedan ser combinadas en interferogramas con poca separación temporal (46 días en nuestro caso), ya que intervalos de tiempo largos introducen fuentes de decorrelación debidas a variaciones en la dinámica de los deslizamientos (movimientos no lineares) o cambios en la cobertera del suelo (Fig. 3, obsérvese la decorrelación por nieve en el interferograma 2008 o la de algunos deslizamientos en el interferograma 2007-2009); en segundo lugar las señales de deformación solo se observarán en extensiones espaciales significativas, por lo que no se podrán observar diferentes patrones de desplazamiento dentro de un mismo deslizamiento como si ocurre en con los datos PS y en tercer lugar las medidas del desplazamiento tienen una precisión a lo sumo centimétrica. La principales ventajas son que las señales interferométricas tienen una mayor cobertura areal del deslizamiento (77 % del área total cubierta en 10 deslizamientos de la zona) y sobre todo, que permiten detectar los movimientos relativamente más rápidos (ejemplo: 145 cm/año en el deslizamiento de La Selva).

La combinación de medidas de desplazamiento obtenidas a partir de las series temporales PS y de las señales de los interferogramas y su posterior comparación con los daños observados en carreteras u otras infraestructuras, es útil para evaluar el daño potencial que estos deslizamientos lentos podrían causar. Así, por ejemplo, se pueden elaborar mapas de daño potencial por movimientos de ladera, que son un instrumento muy útil en la planificación de usos del territorio y en la gestión del riesgo (Fig. 7).

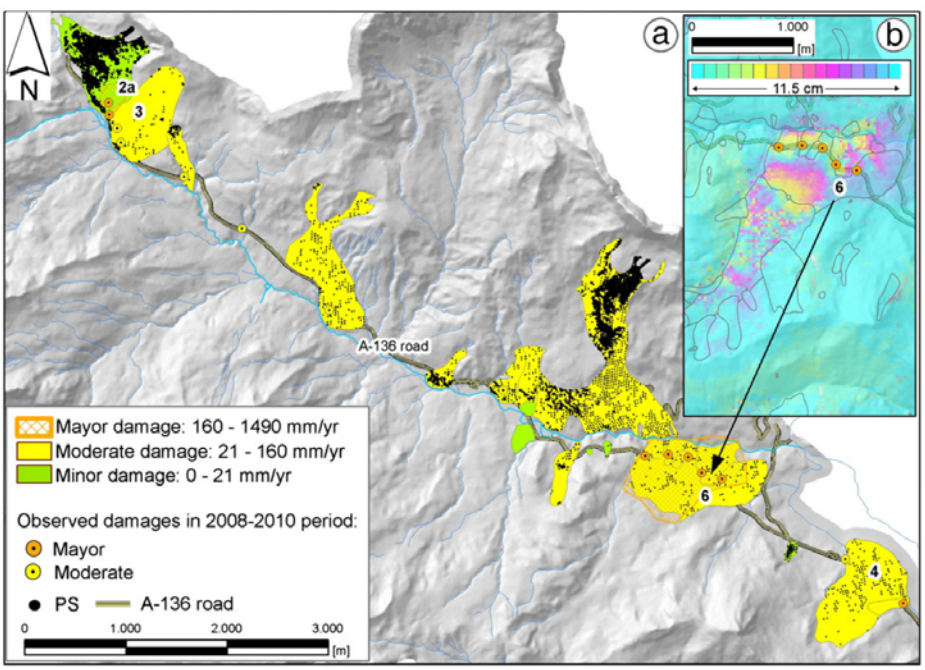


Figura 7. Mapa de daño potencial por deslizamientos para la carretera A-136 basado en la medida de la velocidad media de los deslizamientos. (Herrera et al. 2013)

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos Terrafirma Global Monitoring for Environment and Security program de la ESA, DO-SMS "Desarrollo de herramientas para el Seguimiento de Movimientos del Suelo para la gestión sostenible del SUDOE" (SOE1/P2/F157, INTERREG IV B) y DORIS Project “Ground Deformation Risks Scenarios: an Advanced Assessment Service” (EU-FP7-SPACE-2009-1 n° 242212).

REFERENCIAS

Arnaud, A., Adam, N., Hanssen, R., Inglada, J., Duro, J., Closa, J., et al., 2003. ASAR ERS interferometric phase continuity. *Proceedings of IGARSS 2003*, Toulouse, France, (CDROM).

Colesanti, C., & Wasowski, J., 2006. Investigating landslides with spaceborne synthetic aperture radar (SAR) interferometry. *Engineering Geology*, 88: 173–199.

Cruden, D. M., & Varnes, J., 1996. Landslide types and processes. In: Keith Turner, & Robert Schuster (Eds.), *Landslides Investigation and Mitigation*. Special Report 247, US Transportation Research Board, pp. 36–90.

García-Davalillo, J., Herrera, G., Notti, D., Strozzi T and Álvarez-Fernández, I., 2013. DInSAR analysis of ALOS PALSAR images for the assessment of very slow landslides: the Tena Valley case study. *Landslides*. DOI 10.1007/s10346-012-0379-8

García-Ruiz, J.M., Martí Bono, C., Valero Garcés, B., & González Samperíz, P., 2005. Central Spanish Pyrenees: Glacial and periglacial landforms. In: G. Desir, F. Gutiérrez, & M. Gutiérrez (Eds.), *Sixth International Conference on Geomorphology*. *Field Trip Guides*. Zaragoza: Universidad de Zaragoza, pp. 311–339

Guerrero J., Gutiérrez F., Carbonel D., Bonachea J., Garcia-Ruiz J.M., Galve J.P. and Lucha P., 2012. 1:5000 Landslide map of the upper Gállego Valley (central Spanish Pyrenees). *Journal of Maps*, 8:4: 484-491.

Herrera G., Gutiérrez F., García-Davalillo J.C., Guerrero J., Notti D., Galve J.P., Fernández-Merodo J.A. and Cooksley G., 2013. Multi-sensor advanced DInSAR monitoring of very slow landslides: The Tena Valley case study (Central Spanish Pyrenees). *Remote Sensing of Environment*, 128: 31–43.

Herrera, G., Davalillo, J.C., Mulas, J., Cooksley, G., Monserrat, O., & Pancioli, V., 2009. Mapping and monitoring geomorphological processes in mountainous areas using PSI data: Central Pyrenees case study. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9: 1587–1598.

Montserrat, J., 1992. Evolución glaciar y postglaciar del clima y la vegetación en la vertiente sur del Pirineo: *Estudio palinológico*. *Instituto Pirenaico de Ecología*, Zaragoza.

Notti, D., Davalillo, J.C., Herrera, G., & Mora, O., 2010. Assessment of theperformance of X-band satellite radar data for landslide mapping and monitoring: Upper Tena Valley case study. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10: 1865–1875.

Ríos, L.M., Galera, J., and Barettino, D., 1989. Hoja Nº 145 del Mapa Geológico de España: Sallent. Escala 1:50,000. Madrid: ITGE.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

CONSIDERACIONES SOBRE EL DESLIZAMIENTO DEL FORN DE CANILLO (PRINCIPAT D'ANDORRA) A PARTIR DE DATOS DE INTERFEROMETRÍA RADAR Y NUEVAS OBSERVACIONES SOBRE EL TERRENO

J. COROMINAS[1]*, R. IGLESIAS[2], A. AGUASCA[2], J.J. MALLORQUÍ[2] X. FÀBREGAS[2] X. PLANAS[3] y J.A. GILI[1]

[1] Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universitat Politècnica de Catalunya-BarcelonaTech

[2] Departamento de Teoría de la Señal y Telecomunicaciones
E.T.S. de Ingeniería de Telecomunicaciones
Universitat Politècnica de Catalunya-BarcelonaTech

[3] Ministeri d'Economia i Territori, Departement d'Ordenament Territorial
Govern d'Andorra

RESUMEN

El deslizamiento del Forn de Canillo en el Principado de Andorra fue identificado por primera vez en 1984, siendo uno de los mayores del Pirineo. Desde entonces ha sido objeto de estudios y reconocimientos, siendo incluido en las primeras cartografías de riesgo geológico realizadas en el Principado en 1990. Merced a los análisis detallados de estabilidad realizados por iniciativa de la Administración andorrana, desde 2005 existe un plan de gestión que contempla limitaciones al desarrollo urbanístico así como un plan de seguimiento. En 2007 se inició un programa de auscultación que conllevó la perforación de sondeos equipados con inclinómetros, extensómetros y piezómetros. En 2010 se puso a punto un nuevo dispositivo de auscultación mediante técnicas de interferometría diferencial de radar terrestre (GBSAR) y de satélite (TerraSAR-X). Los interferogramas de ambos radares han dado resultados coherentes entre sí y compatibles con las medidas obtenidas con la inclinometría. No obstante, las observaciones con TerraSAR-X, con una mayor cobertura espacial, han puesto en evidencia que los desplazamientos son significativamente mayores en la parte alta de la ladera, bajo el Pic

de Maians (de hasta 4 cm/año), delimitando una masa rocosa inestable hasta ahora desconocida. El posterior reconocimiento sobre el terreno ha mostrado la presencia de indicadores de actividad (agrietamientos, perturbaciones en la vegetación y deformaciones en estructuras) que confirman la existencia de estos movimientos y que obligan a replantear tanto los mecanismos de rotura que se desarrollan en la ladera como el nivel de estabilidad existente. Los resultados demuestran que el uso combinado de las técnicas de radar con la instrumentación convencional permite obtener una imagen global y más representativa del comportamiento de la ladera.

1. INTRODUCCIÓN

El deslizamiento de Canillo (Principat d'Andorra) descrito por primera vez por Corominas y Alonso (1984), consiste en una secuencia de deslizamientos y coladas de tierras, de estructura compleja que afecta a una masa estimada en el entorno de los 300 Mm^3 (figura 1 y 2). Santacana (1994) identificó tres grandes unidades deslizadas, la primera corresponde a una colada de tierras que tiene su origen en el sector del Pla del Géspit-Costa de les Gerqueres, en el SE, y que alcanzó la parte baja de la ladera, posiblemente cerrando el valle del río Valira que discurre por la base; una segunda colada originada bajo el Pic de Maians, se superpone a la colada anterior alcanzando la cota 1640m, sin descartar que pudiera llegar a cotas inferiores; finalmente un deslizamiento de características rotacionales y con menor desarrollo se origina en la ladera de la Roca del Forn en el extremo NE. Su extensión sería menor, estando delimitada por el Serrat de la Palanqueta y dando lugar a la ladera por encima de la urbanización Riba Grossa. El río Valira se ha abierto paso a través de los depósitos deslizados, sin llegar a alcanzar todavía el substrato rocoso.

La primera rotura se interpretó como el resultado de la desestabilización de la ladera por decompresión posterior a la retirada del glaciar de la Valira, entre los 13 y 16000 años BP (Santacana 1994) y ha sido retocada por movimientos posteriores. Estas fechas han sido revisadas y actualizadas en un reciente trabajo (Planas et al. 2011) en el que se aportan evidencias sobre la existencia de un retoque glaciar del pie del deslizamiento. Este trabajo presenta también dataciones radiocarbónicas de materia orgánica perteneciente a niveles entremezclados con los materiales deslizados y que abre la posibilidad de que el primer deslizamiento haya podido ocurrir antes de los 30000 años BP, aspecto que deberá ser confirmado por futuras investigaciones.

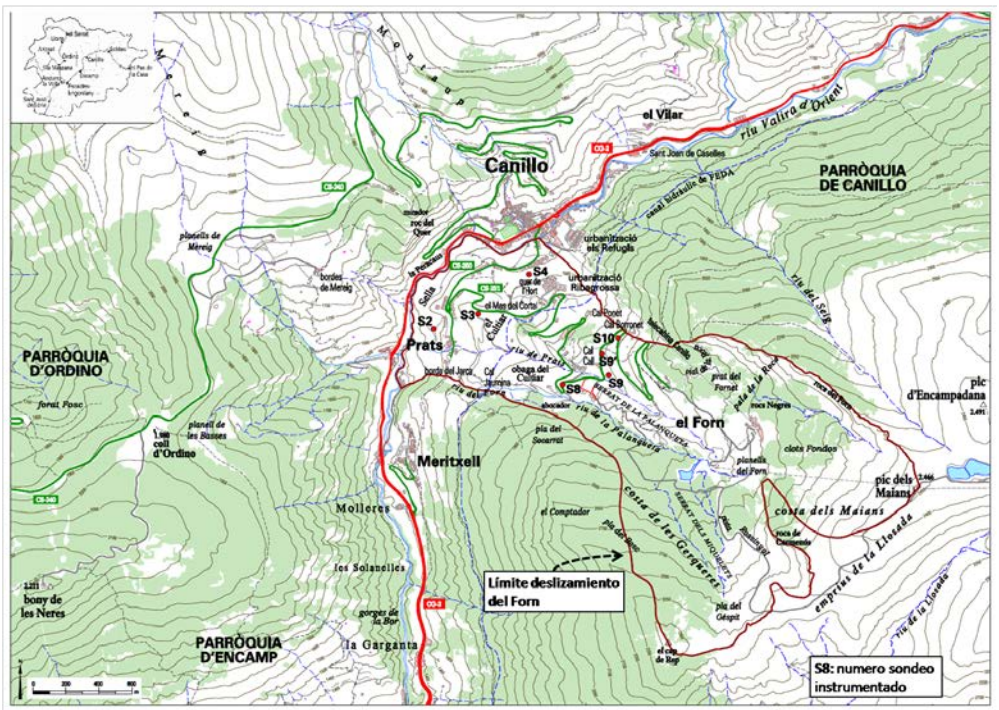


Figura 1. Límite del deslizamiento de tierras del Forn y situación de los sondeos instrumentados



Figura 2. Vista general del deslizamiento de Canillo

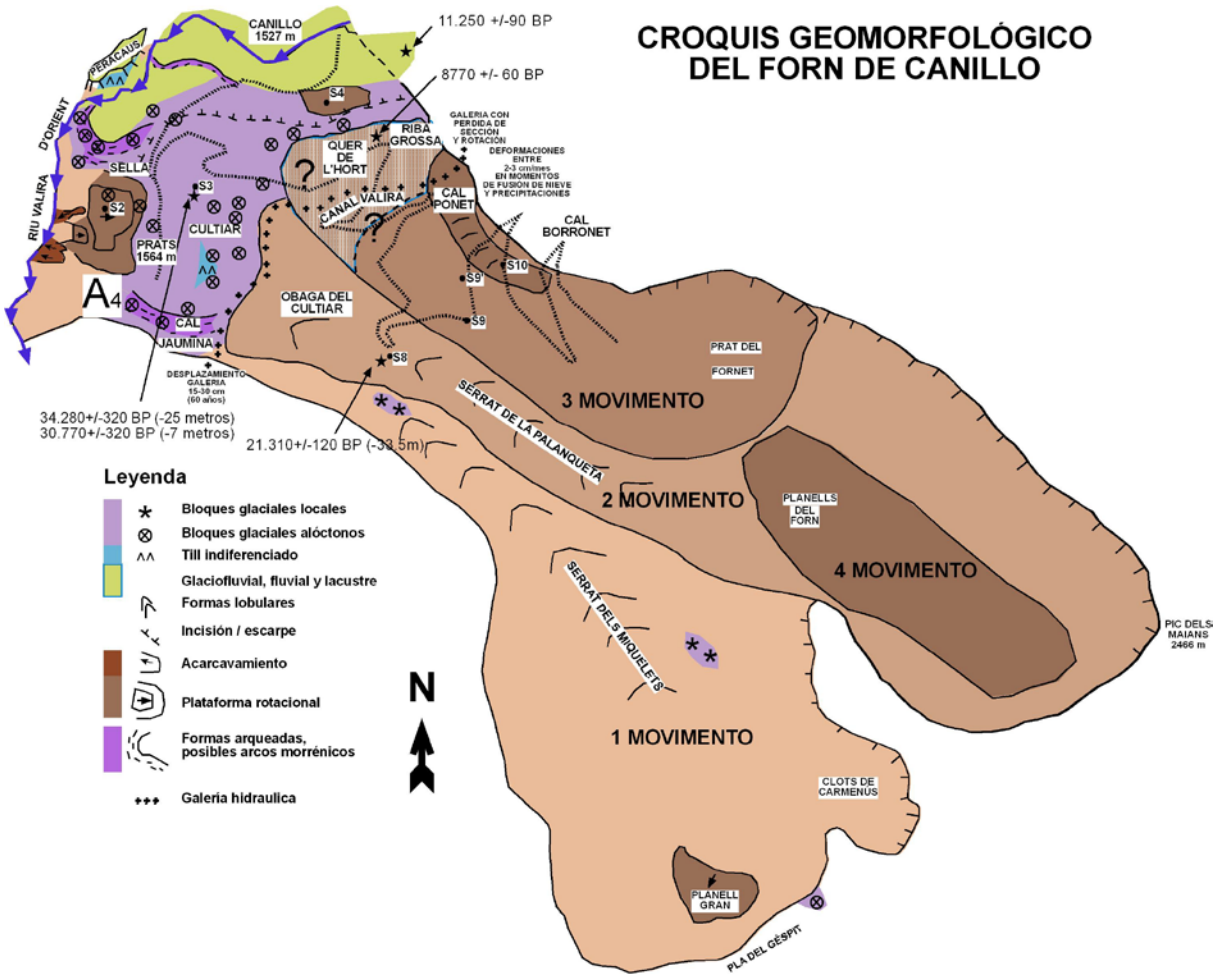


Figura 3. Distintas fases ocurridas en el deslizamiento del Forn de Canillo (modificado de Santacana, 1994): (1) Pla del Géspit-Costa de les Gerqueres; (2); Maians (3); la Roca del Forn

En 1990 se confeccionó el primer mapa de riesgos geológicos de los Valles Gran Valira y Valira d'Orient. Si bien fueron utilizados por la administración andorrana en diversas ocasiones, las cartografías no eran legalmente vinculantes por lo que su aplicabilidad era limitada. El cambio fundamental en la gestión de los riesgos naturales en Andorra se produce en 2000, momento en que se aprueba la ley de Ordenación Territorial. Los aspectos clave en relación a la gestión de los riesgos naturales son los siguientes (Escalé, 2001): (a) las zonas expuestas los peligros naturales no pueden ser urbanizadas; (b) los planes de urbanismo locales deben tener en consideración las zonas expuestas a los peligros naturales; (c) se faculta al Gobierno de Andorra para encargar los correspondientes estudios geológico-geotécnicos y la cartografía riesgos naturales. Este último apartado incluye el inventario de peligros, la zonificación del peligro y regulaciones para la gestión de las áreas amenazadas.

En primeras cartografías de riesgos realizadas en el Principado, la peligrosidad asociada a los grandes deslizamientos se estableció a partir de criterios heurísticos considerando, por una lado la magnitud del movimiento (volumen) y por otro, la presencia de indicadores de actividad (grietas, escarpes, estructuras deformadas, entre otros) y grado de preservación de los elementos morfológicos (Corominas et al. 2003; Copons et al. 2005). El tamaño y la ausencia de indicadores justificó que el conjunto del deslizamiento de Canillo fuese considerado de peligrosidad media, lo que permite la edificación con condiciones, excepto en dos sectores reducidos (por debajo del núcleo de Prats y el sector de Cal Borró-Cal Ponet, ver situación en la Fig.1), en los que la aparición de grietas y ligeros daños estructurales, determinaron que fueran considerados de peligrosidad alta. Esta asignación de peligrosidad debía ser refrendada con un análisis de estabilidad de detalle y los resultados de un dispositivo de auscultación (Euroconsult, 2002).

Los análisis de estabilidad en diversos perfiles longitudinales del deslizamiento que se realizaron con posterioridad (Copons et al. 2005), mostraron que, en condiciones de nivel piezométrico anormalmente elevado pero probable, se obtenía un factor de seguridad por debajo de la unidad, con el que pueden esperarse movimientos extremadamente lentos (<16mm/año). Este análisis identificó asimismo otros sectores con distinto potencial de reactivación lo que permitió definir un abanico de actuaciones de gestión del riesgo, protección y seguimiento, entre ellas, la calificación como terreno no edificable de la rotura local de Cal Borró-Cal Ponet o la sugerencia de protección del pie del deslizamiento frente a la erosión y socavación del río Valira, que podría dar lugar a una desestabilización del conjunto por falta de apoyo. Es importante resaltar que los movimientos extremadamente lentos detectados con el dispositivo de auscultación se interpretaron como resultado del equilibrio precario entre las fluctuaciones de las presiones del agua subterránea el efecto autoestabilizante del pie del deslizamiento y la acción erosiva del río Valira. Por lo tanto, era de esperar que el ritmo de los movimientos observados en el pie determinara el del conjunto del deslizamiento.

2. DISPOSITIVO DE AUSCULTACIÓN Y OBSERVACIONES RADAR

Con objeto que evaluar el correcto desempeño de las actuaciones preventivas en el deslizamiento del Forn, en 2007 se iniciaron trabajos de perforación de sondeos (ver situación en la Figura 1) para la puesta en funcionamiento de un dispositivo de auscultación que incluye inclinómetros, extensómetros y piezómetros (la descripción completa se puede consultar en Torrebadella et al. 2009). La red de auscultación puso en evidencia la existencia de movimientos residuales (reptación) en el conjunto de la masa deslizada y un comportamiento complejo, como era de esperar en un deslizamiento constituido por diversas unidades. Así, los sondeos inclinométricos pusieron en evidencia la existencia de dos superficies de deslizamiento, situadas a 15 y 35m de profundidad en la zona de Cal Borró-Cal Ponet (Torrebadella et al. 2009) y confirmaron la velocidad general lenta para el conjunto de deslizamiento.

En Octubre de 2010 se puso en marcha una campaña de medidas usando un dispositivo terrestre de auscultación radar, Ground-Based Radar (GB-SAR), para el seguimiento del deslizamiento del Forn usando técnicas de interferometría diferencial SAR (DInSAR) durante un año (Iglesias et al. 2012). En este caso, se ha utilizado el sistema RISKSAR, desarrollado por el Departamento de la Teoría de la Señal y Telecomunicaciones de la UPC (Fàbregas et al. 2012). Dado que la velocidad conocida del deslizamiento del Forn es del orden de algún centímetro por año, se desestimó medir en continuo. Se realizaron un total de 10 campañas de medida con una línea de base temporal de aproximadamente un mes, que es una frecuencia suficiente para obtener resultados fiables de movimiento mediante técnicas DInSAR. La resolución de alcance (range) del sistema GB-SAR trabajando en banda X es de 1,25 metros y la resolución cruzada (cross-range) va desde los 0,75 metros, para distancias cercanas, a un máximo de 6 metros para los 1600 m. De forma paralela, se ordenaron 21 imágenes SAR del satélite alemán TerraSAR-X en modo spotlight cubriendo el mismo periodo. El TerraSAR-X es un satélite de última generación que trabaja en banda X proporcionando imágenes de elevada resolución, aproximadamente 1m x1m con un periodo de revisita de 11 días. El uso de imágenes SAR de alta resolución desde satélite en los últimos años ha demostrado su eficacia para maximizar las posibilidades de detectar blancos para la estimación fiable de deformaciones en este tipo de entornos.

La base del radar terrestre se instaló en el inicio de la carretera de Canillo a Coll d'Ordino proporcionando una cobertura sobre la mitad inferior del deslizamiento, entre las cotas de 1500m hasta aproximadamente 1900m, donde a priori se presumían los mayores movimientos en función de datos obtenidos anteriormente. Por otro lado, las observaciones de satélite se ordenaron con el objetivo de cubrir el conjunto del deslizamiento, su entorno inmediato y disponer de una medida alternativa a la proporcionada por el sensor terrestre y comparar los resultados obtenidos. La técnica de DInSAR es una tecnología reciente que puede ser tan efectiva y precisa como otras técnicas convencionales de auscultación de deslizamientos. Sin embargo, presenta algunos inconvenientes y limitaciones (Hansen, 2001). Así, las deformaciones sólo pueden ser detectadas en la línea de observación del sensor , 'line of sight' (LOS), y por tanto sólo pueden ser obtenidas de una forma fiable en aquellos deslizamientos orientados consecuentemente. Para el caso orbital, éste fenómeno viene establecido por la órbita y por este motivo, dada la orientación este-oeste del deslizamiento, se ordenaron imágenes en órbita descendiente con el objetivo de minimizar este fenómeno. Mediante el sensor GB-SAR, ésta limitación puede ser fácilmente superada porque se puede escoger la posición del sensor y éste se instaló al inicio de la carretera de Coll d'Ordino. Los deslizamientos que experimentan desplazamientos rápidos, pueden contener incertidumbres en la estimación de las velocidades debido al fenómeno conocido como enrollado de la fase (Hansen, 2001). Para combatir este fenómeno, se decidió realizar campañas mensuales de medida y obtener las imágenes TerraSAR-X con la máxima frecuencia de revisita, 11 días. Dada la velocidad del deslizamiento del Forn, esta frecuencia de revisita ha resultado ser suficiente para evitar el enrollado. Finalmente, el uso de frecuencias altas para auscultar laderas cubiertas con vegetación arbórea o herbácea da lugar a la falta de coherencia entre las

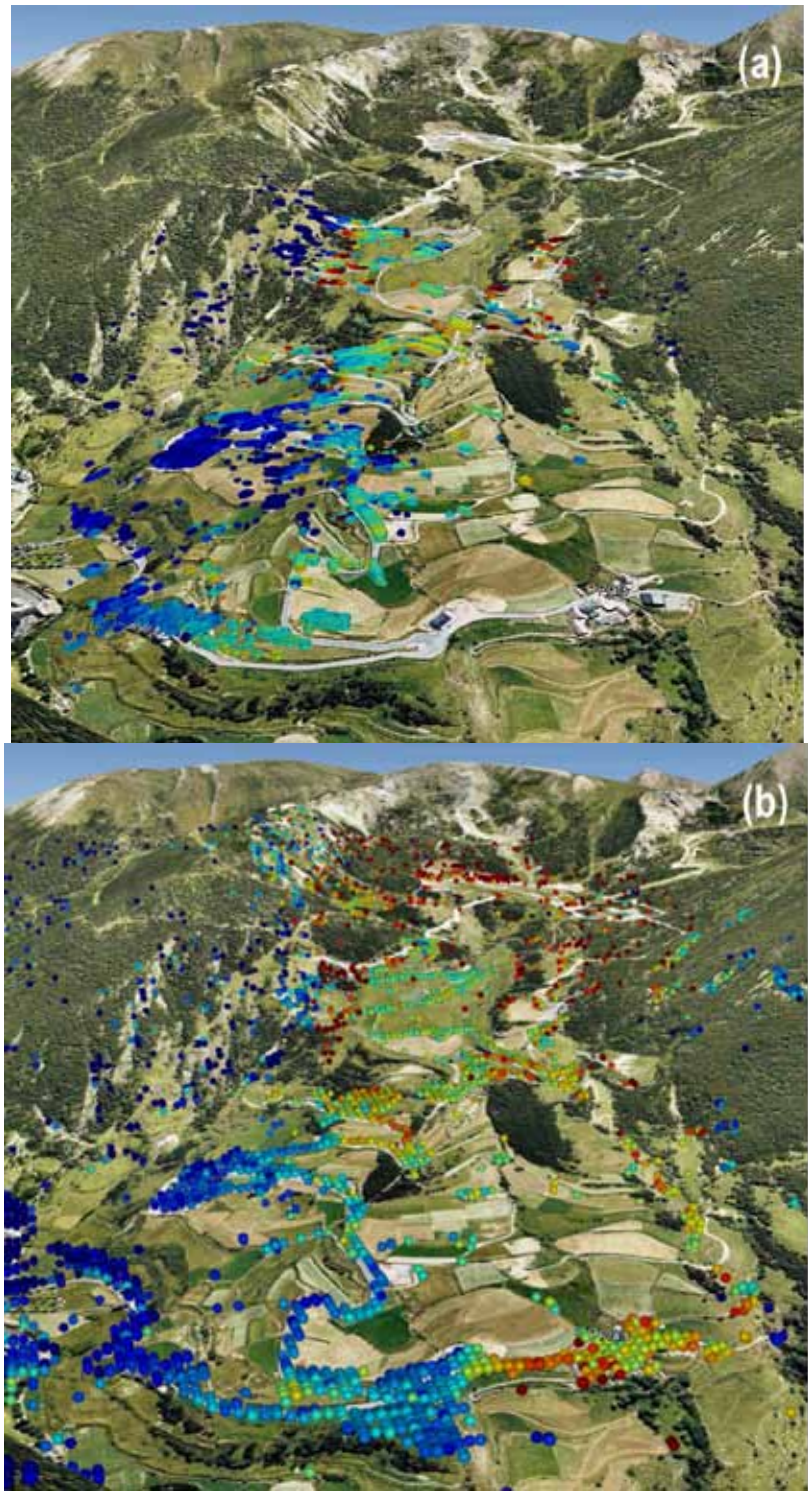


Fig 4. Velocidades medidas con el dispositivo (a) RISKSAR (GBSAR) y (b) TerraSAR-X de la parte inferior del deslizamiento del Forn de Canillo

diferentes adquisiciones, fenómeno que se conoce como decorrelación. En estos casos, se deteriora de una forma notable la calidad de la fase interferométrica y resulta imposible la estimación fiable de los movimientos. A pesar de la elevada cobertura vegetal de la zona, la presencia de edificios, muros y un considerable número de afloramientos rocosos, junto con la frecuencia de revisitas para ambos sensores, han resultado suficientes para disponer de número aceptable de puntos coherentes en la escena y la adecuada caracterización del comportamiento del deslizamiento.

Los resultados DInSAR del GBSAR y TerraSAR-X son coherentes entre sí y compatibles con las medidas obtenidas con los sondeos inclinométricos (1 a 2 cm/año) situados en la mitad inferior del deslizamiento (Euroconsult, 2012), con la ventaja adicional de proporcionar un campo de deformaciones relativo al conjunto de los terrenos deslizados (Figura 4).

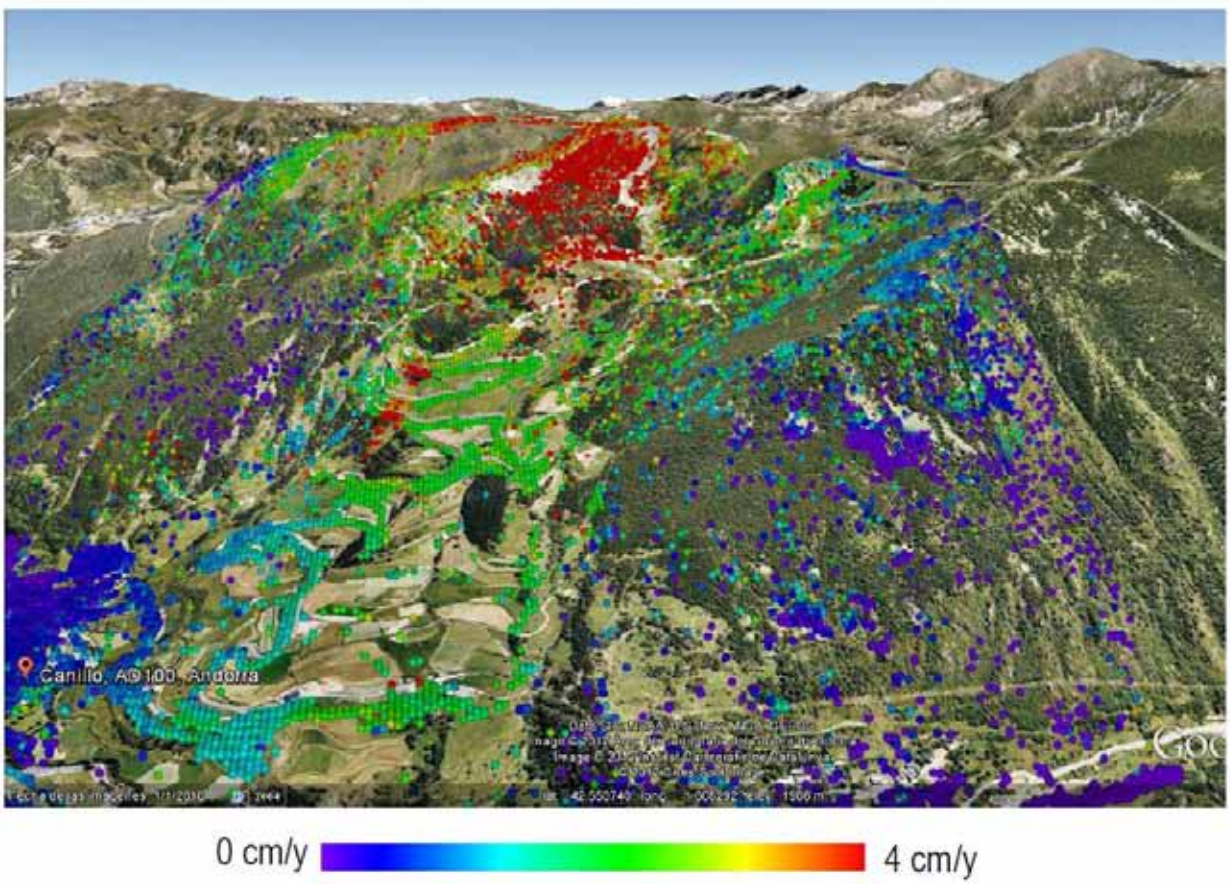


Fig 5 Velocidades medidas con TerraSAR-X para el conjunto del deslizamiento del Forn y sus aledaños para el periodo Octubre 2010 a Octubre 2011. Si bien el conjunto del deslizamiento muestra un movimiento en el entorno de 2cm/año, se identifica un sector con velocidades que superan los 4cm/año en la parte superior y central de la ladera, el sector de Clots Fondos de la Fig. 1 (nótese que la escala de velocidades ha cambiado respecto la figura 4)

Las observaciones mediante TerraSAR-X, sin embargo, han puesto en evidencia que las velocidades son significativamente mayores en la parte alta de la ladera, bajo el Pic de Maians (de hasta 4 cm/año), delimitando una masa rocosa inestable con una extensión superior a los 400000m^2 y cuyo comportamiento específico era hasta ahora desconocido (Figura 5). Las velocidades muestran un comportamiento coherente de la masa rocosa que se desplaza en bloque desde la cresta superior de la ladera hasta el desmonte realizado para las instalaciones de la estación de esquí, situado a la cota 2050m (sector de Clots Fondos en la Figura 1).

Asimismo, la Costa de les Gerqueres, que corresponde a la cicatriz del primer deslizamiento pre-histórico del Forn (ver Figura 1), experimenta velocidades del orden de los 2cm/año e incluso superiores. Finalmente, la cresta que une el Pic de Maians y el Pic de Encampadana (ver Figuras 1 y 5) también experimenta deformaciones cercanas a los 4 cm/año, fuera del perímetro del deslizamiento del Forn. Estas últimas observaciones deben ser objeto de comprobación porque, como se ha comentado, los sistemas SAR sólo tienen capacidad de detectar movimiento en la dirección LOS y, por lo tanto, el desplazamiento medido no siempre se corresponde con el movimiento real si la dirección de éste difiere del ángulo de incidencia y orientación conveniente. Mientras que las velocidades detectadas en la masa rocosa de Clots Fondos ha comprobado que está bien orientadas según la dirección LOS del satélite y, por tanto, tienen un elevado grado de fiabilidad, no así el relieve de la Costa de les Gerqueres y de la cresta de los picos de Maians y Encampadana que se orienta en sentido oblicuo u ortogonal a la visual del satélite. En este último caso, las deformaciones resultantes se han obtenido proyectando el mapa de velocidades obtenido en la LOS sobre las direcciones de máxima pendiente del terreno, con un factor de mayoración de hasta 5. Valores superiores se han supuesto poco fiables y han sido eliminados del mapa final de deformaciones

3. VALIDACIÓN DE LAS OBSERVACIONES

En el momento actual no es posible el contraste y validación de las medidas obtenidas con TerraSAR-X. La parte alta de la ladera, por debajo del Pic de Maians, carece de dispositivos de auscultación terrestre y por otro lado, se encuentra a una distancia excesiva y con escasa visibilidad para el dispositivo de GBSAR utilizado.

Aunque no haya disponibles datos de observaciones instrumentales, la magnitud de las velocidades sugiere que la ladera debería mostrar indicadores de actividad y deformaciones en diversos elementos presentes en el área afectada. El reconocimiento del terreno ha confirmado la existencia de estos indicadores como son desperfectos en estructuras, las perturbaciones de la superficie topográfica y la apertura de grietas (figura 6). Algunos de estos indicadores, como la citada apertura de grietas o la inclinación de la vegetación arbórea, demuestran la existencia de los desplazamientos de la ladera son actuales o muy recientes. Por otro lado, se han observado también depresiones rellenas de sedimentos y cubiertas por la vegetación, conocidas en la toponimia local como Clots Fondos (depresiones profundas, en catalán), así

como la presencia basculamientos y rotaciones de bloques con las superficies alteradas, lo que sugiere que el proceso de rotura de la ladera se inició en una fase bastante alejada en el tiempo.



Figura 6. (Izquierda). Deformación del muro de la cerca perimetral que bordea el Prat del Fornet. La ondulación del muro, inicialmente rectilíneo, evidencia la presencia de movimientos diferenciales en el terreno. (Derecha) Bloques rocosos distorsionados y apertura de grietas en el terreno (sin rellenar) en los afloramientos de Clots Fondos (Hondonadas profundas, en catalán), indicativos de actividad reciente.

5. CONCLUSIONES

Las observaciones mediante TerraSAR-X han puesto en evidencia que las velocidades son significativamente mayores en la parte alta de la ladera, bajo el Pic de Maians (de hasta 4 cm/año), delimitando una masa rocosa inestable cuyo comportamiento específico hasta ahora desconocido (Figura 5). Como ventaja sobre otras técnicas de auscultación tradicionales, los interferogramas obtenidos permiten definir el alcance y extensión de la zona de mayor actividad, que supera los 400000m^2. El reconocimiento posterior sobre el terreno ha confirmado la presencia de indicadores de actividad como depresiones recientes sin rellenar y el desarrollo de grietas de tracción continuas, muchas de ellas abiertas, confirmando el notable

grado de actividad mostrado por los interferogramas. Asimismo, se han detectado deformaciones en otros sectores en la vecindad del Forn cuya orientación topográfica no ofrece la misma fiabilidad y deberán ser confirmadas con dispositivos de auscultación alternativos. Estas nuevas observaciones obligan a replantear tanto los mecanismos de rotura que se desarrollan en la ladera como el nivel de estabilidad existente.

El criterio de peligrosidad vigente en el deslizamiento del Forn combina velocidad del movimiento y la magnitud de la masa inestable. Un aspecto fundamental es la posibilidad de que el deslizamiento pueda experimentar aceleraciones bruscas a causa de la modificación de las condiciones actuales. El modelo conceptual del deslizamiento de Canillo en el que se basa el criterio de gestión del riesgo, parte de la consideración de que no se había observado ningún factor que pudiera resultar en una pérdida de resistencia del terreno. Las distintas fases deslizamiento habían generado desplazamientos de varias decenas de metros por lo que se asume que la superficie de rotura se encontraba en condiciones de resistencia residual. En estas circunstancias, los análisis de estabilidad indican que sólo unas condiciones de agua subterránea altamente improbables (saturación completa de la ladera) y/o la erosión del pie del deslizamiento por una crecida extraordinaria del río Valira, podrían justificar una aceleración del deslizamiento. Por este motivo, una de las medidas recomendadas de protección era la construcción de un muro de pie para evitar su erosión. Una función parecida a la del muro propuesto se ha conseguido con la construcción reciente, en 2011, de un vial en la margen izquierda del río Valira aunque su extensión sólo cubre una fracción del pie del deslizamiento.

Las observaciones obtenidas con la DInSAR y el GBSAR, en caso de confirmarse, obligarán a la revisión del citado modelo conceptual y plantear nuevos escenarios. En efecto, la existencia de deformaciones en la Costa dels Maians podrían ser indicativos de un proceso de rotura progresiva de la ladera superior con un volumen del orden de algunos millones de metros cúbicos. Al tratarse todavía de la rotura inicial de la ladera, deberá evaluarse la posibilidad de que las deformaciones acumuladas conlleven la pérdida de resistencia del macizo rocoso en este sector. En este último caso, debería evaluarse además, el efecto que la irrupción del pie de la rotura sobre el deslizamiento antiguo del Forn (correspondiente al segundo episodio pre-histórico) y la posibilidad de generar un mecanismo de carga no drenada que pudiera dar lugar a un cambio en el patrón de los movimientos hasta ahora detectados.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio se ha llevado a cabo dentro del marco del proyecto “BIGRISK”, financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación (BIA2008-06614).

REFERENCIAS

Altimir, J; Copons, R.; Amigó, J.; Corominas, J.; Torrebadella, J.; Vilaplana, JM 2001.. Zonificació del territori segons el grau de perillositat d'esllavissades al Principat d'Andorra. Primeres Jornades del CRECIT (IEA), La gestió dels riscos naturals: 119-132

Copons, R., Altimir, J., Amigó, J., Corominas, J. Vilaplana, J.M.. 2005. Metodología de estudio en zonas afectadas por grandes deslizamientos en el Principado de Andorra. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestable Valencia, 21-24 de Junio de 2005

Corominas, J., Alonso, E. (1984). Inestabilidad de laderas en el Pirineo catalán: tipología y causas. *Jornadas Inest. Laderas en el Pirineo*. C1-C53. Barcelona

Corominas, J., Copons, R., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Amigó, J. 2003. Integrated landslide susceptibility analysis and hazard assessment in the Principality of Andorra". Natural Hazards Vol. 30, Issue 3, 421-435

Escalé, J. 2001. La nova llei d'ordenament territorial a Andorra. Primeres Jornades del Crecit - La Gestió dels riscos naturals. Andorra

Euroconsult S.A. 2002. Estudi de la zonificació del terreny segons la seva problemàtica geològica. Gran moviment del Forn. Parròquia de Canillo. Govern d'Andorra.

Euroconsult S.A. 2012. Auscultacions inclinomètriques, piezomètriques i extensomètriques al moviment de massa del Forn. Ref. U1586-A6

Fàbregas, X., Iglésias, R., Aguasca, A. 2012. A new approach for Atmospheric Phase Screen Compensation in Ground-Based SAR over areas with steep topography. *EUSAR 2012 – 9th European Conference on Synthetic Aperture Radar*. April 23-26, 2012

Hanssen, R., 2001. Radar interferometry. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Holland, p. 308

Iglesias, R., Monells, D., Centolanza, G., Mallorquí, J.J., Fàbregas, X., Aguasca, A., López-Martínez, C. 2012. Application of High Resolution Spotlight TerraSAR-X data to landslide monitoring. *EUSAR 2012 – 9th European Conference on Synthetic Aperture Radar*. April 23-26, 2012

Planas, X., Corominas, J., Vilaplana, J.M., Altimir, J., Torrebadella, J., Amigó, J. 2011. Noves aportacions del gran moviment del Forn de Canillo, Principat d'Andorra. Resúmenes XIII Reunión Nacional de Cuaternario, Andorra la Vella. 5pp.

Santacana, N., 1998. *Estudi dels grans esllavissaments d'Andorra: Els casos del Forn i del vessant d'Encampadana*. Master Thesis, Universitat de Barcelona.

Torrebadella, J., Villaró, I., Altimir, J., Amigó, J., Vilaplana, J.M., Corominas, J., Planas, X. (2009). El deslizamineto del Forn de Canillo en Andorra. Un ejemplo de gestión del riesgo geológico en zonas habitadas en grandes deslizamientos. *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Barcelona. pp. 403-414

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

METODOLOGÍA PARA MEJORAR EL ANÁLISIS DE DATOS SATÉLITE RADAR EN EL ESTUDIO DE LOS MOVIMIENTOS DE LADERA: SIERRA DE TRAMUNTANA (MALLORCA)

Silvia BIANCHINI[1,2], Gerardo HERRERA[2], Rosa M. MATEOS[3], Inmaculada GARCÍA-MORENO[4] , Silvia BIANCHINI[1,2], Oscar MORA[5], Ciscu SANCHEZ5[5], Marga SANABRIA[2] , Mayte LÓPEZ[2] , Jose Antonio MERODO[2], Mario HERNÁNDEZ[2], Joaquin MULAS[2]

1 Earth Sciences Department, University of Firenze, Via G. La Pira 4, 50121, Florence, Italy.
2 Geohazards InSAR laboratory (InSARlab). Geohazards group. Geoscience Research dept., Geological Survey of Spain (IGME); C/. Alenza 1;28003 Madrid, Spain.
3 Geological Survey of Spain (IGME). Urb. Alcázar del genil, 4. Edificio Zulema, bajos. 18006 , Granada, Spain.
4 Geological Survey of Spain (IGME). Avda. Ciudad Querétaro s/n. 07007 Palma de Mallorca, Spain. E-mail: inmaculada.garcia@igme.es.
5 Altamira Information, C/. Còrsega 381-387; 08037 Barcelona, Spain. E-mail: geraint.cooksley@altamira-information.com

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta una metodología para mejorar el análisis de datos de desplazamientos de la superficie del terreno obtenidos mediante técnicas de interferometría diferencial avanzada (A-DInSAR) en el estudio de movimientos del terreno. En particular, se ha realizado un análisis de los movimientos del terreno con distintos satélites en la Sierra de Tramuntana (Mallorca). La metodología propuesta consta de tres partes principales. En la primera se propone un modelo previo al procesado DInSAR que determina cuales son las zonas idóneas para estimar desplazamientos del terreno. En la segunda parte, se propone un modelo posterior al procesado DInSAR en el que se proyecta el vector de desplazamiento obtenido en la línea de vista (LOS) de los distintos satélites, en función de la geometría del terreno. Así mismo se propone un método para determinar los rangos de estabilidad de los desplazamientos observados, Finalmente se realiza una validación de los datos de desplazamiento post-procesados para identificar movimientos de ladera activos y actualizar el inventario de los deslizamientos en la zona de estudio.

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las técnicas de interferometría rádar diferencial avanzada (A-DInSAR) en las últimas décadas, así como la disponibilidad de imágenes SAR de diferentes satélites, ha determinado que estas técnicas sean una herramienta muy utilizada para la detección y monitorización de desplazamientos superficiales asociados a movimientos del terreno (Singhroy et al., 1998; Farina et al., 2006).
En particular, el uso de las técnicas de interferometría multi-temporal PSI (Persistent Scatterer Interferometry) permiten mejorar la medición del desplazamiento lento de la superficie del terreno y minimizar las fuentes de error asociadas a las condiciones atmosféricas y a la de-correlación espacial (Ferretti et al., 2001). No obstante, las técnicas PSI también tienen algunas limitaciones, los puntos de medida, llamados PS (Persistent Scatterer) solo miden en una dirección a lo largo de la línea de vista del satélite (LOS, Line Of Sight). Este supone que cuando se trabaja en deslizamientos, solo se puede medir una parte del movimiento real. Por este motivo, al utilizar imágenes radar satélite adquiridas en órbitas ascendentes y descendentes para medir un mismo deslizamiento, el desplazamiento observado tendrá signo contrario y diferente valor, ya que no se tiene en cuenta la orientación de la pendiente respecto al ángulo de adquisición del satélite.
En este trabajo, nos centramos en el procesado de los satélites ALOS (banda L), ERS y ENVISAT (banda C), COSMO-SKYMED (banda X) en la Sierra de Tramuntana de Mallorca, que constituye la principal alineación montañosa de la isla, con una amplia gama de movimientos de ladera, siendo los más frecuentes los desprendimientos de rocas y, en menor medida, los deslizamientos de tierras. Se han mejorado metodologías propuestas en trabajos recientes, tales como las relativas al pre-procesado (Colombo et al., 2006, Notti et al., 2010, Cascini et al., 2010) y las relacionadas con el post-procesado (Colesanti and Wasosky 2006, Cascini et al. 2010, Meisina et al., 2008). El objetivo es proporcionar criterios comunes y generales para el análisis de datos SAR obtenidos de sensores satélite diferentes. Los datos PS han permitido mejorar el inventario pre-existente de los movimientos de ladera en la Sierra de Tramuntana (Mateos, 2006), confeccionando mapas de actividad de los deslizamientos y de otras probables areas inestables posiblemente afectadas por movimientos lentos.

2. AREA DE ESTUDIO

La isla de Mallorca presenta diferentes dominios geomorfológicos, destacando la Sierra de Tramuntana en el sector noroccidental de la isla. La abrupta topografía de esta cadena montañosa, ligado a su complejidad geológica y a las características climáticas de la región, determina una intensa dinámica de laderas con la consecuente ocurrencia de movimientos de diversas tipologías (Mateos y Azañón, 2005; Mateos, 2006). El inventario de movimientos de ladera en la Serra de Tramuntana pone de manifiesto más de 200 eventos constatados desde el siglo XVII (Mateos, 2006). Los procesos más frecuentes son los desprendimientos de rocas, interceptando en numerosas ocasiones la red viaria de la Tramuntana. Los deslizamientos también hacen acto de presencia, y suelen afectar a los afloramientos de materiales blandos, concretamente a las arcillas yesíferas del Keuper (Triásico superior), que afloran ampliamente en el Valle de Sóller y en su prolongación hacia el noreste, donde se asienta la localidad de

Fornalutx.

3. DATOS Y METODOLOGÍA

Los datos de partida del trabajo son: (i) los desplazamientos del terreno (puntos PS) estimados a partir del procesado PSI de las imágenes radar (Tabla 1) de los satélites ALOS (banda L), ERS y ENVISAT (banda C) y COSMO-SKYMED (CSK) (banda X); (ii) los datos geomorfológicos, las ortofotos de la area de estudio y los datos derivados desde el Modelo de Elevación Digital del terreno (Fig.1.a).

	ALOS	ENVISAT	ENVISAT	ERS 1/2	CSK
Band	L	C	C	C	X
Geometry	Ascending	Ascending	Descending	Descending	Descending
Temporal interval	01/01/2007-28/06/2010	22/11/2003-19/05/2010	19/08/2003-19/05/2009	13/06/1992-07/11/2000	18/05/2012-30/08/2012
Incidence angle	39	22	22	23	30
Track angle	346	345	194	194	193
Repeat cycle (days)	46	35	35	35	8

Tabla 1. Diferentes satélites utilizados y sus parámetros

La metodología propuesta consta de tres partes (Fig. 1). Primero, se propone un modelo previo al procesado PSI que determina cuales son las zonas idóneas para detectar puntos PS a través del cálculo de dos índices, RI y LU, relacionados con los parámetros de adquisición del satélite, la topografía y los usos del suelo. De esta manera se puede determinar de antemano qué satélite es el idóneo para nuestra zona de estudio (Fig. 2b). En la segunda parte (Fig. 2c) se propone un modelo posterior al procesado PSI en el que se proyecta el vector de desplazamiento medido en la línea de vista de los distintos satélites (VLOS) a lo largo de la línea de máxima pendiente local (VSLOPE). Posteriormente, se propone un método para determinar los rangos de estabilidad de la velocidad de los desplazamientos observados. En la tercera parte, se combinan los datos radar post-procesados con el inventario de deslizamientos disponible en la zona de estudio, generando un mapa de áreas activas (Fig. 1d). Todo ello ha sido comprobado y validado con un inventario de daños disponible así como con trabajos de campo realizados en febrero de 2013.

4. PRE-PROCESADO

Antes de explotar los datos PS de desplazamiento, hemos aplicado dos modelos que tienen en cuenta la geometría del radar y las caracteristicas de la ladera (relieve y uso del suelo) para predecir cuál es la densidad de PS esperable en la zona de estudio. Para ello se han calculado los índices RI y LU basados en Notti et al., (2010). El indice RI se ha calculado mediante la ecuación:

$$R = -\sin(S \cdot \sin(A - \omega) - \alpha) \quad (1)$$

Donde S y A son la pendiente y la orientación, ω es el angúlo del satélite con el norte y α es el angúlo de incidencia. R varía desde el valor máximo +1, cuando la idoneidad del área para ser investigada por el satélite es buena, a un valor negativo cuando hay efectos de *shadow* o *layover* que impiden una correcta visibilidad del área de estudio; R tiene un valor de 0 cuando el área está afectada por efecto del *foreshortening*.

El índice LU está relacionado con la tipología del uso del suelo. Para calcular este indice, las categorias del Corine Land Cover de las Islas Baleares se han dividido en cinco clases en función de la capacidad teórica del terreno para reflejar la señal radar. Las cinco clases son: (i) tejidos urbanos o areas con estructuras artificiales; (ii) roquedos, talus y espacios con vegetación escasa; (iii) cultivos y terrenos principalmente agrícolas; (iv) bosques; (v) agua. En general, la banda L (ALOS), debido a su mayor capacidad de penetración, permite obtener en zonas desfavorables una mayor densidad de PS que las otras bandas (i.e. zonas vegetadas).

5. POST-PROCESADO

La proyección de la velocidad estimada en la línea de vista del satélite (V_{LOS}) a lo largo de la línea de máxima pendiente (V_{SLOPE}) permite corregir la distorsión geométrica introducida por el modo de adquisición de los datos del satélite (orientación de la LOS) respecto a la topografía local de la zona estudiada (pendiente y orientación de la ladera). Para realizar esta proyección se ha utilizado la ecuación propuesta por Colesanti & Wasoski (2006) y Cascini et al. (2010):

$$V_{SLOPE} = V_{LOS} / C \quad (2)$$

Donde el coeficiente C representa la fracción del desplazamiento real que puede ser medido por el satélite, y depende del ángulo formado entre la línea de máxima pendiente y la línea de vista del satélite (LOS). La Fig. 2 muestra la utilidad de este procedimiento para el deslizamiento de Estellencs, cuya orientación es NW. Las estimaciones de V_{LOS} realizadas a partir de imágenes del satélite ALOS adquiridas en geometría ascendente revelan un movimiento positivo (levantamiento), que se corrige mediante el cálculo de V_{SLOPE}, resultado un movimiento negativo en el sentido de la máxima pendiente (NW), tal y como se deduce de la observaciones realizadas en el campo.

A continuación se presentan dos criterios para determinar los rangos de estabilidad de

V_{LOS} y V_{SLOPE}, dado que las distribuciones de ambas poblaciones de PS son diferentes (Fig. 2).
Para V_{LOS}, el umbral de estabilidad se determina con cero ± la desviación estándar σ, utilizando múltiplos de σ para las otras clases de velocidad.
Sin embargo, para V_{SLOPE}, el umbral de estabilidad se basa en un porcentaje de la población de PS (68%) que tiene la misma distancia con respecto al cero (Herrera et al., 2013), utilizando para las otras clases los valores 10 y 16 mm/año. Siendo estos últimos los umbrales propuestos por Mansour et al. (2012) para indicar la velocidad de un deslizamiento a la que pueden ocurrir daños, y los propuestos por Cruden & Varnes (1996) para clasificar deslizamientos extremadamente lentos y muy lentos.

6. ELABORACION DEL MAPA DE ACTIVIDAD DE LOS DESLIZAMIENTOS

El objectivo de la elaboracion de los mapas de actividad es detectar áreas anómalas caracterizadas por una alta concentración de PS que indiquen desplazamiento.
El análisis PSI de las imágenes satélite disponibles en banda C, L, X en toda la Sierra de Tramuntana se ha comparado con el inventario de deslizamientos, realizando trabajo de campo adicional en Febrero 2013. De esta manera se ha mejorado el inventario pre-existente, que contenía 210 deslizamientos, añadiendo 5 movimientos no cartografiados y modificando los límites a otros 5 (Fig. 3). Tan solo en el 18% de los 215 deslizamientos cartografiados, no se ha detectado ningún PS (punto de medida radar). De esta manera, en el restante 82% de los deslizamientos sí que se han podido determinar los valores promedio de V_{SLOPE}, V_{LOS}, RI y LU para todos los PS incluidos en cada deslizamiento, obteniendo de esta manera los mapas de actividad de los deslizamientos (Fig. 4).

7. DISCUSION Y CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta una metodología para mejorar el análisis de datos SAR multi-banda aplicados al estudio de los movimientos de ladera. De esta manera las estimaciones de los desplazamientos del terreno obtenidos mediante técnicas PSI se pueden utilizar para confeccionar mapas de actividad de deslizamientos. La metodología consta de tres partes.
En el pre-procesado PSI, se determinan cuáles son las zonas idóneas para estimar desplazamientos del terreno desde el punto de vista de los distintos sensores satélite disponibles, la topografía y los usos del suelo. En la Sierra de Tramuntana, el análisis del índice RI revela que dada la orografía de la zona de estudio el 78% del área es idónea para ALOS, el 60% para CSK, el 22% para ERS, y 21% para ENVISAT ya sean en órbita descendente o ascendente. En cuanto a la evaluación del índice LU, se observa que los roquedos con vegetación escasa tienen la mayor densida de puntos PS, especialmente con datos ALOS debido a su mayor capacidad de penetración en zonas vegetadas.
En el post-procesado PSI, en primer lugar se han resuelto las distorsiones geométricas introducidas por cada satélite mediante la proyección de V_{LOS} a lo largo de la línea de máxima pendiente (V_{SLOPE}), observando no obstante, una marcada reducción de la población PS: desde un 55% con ALOS a un 73% con CSK. Posteriormente se han

propuesto rangos de estabilidad de la velocidad con un criterio común. De esta manera los rangos de estabilidad varían desde ± 0.5 mm/año (ERS/ENVISAT) hasta ± 5.4 mm/año (CSK). Esta gran variabilidad (1000% aprox.) demuestra la necesidad de aplicar un criterio común para tratar conjuntos de datos tan diferentes como en este caso. Los datos de ERS/ENVISAT cubren 7-8 años, mientras que CSK solo cubre 3 meses.

La combinación de los datos radar junto con el inventario de deslizamientos pre-existente y el trabajo de campo realizado, ha permitido detectar 5 movimientos no cartografiados previamente, y redefinir los límites cartografiados de 5 otros deslizamientos.

Finalmente los PS incluidos dentro de los deslizamientos se han utilizado para calcular los valores promedio de RI, LU, VLOS y VSLOPE. Se han fijado los valores de velocidad 10 y 16 mm/año para elaborar el mapa de actividad de los deslizamientos de la Sierra de Tramuntana, en la que por ejemplo hay 39 movimientos muy lentos detectados por datos ALOS, susceptibles de producir daños en las estructuras e infraestructuras. Este trabajo se ha financiado mediante el proyecto europeo EC-GMES-FP7 DORIS (Ground Deformation Risk Scenarios: an Advanced Assessment Service), Grant Agreement n°242212.

REFERENCIAS

Bianchini, S., Cigna, F., Righini, G., Proietti, C., Casagli, N., 2012. *Landslide HotSpot Mapping by means of Persistent Scatterer Interferometry*. Environmental Earth Sciences, vol. 67(4), pp. 1155-1172, ISSN:1866-6280.

Cascini, L, Fornaro, G, Peduto, D., 2010. *Advanced low- and full-resolution DInSAR map generation for slow-moving landslide analysis at different scales*. Eng Geol 112:29–42

Colesanti, C. and Wasowski, J., 2006, *Investigating landslides with space-borne Synthetic Aperture Radar (SAR) Interferometry*. Eng Geol 88:173-199.

Colombo A, Mallen L, Pispico R, Giannico C, Bianchi M, Savio G., 2007. *Mappatura regionale delle aree monitorabili mediante l'uso della tecnica PS.* Proceedings of 10° National Conference ASITA, Bolzano, Italy, 14-17 November 2006.

Cruden D.M. & Varnes D.J., (1996), Landslide types and processes. Turner A.K. & Schuster R.L. (Eds), Landslides: Investigation an Mitigation: Sp. Rep. 247, Transportation Research Board, National research Council, National Academy Press, Washington, DC, 36-75

Farina P., Colombo D., Fumagalli A., Marks F., Moretti S., (2006), Permanent Scatterers for landslide investigations: outcomes from the ESA-SLAM project. Engineering Geology, 88, 200-217.

Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F.,2001. *Permanent Scatterers in SAR Interferometry*. IEEE Trans Geosci Remote Sens 39(1):8–20.

Gelabert, B., Sabat, F., Rodriguez-Perea, A., 1992. *A structural outline of the Serra de Tramuntana of Mallorca (Balearic Islands)*, Tectonophysics 203:167-183.

Herrera, G., F Gutiérrez, JC García-Davalillo, J Guerrero, D Notti, JP Galve, JA Fernández-Merodo, G Cooksley., 2013. *Multi-sensor advanced DInSAR monitoring of very slow landslides: The Tena Valley case study (Central Spanish Pyrenees, 128:31-43.*

Mantovani F., Soeters R., Van Western C.J. (1996) *Remote Sensing techniques for landslide studies and hazard zonation in Europe*. Geomorphology, 15, pp. 213-225.

Mateos R.M., Azañon J.M. (2005) Los movimientos de ladera en la Sierra de Tramuntana de la Isla de Mallorca: tipos, características y factores condicionantes. Revista de la Sociedad Geológica de España, 18 (1-2): 89-99.

Mateos R.M. I. García- Moreno, G. Herrera and J. Mulas (2011) Damage caused by recent mass-movements in Majorca (Spain), a region with a high risk due to tourism. Catani F.,

Meisina C., Zucca F., Notti D., Colombo A., Cucchi G., Giannico C., and Bianchi M., (2008), Geological Interpretation of PSInSAR Data at Regional Scale Sensors, 8(11), 7469-7492.

Notti D., Davalillo J.C., Herrera G., and Mora O., (2010), Assessment of the performance of X-band satellite radar data for landslide mapping and monitoring: Upper Tena Valley case study , Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 10, 1865-1875.

Singhroy, V., Mattar, K. & Gray, A. 1998. Landslide character-ization in Canada using interferometric SAR and combined SAR and TM images. Adv. Space Res. 21(3): 465-476

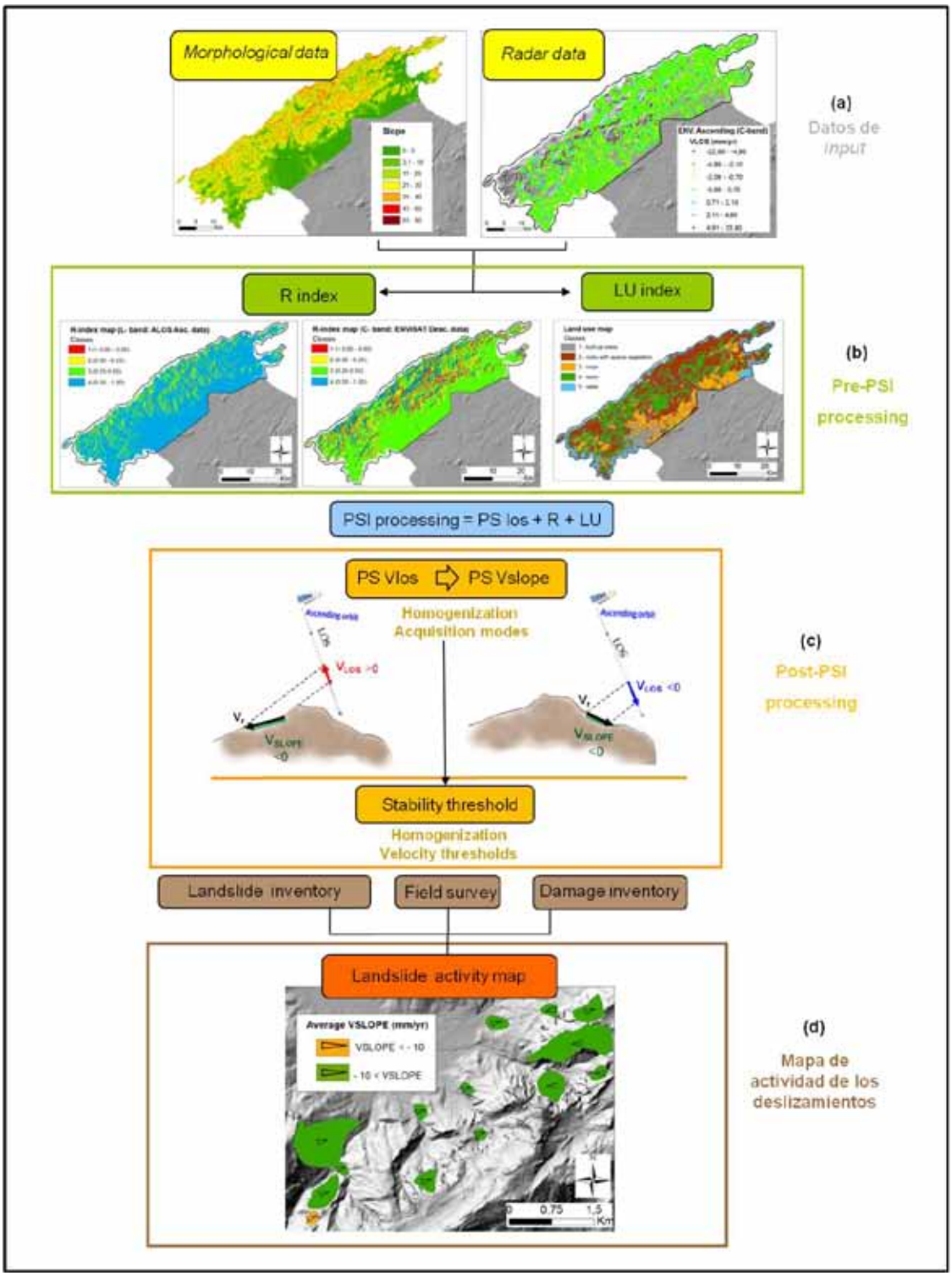


Fig. 1. Metodología

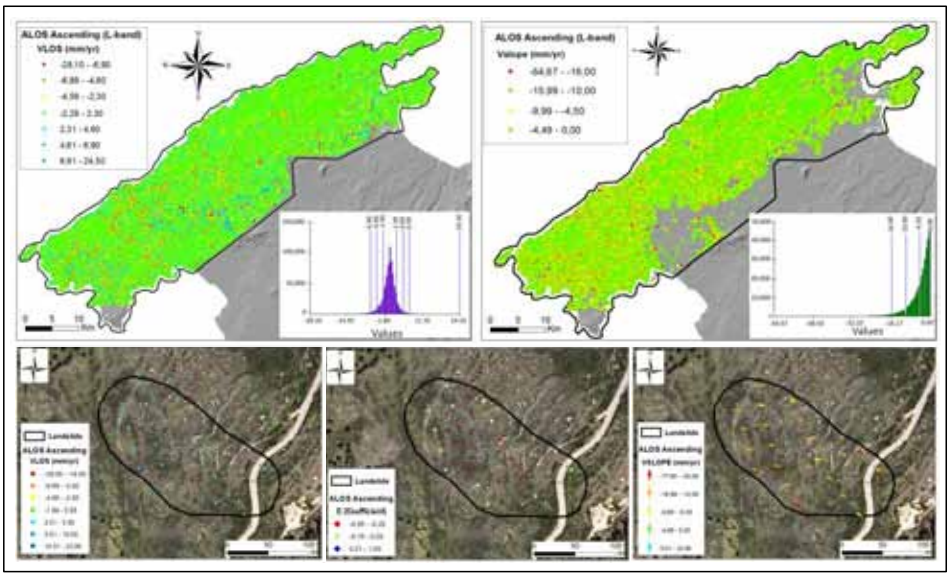


Fig. 2 – Clasificación de los rangos de estabilidad y exemplo de proyección a lo largo de la pendiente

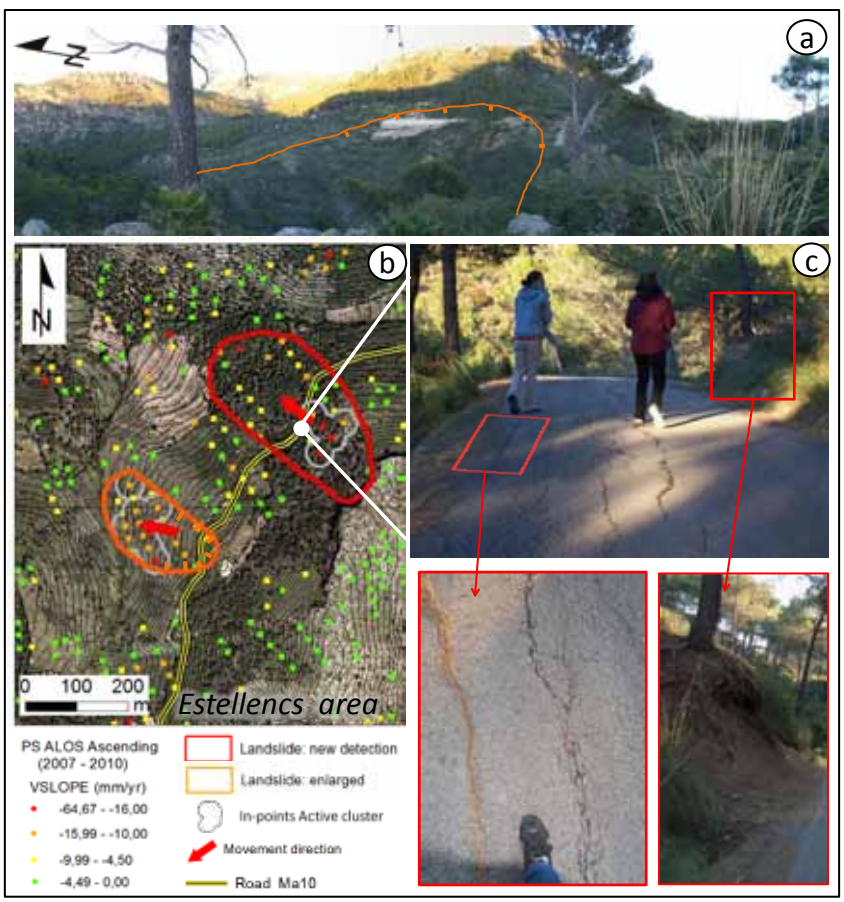
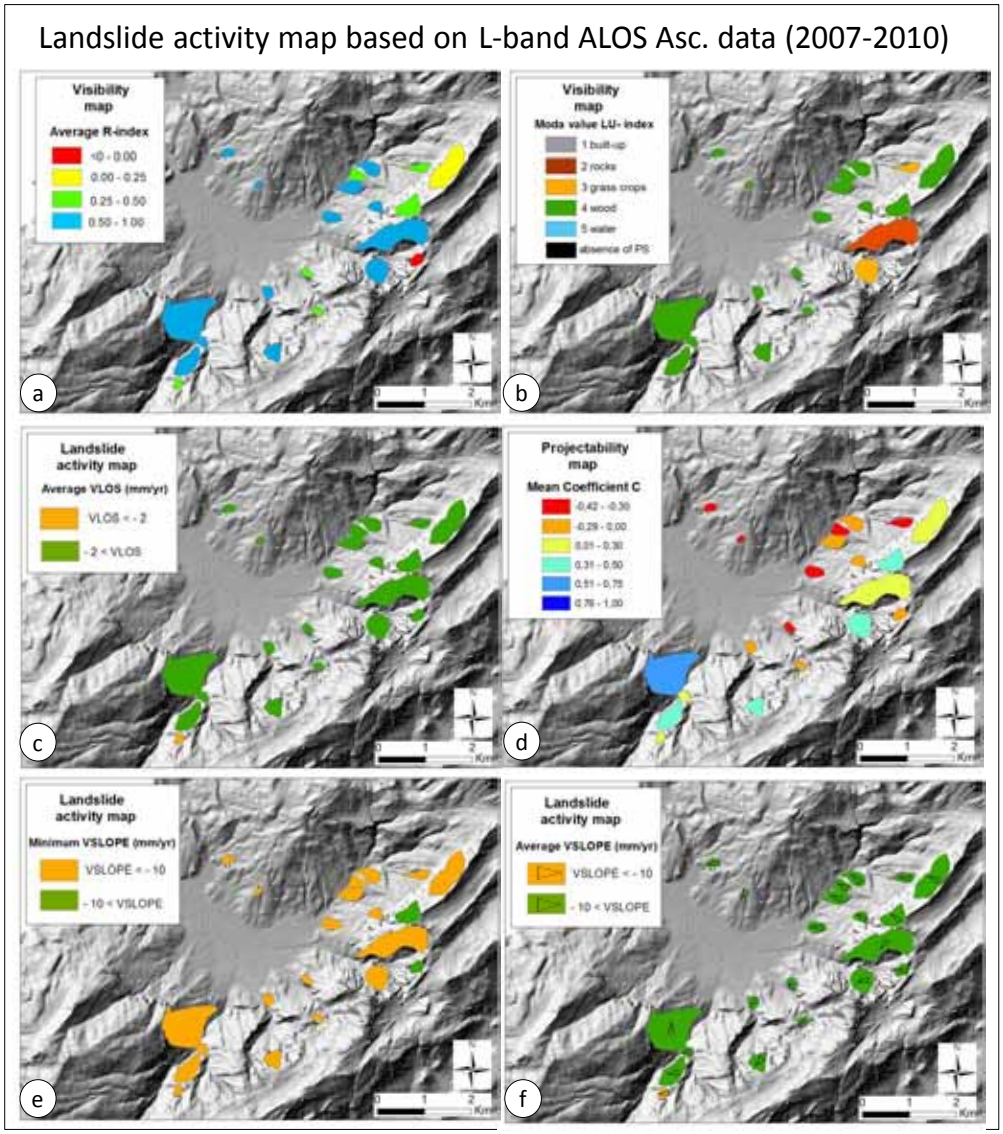


Fig. 3 – Trabajo de campo y actualización del mapa de deslizamientos



Fi. 4 – Mapa de actividad de los deslizamientos: (a) Indice R; (b) Indice LU, (c) Promedio VLOS; (d) Coeficiente C de la proyección VSLOPE; (e) Minimo VSLOPE; (f) Promedio VSLOPE

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MONITORIZACIÓN DE UN TALUD EN YESOS MEDIANTE LASER SCANNER TERRESTRE (TLS): EL CASO DE LA PEÑA DE FINESTRAT, ALICANTE

Roberto TOMÁS[1,2], Antonio ABELLÁN[3], Miguel CANO[1,2], Michael JABOYEDOFF[3], José DELGADO[4], José M. SAVAL[1], Antonio TENZA[1], Francisco BAEZA[1]

[1] Departamento de Ingeniería Civil.
Escuela Politécnica Superior, Universidad de Alicante,
Universidad de Alicante.

[2] Unidad Asociada de Investigación de movimientos del terreno mediante interferometría radar
Universidad de Alicante-Instituto Geológico y Minero de España.

[3] Centre de Recherches en Environnement Terrestre (CRET).
Faculté des Géosciences et de l'Environnement
Université de Lausanne.

[4] Departamento de Ciencias de la Tierra y del Medio Ambiente.
Facultad de Ciencias.
Universidad de Alicante.

RESUMEN

El láser scanner (LIDAR) constituye una novedosa herramienta que permite la adquisición de información tridimensional de taludes de forma rápida y precisa. La comparación de los datos 3D procedentes de diferentes adquisiciones realizadas en la misma escena permite la identificación y reconocimiento de los desplazamientos sufridos por el talud/ladera. En el presente trabajo se presentan los resultados obtenidos mediante la monitorización de un talud en yesos masivos de facies *Keuper* en el núcleo urbano *de Finestrat (Alicante). Las campañas de adquisición de datos mediante el LIDAR se realizaron entre febrero de 2011 y agosto de 2012 y han permitido identificar el desprendimiento de un bloque rocoso de unos 100 m^3 de volumen así como tres caídas de rocas de menores dimensiones. Asimismo, los datos LIDAR han permitido medir desplazamientos de orden centimétrico en algunos de los elementos constructivos de las edificaciones situadas en la coronación de la ladera, que se encuentran a su vez intensamente dañadas. Las inestabilidades observadas parecen indicar la existencia de un movimiento general de este sector de la ladera que actúa como desencadenante local de los desprendimientos mediante el LIDAR, afectando a su vez a las edificaciones asentadas en su coronación.*

1. INTRODUCCIÓN

Los sensores remotos como el *Laser Scanner* o *Light Detection and Ranging* (LIDAR) y la Interferometría SAR diferencial (DInSAR) se han convertido durante la última década en una herramienta esencial para el estudio de los movimientos de ladera (Abellán et al., 2010; Abellán et al., 2009; Abellán et al., 2011; Abellán et al., 2006; Jaboyedoff et al., 2012; Oppikofer et al., 2009; Rosser et al., 2005; Viero et al., 2010). Estas técnicas proporcionan información tridimensional de los desplazamientos del talud en amplias zonas, proporcionando datos de gran interés para el estudio, comprensión y la posterior mitigación del riesgo asociado a las inestabilidades del talud. La técnica LIDAR permite obtener información tridimensional del terreno de alta resolución (>1.5 cm) desde distancias de adquisición comprendidas entre 800 y 2500 m. En lo relativo a la detección y caracterización de movimientos de ladera, el LIDAR puede ser empleado en estudios de peligrosidad y susceptibilidad, modelización y monitorización de movimientos de ladera así como para el reconocimiento automático de discontinuidades (Jaboyedoff et al., 2012).
En este trabajo se estudian los desplazamientos de una ladera formada por yesos masivos de facies *Keuper*, sobre la que se asienta el casco urbano de Finestrat (Alicante) y de los edificios situados en su coronación a través de un Láser Escáner Terrestre. Finestrat se encuentra cerca de Benidorm, constituyendo una importante atracción turística de la comarca. La mayor parte del casco antiguo de Finestrat se sitúa sobre un relieve escarpado, de hasta 30 m de altura, compuesto principalmente por yesos versicolores de facies Trías-Keuper con alternancias de capas arcillosas, margosas y areniscas. Las caídas de rocas son frecuentes en todo el talud tal y como muestran los antecedentes de la zona. Asimismo, algunos edificios situados sobre la ladera se han visto afectados por estos procesos, presentando en algunos casos daños considerables. La monitorización de este talud ha permitido caracterizar una inestabilidad de unos 100 m^3 ocurrida la noche del 25 de enero de 2012. Aunque la inestabilidad no ocasionó víctimas, afectó a la carretera C-761 que permaneció cerrada al tráfico durante varias horas. Esta monitorización ha permitido medir desplazamientos de varios centímetros en los edificios situados sobre la coronación del talud en las proximidades de la inestabilidad.

2. METODOLOGÍA

El *Laser Scanner* terrestre (del inglés *Terrestrial Laser Scanner, TLS*) es un instrumento de captura de datos que permite obtener una nube de puntos del terreno en 3D de forma masiva a gran velocidad, con una elevada precisión y desde gran distancia. Para la monitorización del talud objeto de estudio se ha empleado un TLS Ilris-3D de largo alcance (Optech, 2013). Este sistema láser Scanner consta de un elemento emisor/receptor de pulsos infrarrojos (*laser*) y un instrumental de barrido de puntos (*scan*). El sistema permite determinar la distancia (δ) entre el láser scanner y el terreno a partir del tiempo de vuelo (t_f) que emplea el pulso láser para viajar y reflejar en la superficie de interés a velocidad de la luz (c):

$$\delta = \frac{c \cdot t_f}{2} \tag{1}$$

El sistema, modifica continuamente los ángulos horizontales (φ) y vertical (ϑ) a través de un dispositivo interno de espejos rotatorios que permiten escanear la totalidad de la zona de interés. Como consecuencia, el sistema permite definir la localización de cada punto de la escena mediante coordenadas esféricas en las cuales la distancia (δ) y los ángulos vertical (ϑ) y horizontal (φ) son conocidos. Normalmente, estos datos se expresan en coordenadas cartesianas (x,y,z) que son calculadas a partir de los parámetros definidos previamente del siguiente modo:

$$(x, y, z) = \delta \cdot (\cos\vartheta \cdot \cos\varphi, \cos\vartheta \cdot \operatorname{sen}\varphi, \operatorname{sen}\varphi) \tag{2}$$

La adquisición de datos 3D mediante el TLS se realiza de forma masiva (nube de puntos) seleccionando previamente el espaciado entre puntos que se recomienda que sea inferior a 5 cm para una mayor precisión en el monitoreo (Abellán et al., 2011). Es recomendable que el estacionamiento del TLS sea el mismo para las diferentes adquisiciones realizadas (Lim et al., 2005; Rosser et al., 2005) y que su distancia a la superficie de estudio (escena) sea inferior a 1500 m, puesto que cuanto mayor es la distancia de escaneo menor es la precisión de las observaciones.

Para el estudio de detección de cambios se necesitan, al menos, dos escaneos o adquisiciones. La primera adquisición de datos, denominada nube de puntos de referencia, se emplea para definir la superficie de referencia (S_0). Esta superficie es construida mediante una red de triángulos irregulares (*triangulated irregular network*, TIN) que conecta los puntos medidos a través de una red de triángulos irregulares cuyos vértices se corresponden con dichos puntos a través de una triangulación de Delaunay. La segunda adquisición, llevada a cabo desde la misma estación, proporciona un nuevo conjunto de datos denominado nube de puntos de comparación (D_i). Para poder comparar ambas adquisiciones, es necesario proceder al alineado de la segunda adquisición respecto a la superficie de referencia (S_0) minimizando la distancia existente entre la nube de puntos de comparación (D_i) y la superficie de referencia (S_0) a través de un ajuste de mínimos cuadrados (Chen and Medioni, 1992). En nuestro caso, la diferencia fue calculada como el cambio en la distancia (Δr_{xyz}) entre ambas series de datos (*Point to surface comparison*) correspondiente a la diferencia entre sus respectivas distancias (*ranges*) a lo largo de la línea de vuelo (*Line of flight*):

$$\Delta r_{xyz} = r_{xyz,Di} - r_{xyz,S0} \tag{3}$$

Donde $r_{xyz,Di}$ y $r_{xyz,S0}$ son las distancias (*ranges*) del punto de coordenadas (*x,y,z*) en las superficies de comparación y referencia respectivamente. Obsérvese que para poder

comparar ambas adquisiciones es necesario disponer de un sistema común de referencia cuyo origen se sitúa en el interior del TLS.

En este trabajo se ha aplicado la siguiente metodología:

1. En primer lugar se han seleccionado una estación de escaneo que proporcionaran una amplia cobertura del talud sin obstáculos. La estación seleccionada se localizaba a unos 270 m del frente del talud con una visión aproximadamente perpendicular al mismo.
2. Una vez seleccionada la ubicación de la estación se llevó a cabo la primera adquisición de datos (Febrero 2011) y se construyó la superficie de referencia. Posteriormente (agosto de 2012), se procedió a realizar un segundo escaneo con el fin de obtener la superficie de comparación. El periodo temporal comprendido entre ambas adquisiciones es de 553 días. Los parámetros de adquisición más importantes de ambas campañas se resumen en la Tabla 1.

Parámetro	**Campaña 2011**	**Campaña 2012**
Tipo de instrumental	Ilris 3D	Ilris 3D long range
Distancia media (m)	276.4	276.4
Espaciado medio (cm)	4.1	3.7
Número de puntos	4.403.902	5.119.231
Precisión (mm)	7	7
Velocidad de adquisición (puntos/segundo)	2.500	10.000

Tabla 1. Resumen de los parámetros de adquisición. Campañas de 2011 y 2012.

3. En tercer lugar, los datos de campo fueron procesados mediante las funciones *imAlign* y *ImInspect* del *software Innovmetric Polyworks v10.0©* En primer lugar se procedió al alineamiento de ambas series de datos en un sistema de referencia común (*co-registration*) y posteriormente se realizó una triangulación de Delaunay de los puntos adquiridos en 2011 (referencia) para poder comparar las dos series de datos De este modo, el procesado de las adquisiciones llevadas a cabo permitió identificar el desprendimiento ocurrido el 25 de enero de 2012 e incluso medir los desplazamientos de los edificios localizados en la coronación de la ladera estudiada.
4. Posteriormente, los resultados proporcionados mediante el TLS junto con los datos de campo han permitido realizar una interpretación de los mecanismos de inestabilidad que afectan a la ladera.

3. MARCO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

La zona de estudio se localiza en el sector más oriental de la Cordillera Bética, en el llamado Prebético de Alicante. Este área se caracteriza por el predominio de litologías carbonáticas y margosas del Jurásico al Cuaternario y por la presencia de numerosos afloramientos diapíricos de materiales de edad triásica (Colodrón and Ruíz, 1978). La población de Finestrat se emplaza justamente sobre uno de estos diapiros cuyos bordes sur y oeste constituyen relieves escarpados compuestos principalmente de litologías pertenecientes al Trias-Keuper. En la zona de estudio se han reconocido tres litologías principales correspondientes a rellenos antropogénicos, materiales cuaternarios y litologías del Triásico (Figura 1). La unidad de rellenos antropogénicos se localizan principalmente en zonas construidas (carreteras, terraplenes, zona urbana, etc.) y en las zonas agrícolas que rodean la zona urbana, siendo su naturaleza muy variada y heterogénea. Las unidades del Cuaternario están principalmente constituidas por sedimentos coluviales compuestos principalmente de gravas con matriz arcillosa y clastos yesíferos que cubren la parte baja de las laderas, alcanzando espesores máximos de orden métrico en el sector NE de la zona de estudio. Los materiales de la unidad triásica han sido caracterizados a partir de ensayos de laboratorio realizados sobre muestras obtenidas en sondeos llevados a cabo en dos zonas diferentes de la coronación del talud (S-1 y S-2), encontrándose uno de ellos en la parte posterior de la inestabilidad monitorizada, frente a la fachada de la edificación afectada por los desplazamientos del talud (Figura 1). En ambos sondeos se introdujo tubería inclinométrica con el fin de poder llevar a cabo una auscultación de los desplazamientos horizontales del talud. Las columnas de los sondeos muestran la presencia de dos subunidades litológicas bien diferenciadas. La primera está constituida por margas rojas y grises, arcillas del tipo CL-SM que presentan plasticidades de hasta el 14.5%, contenidos de finos (porcentaje inferior a 0.08 mm) variables entre el 19.6 y 76.5% y resistencias a compresión simple comprendidas entre 0.2 y 1.1 MPa, y areniscas con yesos de espesor variable que presentan valores de resistencia a compresión simple de 3.6 MPa y valores de resistencia a sequedad-humedad-desmoronamiento (*slake durability test*) correspondientes al segundo ciclo de ensayo (Id_2) del 90.3%. Esta unidad se presenta en el sondeo S-1 a modo de capas de potencias centimétrica hasta los 13.20 m de espesor. A partir de dicha profundidad existe un claro predominio de estos materiales que alcanzan potencias de varios metros de espesor. La segunda unidad litológica, situada a techo de la unidad anteriormente descrita, está constituida por yesos masivos de gran competencia que presenta valores de compresión simple comprendidos entre 0.9 y 12.4 MPa y de sequedad-humedad-desmoronamiento del 92.8-98.1 %, con intercalaciones finas de niveles de margas y areniscas. Esta unidad comprende los 13.20 m superiores del sondeo.

En la zona de estudio se han identificado hasta cinco surgencias de agua en diferentes localizaciones (Figura 1). El nivel freático se ha localizado a profundidades de 24.6 m en el sondeo S-1, aunque no se ha localizado en el sondeo S-2 (Figura 1) durante los trabajos de perforación. El análisis químico de la muestra de agua tomada en el sondeo S-1 muestra contenidos de coliformes fecales y totales de 8 y 236 unidades formadoras de colonias (u.f.c) por cada 100 mL de agua y 2 u.f.c por cada 100 mL de estreptococos fecales. La presencia de

estos organismos en el agua freática se atribuye a la presencia de fosas sépticas no impermeabilizadas y no conectadas al alcantarillado en algunas casas antiguas que permiten la infiltración de agua residual en el macizo rocoso.

El estudio de campo ha permitido identificar la presencia de numerosas inestabilidades de ladera y bloques caídos en la zona de estudio (Figura 1): flujos de tierra, pequeños (< 1 m^3) deslizamientos planares y desprendimientos de rocas. De entre todos estos mecanismos de inestabilidad, el observado con más frecuencia han sido los desprendimientos, cuyos bloques tapizan prácticamente la totalidad del pie de la ladera. El inventario en campo de aquellos bloques de roca desprendidos cuyas dimensiones son superiores a 0.4 m ha permitido determinar el volumen y posición de los mismos. El volumen de estos bloques varía entre 0.03 y 19.01 m^3 y están mayoritariamente constituido por yesos y en menor medida por bloques de arenisca. La Figura 1 muestra la localización de los bloques inventariados en la zona de estudio. Aunque algunos de esos bloques han sido desplazados de su posición original durante las labores de mantenimiento de carreteras o agrícolas, la distribución de los mismos constituye un indicador de la actividad de las caídas de roca de la ladera.

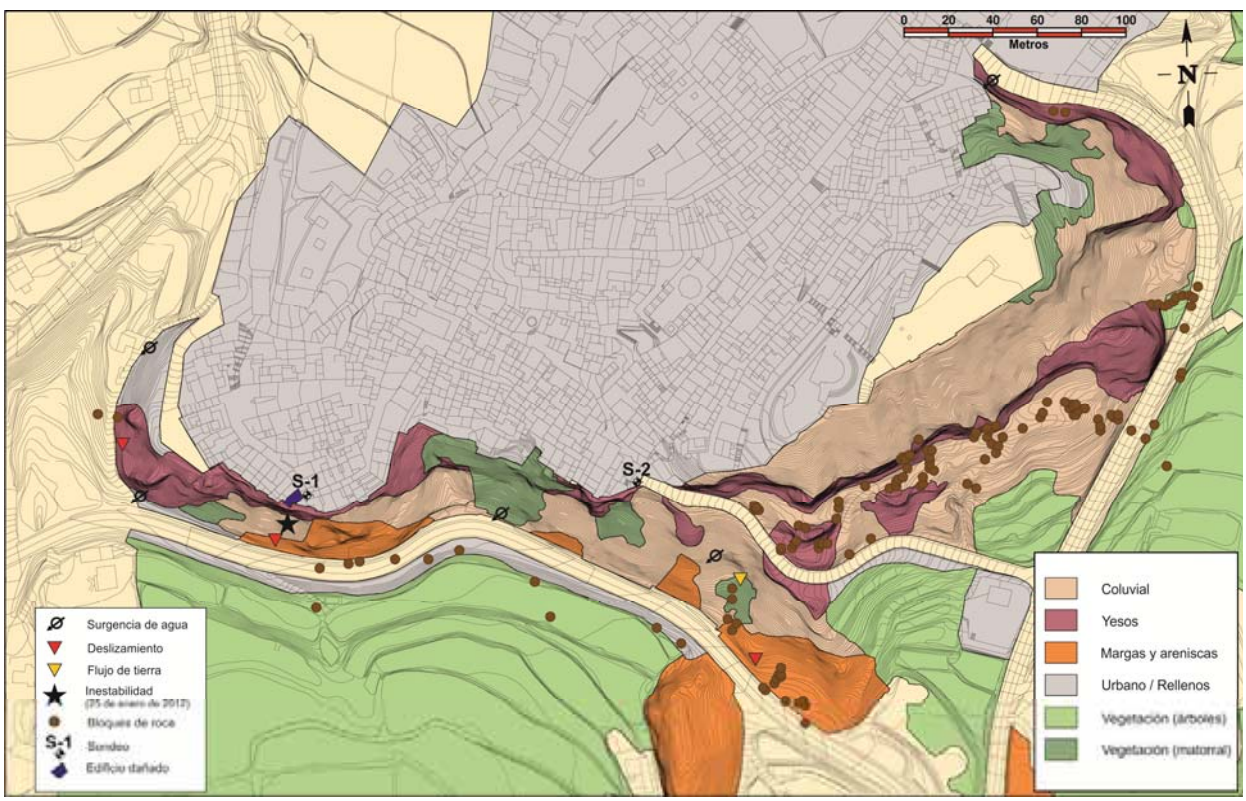


Figura 1. Localización y geología de la zona de estudio. En el mapa se ha incluido también la localización de los movimientos de ladera inventariados, los bloques caídos, los sondeos realizados, las surgencias de agua y el edificio dañado.

4. RESULTADOS

A partir de las adquisiciones llevadas a cabo en febrero de 2011 y agosto de 2012 y aplicando la metodología descrita en la sección 2, se han obtenido las cartografías de desplazamientos de la ladera que se muestran en las Figuras 2 y 3. Los resultados muestran la existencia de una inestabilidad principal (~100 m^3), así como la existencia de al menos tres bloques de menor tamaño, todo ellos ubicados en torno a un bloque de yeso masivo de grandes dimensiones originalmente cubierto por vegetación cactácea (*Opuntia ficus-indica*, popularmente conocida como chumbera) en su coronación (Figura 2). Asimismo, el procesado ha permitido identificar desplazamientos de hasta 4 cm en la parte superior del bloque de yeso de grandes dimensiones del frente estudiado del cual se desprendieron los bloques en enero de 2012 (Figura 3). También se han medido desplazamientos del mismo orden de magnitud (<4 cm) en los elementos constructivos pertenecientes a las edificaciones (muretes) situadas sobre el mencionado bloque de grandes dimensiones (Figura 3).

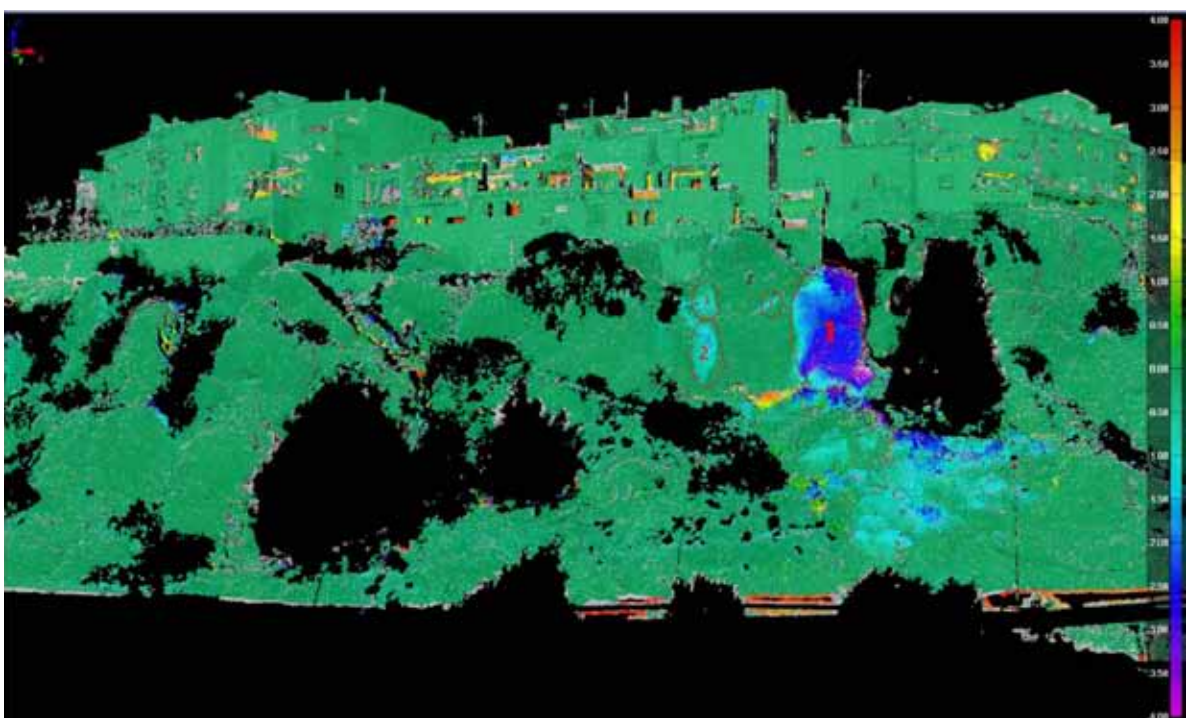


Figura 2. Cartografía de las inestabilidades identificadas en la zona de estudio mediante el láser scanner comparando las adquisiciones realizadas en febrero de 2011 y agosto de 2012. Los bloques desprendidos han sido marcados con elipses.

La Figura 4 muestra unas fotografías anterior y posterior al evento del 25 de enero de 2012 realizadas desde el punto de estacionamiento del láser scanner. En ellas se reconoce la vegetación existente en la ladera así como en la coronación del bloque desestabilizado y

se identifica la localización de los bloques desprendidos y de los elementos constructivos que presentan desplazamientos centimétricos.
El inclinómetro instalado en el sondeo S-1, localizado en la coronación del talud, en la calle situada frente a la vivienda dañada (Figura 1), proporcionó valores de desplazamiento no significativos entre el 21 de julio de 2008 y el 24 de noviembre de 2008 de unos 2 mm y 1 mm en el sentido paralelo y perpendicular al talud respectivamente.

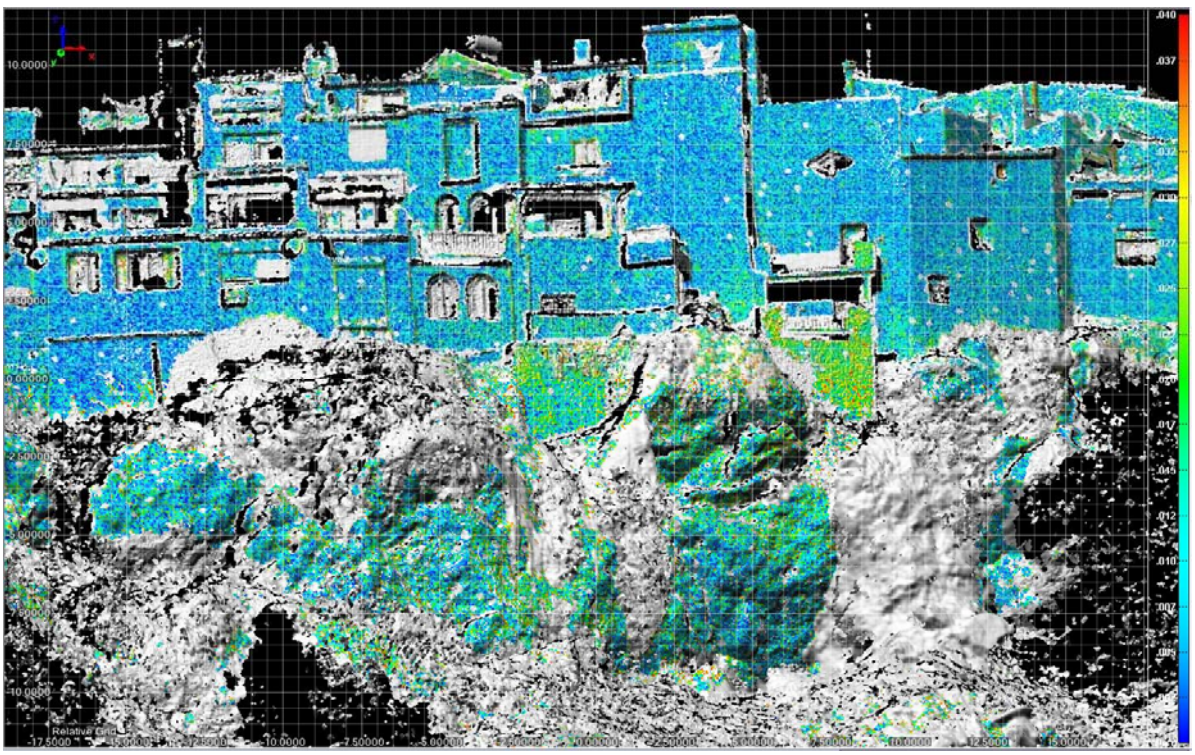


Figura 3. Desplazamientos medidos en la parte superior de la ladera y en las edificaciones existentes. Obsérvese que la escala de color ha sido modificada convenientemente para únicamente incluir los desplazamientos de menor entidad.

5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados proporcionados por el láser scanner han permitido identificar el bloque de unos 100 m^3 de yeso desprendido el 25 de enero de 2012 junto con otros desprendimientos de menor entidad. Asimismo, se ha podido medir los desplazamientos de algunos elementos constructivos de las edificaciones localizadas en la coronación del talud. El bloque de mayores dimensiones desprendido presentaba originalmente una gran cantidad de vegetación en su parte superior, que ha actuado como factor condicionante de la inestabilidad debido fundamentalmente al incremento de peso y al efecto desestabilizador

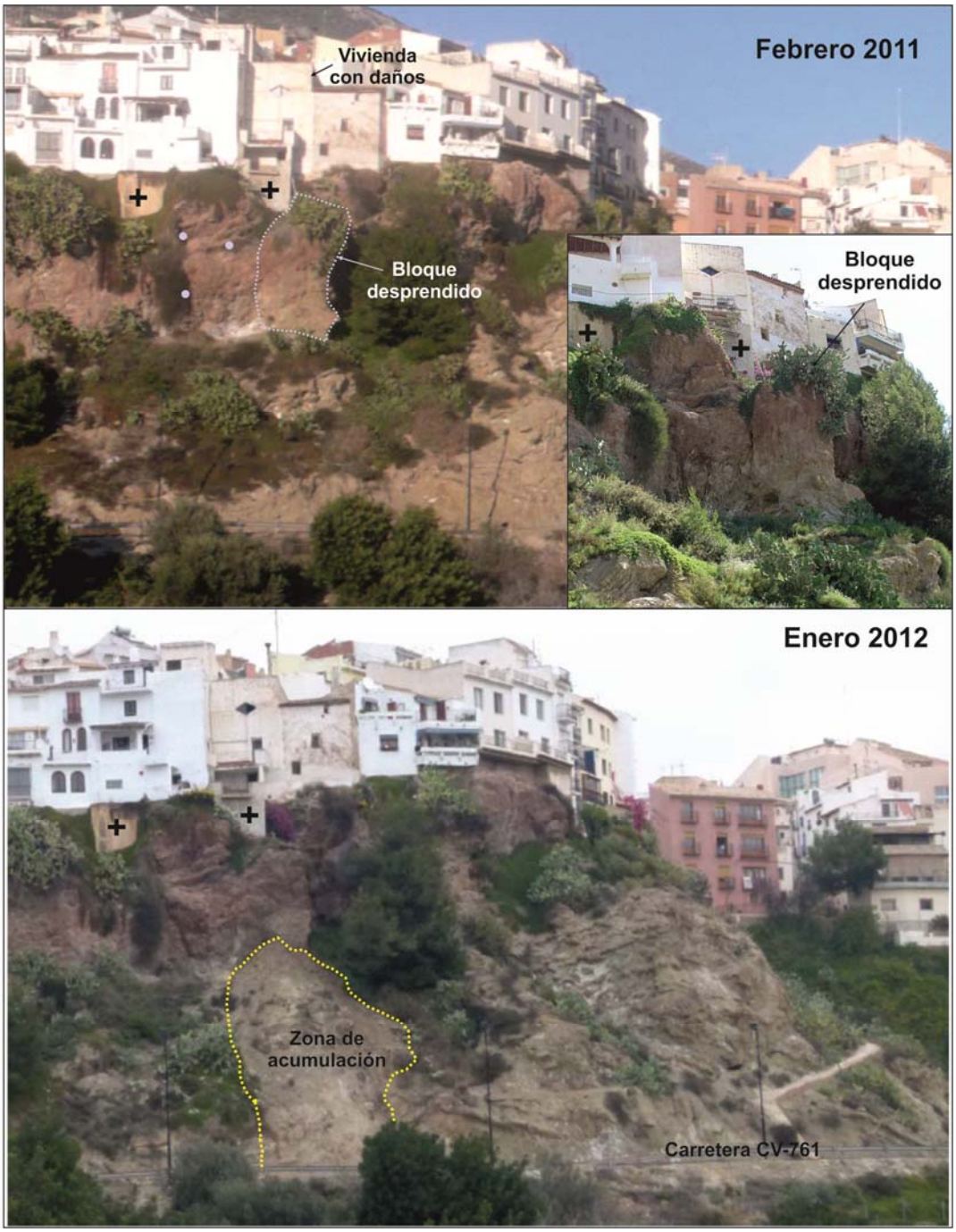


Figura 4. Fotografías de la zona de la ladera afectada por la inestabilidad del 25 de enero de 2012. Los puntos azules de la imagen superior indican la localización de bloques secundarios desprendidos y las cruces negras indican la posición de los elementos constructivos que han sufrido desplazamientos de orden centimétrico.

inducido por el momento generado por la excentricidad de la sobrecarga que suponía la vegetación mayoritariamente desarrollada hacia la cara libre del talud.
Los datos climatológicos no indican la existencia de rachas de viento que pudieran generar momentos desestabilizadores adicionales por su empuje sobre la vegetación existente en la cabeza del bloque, ni de precipitaciones importantes en los meses anteriores a la ocurrencia del evento. De hecho, únicamente se registraron tres episodios lluviosos con precipitaciones inferiores a 10 mm durante los meses precedentes de diciembre y enero. En la columna litológica del sondeo S-1 (Figura 1) aparecen diversos niveles de espesor decimétrico-métrico de arcilla que podrían actuar como nivel de corte de posibles inestabilidades. Asimismo, a partir de los 13.2 m de profundidad hay un predominio absoluto de arcillas y las margas con algún nivel menor más yesífero. El nivel freático en el sondeo S-1 se situaba en el julio de 2008 a 24.6 m de profundidad, unos 5.9 m por encima de la cota de la carretera CV-761, ligeramente por debajo de la base del bloque desprendido.



Figura 5. Daños observados en la vivienda situada en la coronación de la ladera de La Peña de Finestrat. La localización de la edificación se muestra en las Figuras 1 y 4.

En un reconocimiento realizado en la vivienda de dos plantas situada en la parte superior de la ladera (Figuras 1 y 4), justo encima de la zona desestabilizada, se han identificado diversas patologías cuyo origen se remonta como mínimo al año 2008 según la información disponible. La estructura de dicha vivienda está constituida por muros de

carga de mampostería y viguetas de madera perpendiculares a la orientación del talud. Los daños observados en la misma consisten en (Figura 5): a) grietas de gran persistencia paralelas a la cara libre del talud en la solera de la vivienda; b) grietas con inclinaciones de 45º en los muros laterales buzando hacia el interior del talud; c) desplazamientos longitudinales de las viguetas de madera que confirman los forjados hacia el talud; y d) giro relativo (basculamiento) de la fachada norte de la edificación hacia el talud.
Con la información disponible y a falta de nuevos datos, el mecanismo que afecta a esta parte de la ladera parece responder a un proceso muy lento de deslizamiento del bloque de yeso masivo, sobre el que se asienta la vivienda dañada, sobre las arcillas y/o margas infrayacentes. La gran rigidez del bloque de yeso podría estar favoreciendo a su vez la ocurrencia de un giro monolítico del mismo, simultáneo al propio deslizamiento del bloque. La vivienda estaría cimentada parcialmente sobre la zona estable de la ladera, lo que explicaría la existencia de grietas de dirección paralela al talud en la solera de la vivienda así como los desplazamientos longitudinales de las viguetas de madera, ocasionados por los esfuerzos de tracción derivados del movimiento relativo entre el bloque estable y el inestable. El propio desplazamiento del bloque principal sobre el que asienta la vivienda habría ocasionado empujes sobre los bloques situados en la cara libre del talud ocasionando las inestabilidades monitorizadas con el LIDAR. La vegetación situada sobre los bloques podría haber actuado como factor condicionante de la inestabilidad. Asimismo, el agua freática podría estar actuando sobre el nivel arcilloso/margoso, reduciendo su resistencia al corte, funcionando como factor desencadenante del movimiento principal de deslizamiento. No obstante, estas hipótesis deberán ser corroboradas mediante nuevos datos instrumentales y de campo.

6. CONCLUSIONES

- En este trabajo se ha aplicado la técnica LiDAR para detectar, por un lado, las caídas de rocas que afectan a un talud formado por yesos masivos de facies *Keuper* en el municipio de Finestrat (Alicante), y por otro lado, para cuantificar los desplazamientos de elementos constructivos emplazados en la coronación del talud.
- Esta información junto con la procedente de futuras campañas de monitorización mediante LIDAR, otras observaciones de campo y datos instrumentales permitirán una interpretación objetiva de los procesos que afectan a este sector de la ladera facilitando la toma de decisiones para la estabilización de la misma.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Excelentísimo Ayuntamiento de Finestrat la información proporcionada y la autorización para publicar los datos geológico-geotécnicos disponibles así como a la empresa INGYOB, S.L. por la información proporcionada del edificio dañado. Este trabajo se ha realizado en el marco de los proyectos de investigación

financiado por la Generalitat Valenciana GV/2011/044 y por la Universidad de Alicante VIGROB-157, VIGROB-184 y gre09–40. A. Abellán desea mostrar su agradecimiento al Fondo Nacional Suizo de investigación por el financiamiento de su proyecto post-doctoral (FNS 20002-138015; 200020-144040).

REFERENCIAS

Abellán, A., Calvet, J., Vilaplana, J.M., Blanchard, J., 2010. Detection and spatial prediction of rockfalls by means of terrestrial laser scanner monitoring. Geomorphology 119, 162-171.

Abellán, A., Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Vilaplana, J.M., 2009. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 9, 365-372.

Abellán, A., Vilaplana, J.M., Calvet, J., García-Sellés, D., Asensio, E., 2011. Rockfall monitoring by Terrestrial Laser Scanning – case study of the basaltic rock face at Castellfollit de la Roca (Catalonia, Spain). Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 11, 829-841.

Abellán, A., Vilaplana, J.M., Martínez, J., 2006. Application of a long-range Terrestrial Laser Scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (Eastern Pyrenees, Spain). Engineering Geology 88, 136-148.

Colodrón, I., Ruíz, V., 1978. Mapa Geológico de España, Hoja 847, Villajoyosa, in: España, I.G.d. (Ed.), MAGNA. Instituto Geológico de España, Madrid.

Chen, Y., Medioni, G., 1992. Object modelling by registration of multiple range images. Image and Vision Computing 10, 145-155.

Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Loye, A., Metzger, R., Pedrazzini, A., 2012. Use of LIDAR in landslide investigations: a review. Natural Hazards 61, 5-28.

Lim, M., Petley, D.N., Rosser, N.J., Allison, R.J., Long, A.J., Pybus, D., 2005. Combined Digital Photogrammetry and Time-of-Flight Laser Scanning for Monitoring Cliff Evolution. The Photogrammetric Record 20, 109-129.

Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Blikra, L., Derron, M.-H., Metzger, R., 2009. Characterization and monitoring of the Åknes rockslide using terrestrial laser scanning. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 9, 1003-1019.

Optech, 2013. Optech. , Kiln, USA.

Rosser, N.J., Petley, D.N., Lim, M., Dunning, S.A., Allison, R.J., 2005. Terrestrial laser scanning for monitoring the process of hard rock coastal cliff erosion. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 38, 363-375.

Viero, A., Teza, G., Massironi, M., Jaboyedoff, M., Galgaro, A., 2010. Laser scanning-based recognition of rotational movements on a deep seated gravitational instability: The Cinque Torri case (North-Eastern Italian Alps). Geomorphology 122, 191-204.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

MEDIDA DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN UN TALUD INESTABLE SOBRE LA AUTOVIA A-44 MEDIANTE TÉCNICAS DE LÁSER ESCÁNER TERRESTRE

José L. PÉREZ GARCÍA[1], Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO[1], Emilio MATA DE CASTRO[1], María A. HERNÁNDEZ CARO[1], Andrés LÓPEZ ARENAS[1], Francisco J. CARDENAL ESCARCENA[1], Antonio T. MOZAS CALVACHE[1], Jorge DELGADO GARCÍA[1]

[1] Grupo Sistemas Fotogramétricos y Topométricos. Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría.
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén

RESUMEN

Como consecuencia de las fuertes lluvias del invierno de 2009/10, el talud de la autovía A-44 y la ladera superior se inestabilizó, causando interrupciones importantes del tráfico durante varios meses. Para estudiar el movimiento y su evolución se realizaron dos campañas de observación mediante escáner láser terrestre (TLS), que debido a la morfología de la zona y las condiciones de observación, requirieron escanear la zona desde diferentes estaciones con varias capturas de cada punto. Los centros de fase de la antena se midieron con técnicas de GPS y se incorporan a las nubes de puntos. Una vez obtenidos los datos, se procedió a la orientación relativa de las nubes de puntos, la fusión en un sola nube por campaña y la transformación de los datos a un sistema de referencia global y común a las dos campañas, en las que los modelos de superficie y el terreno se pueden comparar. Los resultados obtenidos por la comparación de los modelos muestran dos zonas de ruptura que ocasionan un importante volumen de material que fluye desplazamientos superficiales de alrededor de 0,55-0,65 m/día. Se calculó igualmente 210 m^3 de material erosionado y 124,5 m^3 de material acumulado, explicándose la diferencia entre ambos por el volumen retirado por las obras civiles de limpieza de la vía.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los riesgos naturales más extendidos a lo largo de obras lineales (autovías, carreteras, vías férreas, etc.) son los movimientos de ladera, como el caso de los desprendimientos de rocas o los deslizamientos de materiales sueltos en los taludes de las vías, que terminan cayendo y ocupando la calzada. Este tipo de movimientos son a veces impredecibles, aunque existen métodos para el análisis de estabilidad de los taludes que pueden ayudar a resolver el problema. Para ello, es fundamental conocer de forma precisa la geometría del terreno y los cambios que en ella se produzcan como consecuencia de la actuación de dichos procesos.

En los últimos años el uso de datos de láser escáner terrestre (TLS) para la medición y el control de deformaciones está ganando un creciente interés (Abellán et al., 2006; Montserrat y Crosetto, 2008). Esto es debido a que el TLS es un sistema de adquisición de datos de gran alcance que proporciona una nube de puntos de alta densidad y calidad posicional, en un periodo de tiempo relativamente corto, en comparación con otras técnicas convencionales de medición. Sin embargo, surgen algunos problemas relacionados, en primer lugar, con la referenciación y alineación de las diferentes nubes de puntos y, en segundo lugar, con la necesidad de gestionar grandes volúmenes de datos, así como a su filtrado y clasificación.

Así, una cuestión crucial en el control de la deformación es la correcta georreferenciación de los datos de TLS, ya que los desplazamientos tienen que ser medidos con respecto a un único y estable sistema de referencia. Las imprecisiones en la definición del mismo junto con las producidas en la alineación u orientación de las diferentes nubes de puntos involucradas, debilitarán los resultados finales. Existen varios métodos para la georreferenciación de nubes de puntos TLS, que varían en función del tipo de TLS, distancias de trabajo, número de estaciones de exploración, condiciones del terreno (morfología, estabilidad, visibilidad, accesibilidad, etc.) y el software de procesamiento de los datos, entre otros factores.

En cualquier caso, es fundamental la correcta definición del sistema de referencia donde se va a monitorizar la deformación del terreno. Este sistema de referencia (global o local) puede ser definido mediante la utilización de dianas en la zona de estudio (circulares planas, cilíndricas o esféricas), medidas con una estación total o GPS y ubicadas en zonas estables y/o inestables (Miller, 2008; Cardenal et al., 2008; Bu and Zhang, 2008); en este caso, para llevar a cabo un análisis multitemporal, se deben incluir zonas estables para la definición del sistema de referencia común a las campañas (Montserrat y Crosetto, 2008; Travelleti et al, 2008). Otra opción es la georreferenciación de los puntos de estación de los diferentes escaneos; aquí, las estaciones del escaneo pueden ser medidas con precisión mediante GPS, definiendo un sistema de referencia global y estable para las diferentes campañas de medición. Para ello, será necesario medir un mínimo de tres estaciones de escaneo bien distribuidas (no alineadas) con el fin de transformar el sistema de referencia local del escáner al sistema global y común, no teniendo que estar el terreno escaneado, ni las estaciones en zonas estables. Pesci et al. (2007 a y b) emplean este método para el control de deformaciones en el volcán Vesubio.

En este trabajo se aplica un método para monitorizar el deslizamiento de una ladera y un talud inestables mediante el uso de TLS y un sistema de georreferenciación basado en la medición de las estaciones del escáner mediante GPS (Pérez et al., 2011; Hernández et al., 2012). El empleo de un sistema de referencia estable (ETRS89) permitirá un estudio multitemporal para el seguimiento del avance de dicho talud. El método se aplica en virtud de las desfavorables condiciones del entorno: inestabilidad de toda la zona de estudio (a priori no es posible definir zonas estables); la mala o nula accesibilidad de la zona (impidiendo el uso de dianas); la geometría deficiente de los análisis de la red (las estaciones encuentran en la ladera opuesta); una zona muy grande para ser investigada; y una superficie pendiente compleja, ya que hay una gran cantidad de rocas caídas y con una fuerte presencia de vegetación.

En la actualidad, este método está siendo comprobado con trabajos adicionales basados en la integración de varias técnicas de medición: TLS y fotogrametría de objeto cercano, fotogrametría aérea (tanto imágenes actuales como históricas) y LIDAR aerotransportado (Cardenal et al., 2009, González et al., 2009).

2. ZONA DE ESTUDIO

El talud estudiado se encuentra en el Sur de la provincia de Jaén (España), en torno a la autovía A-44 que enlaza Granada con Madrid, prácticamente en el límite provincial entre Granada y Jaén (Figura 1). El deslizamiento es conocido como “La Frontera”, ya que se encuentra frente a una estación de servicio denominada así, por su cercanía al mencionado límite provincial. Como consecuencia del intenso periodo de lluvias del invierno de 2009/10 donde se registraron precipitaciones acumuladas entre diciembre y marzo de más de 450 mm la región (el doble de la precipitación media acumulada en esos meses), según datos de la Agencia Española de Meteorología, se produjeron numerosos problemas de inestabilidad del terreno afectando a laderas naturales y taludes artificiales.

El movimiento estudiado corresponde a un tipo mixto de flujo de tierras, con cierta componente de deslizamiento en la parte alta donde se observa un escarpe aún en estado incipiente (pequeños saltos de orden métrico y apertura de grietas). No obstante, la componente principal es de flujo de los materiales margosos con una alta proporción de agua. Estos materiales presentes en el talud y la ladera superior corresponden a una formación donde alternan términos más margosos y más calcáreos (presentes en otras zonas próximas) de edad Jurásico-Medio, pertenecientes al Subbético Medio de las zonas externas de las Cordilleras Béticas (Figura 1). El deslizamiento estuvo activo durante los meses lluviosos, prácticamente hasta el verano, en que fue estabilizado por los técnicos del Ministerio de Fomento del Gobierno de España. Las campañas fueron realizadas el 10 y 24 de marzo de 2010, es decir en un periodo de 2 semanas, en el momento de máxima actividad del deslizamiento (Pérez et al., 2011; Hernández et al., 2012).



Figura 1. Ortofotografía de la zona de estudio: con la linea roja discontinua se marca la zona del deslizamiento y en amarillo se muestran las posiciones de las estaciones. Fotografía panorámica del deslizamiento en estudio. En el rectángulo rojo detalle de zona de ruptura. Escáner OPTECH ILRIS 3D TLS realizando el escaneo.

3. TÉCNICAS DE LÁSER ESCÁNER TERRESTRE

3.1. Adquisición de datos TLS

Con el fin de analizar el desplazamiento sufrido en la zona colapsada se llevan a cabo dos campañas de observación mediante un TLS con un intervalo temporal de 14 días. El sistema TLS utilizado es el Optech ILRIS 3D de largo alcance, cuyo valor nominal máximo es de 1500 m. Con el fin de cubrir toda el área y teniendo en cuenta la necesidad de un mínimo de tres estaciones con observación GPS, para la posterior transformación al sistema de referencia base, se realizan un total de 9 escaneos en 3 estaciones en la primera campaña y de 13 escaneos en 4 estaciones en la segunda (Figura 2). La ubicación de las diferentes estaciones se determina en función de una serie de factores como evitar o reducir zonas de sombra en la nube capturada, facilidad de acceso a las diferentes posiciones y una geometría correcta para la posterior transformación local-global del sistema de referencia (puntos no alineados, bien distribuidos y distanciados).

En la toma de los datos se ha de tener en cuenta la presencia de zonas comunes (zonas de solape) en los diferentes escaneos a realizar, puesto que posteriormente y en la fase de procesado de los datos, se llevara a cabo la alineación de estas nubes individuales mediante el uso de puntos comunes en dichas zonas. La densidad de puntos utilizada para la captura de

cada una de las tomas individuales fue de 5-6 cm a la distancia media de escaneado, lo que permitirá, una vez fusionadas todas las tomas, obtener una nube de mayor densidad.

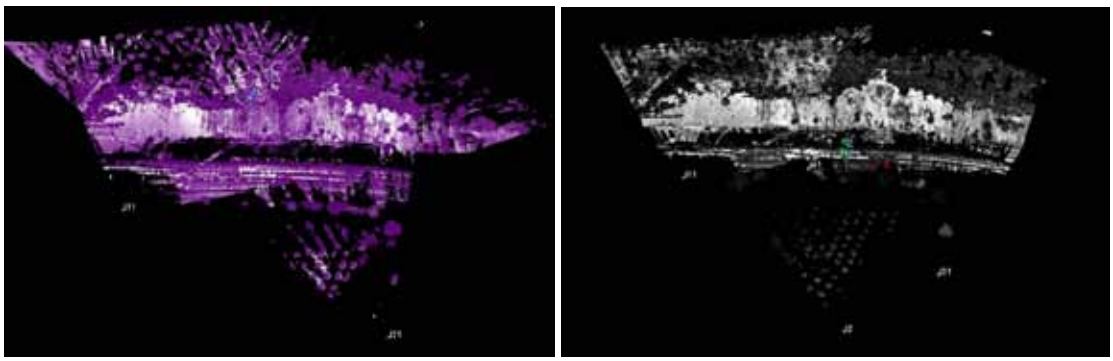


Figura 2. Fusión de los diferentes escaneos junto con los puntos estación en cada una de las campañas.

3.2. Medidas mediante GPS

Para la implantación de esta metodología de georreferenciación, se coloca una antena GPS (GPS Leica System 500) sobre la caja del escáner mediante el uso del kit de montaje GPS ILRIS. Puesto que el desplazamiento entre el centro de la antena y el centro de TLS es conocido (Figura 3) se podrá en todo momento relacionar ambos sistemas en dicho punto.



Figura 3. Antena GPS sobre el escáner ILRIS. Sistema de referencia y offsets (dy, dz) entre centro de fase de la antena y el origen del escáner. Posición de los centros de la antena de los escaneos tras la orientación relativa.

4. PROCESAMIENTO DE LOS DATOS

4.1. Datos GPS

Las observaciones GPS fueron procesados con el software GeoOffice (Leica Geosystems). Todos los centros de la antena se calcularon en el Sistema de Referencia Terrestre Europeo 1989 (ETRS89) con una precisión sub-centimétrica.

4.2. Datos TLS (nube de puntos)

En primer lugar, la nube de puntos de cada uno de los diferentes escaneos se amplió con un punto adicional teniendo en cuenta la compensación entre el centro de fase de la antena GPS y el origen del escáner. Así, la posición de la antena GPS se incorporó a la nube de puntos en el sistema de referencia del escáner (Figura 3).

En segundo lugar, se llevará a cabo la orientación relativa de las diferentes nubes de puntos correspondientes a la misma campaña de observación. Para ello, las nubes de puntos individuales de los diferentes escaneos se alinearon y fusionaron en una sola nube de puntos local mediante el uso del modulo "matching surface features" de la aplicación I-Site (MAPTEK). Esta orientación se basa en la correlación superficial de algunas zonas comunes en las nubes superpuestas (Figura 4). En esta fase es necesario llevar a cabo una limpieza previa de la zona, para evitar utilizar puntos erróneos (outliers) o regiones inestables entre las diferentes tomas involucradas en dicho proceso, tales como hojas de arboles en movimiento o capturadas desde puntos de vista muy distintos.

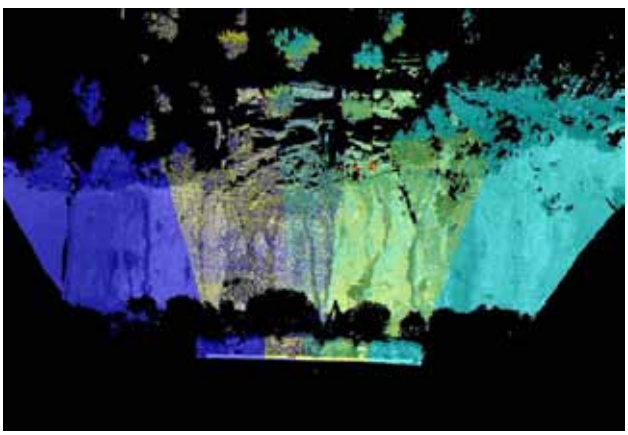


Figura 4. Ejemplo de alineación de nubes individuales mediante el uso de zonas comunes o solapadas. (Orientación relativa).

Tras la fusión de los distintos escaneos individuales se obtuvieron dos nubes de puntos correspondientes a cada una de las campañas en un sistema local propio, con una densidad media de 1 punto cada 3 ó 5 cm en zonas sin oclusión o sombra, y con una total de 5.800.000 y 8.600.000 puntos, respectivamente.

4.3. Obtención de los modelos digitales del terreno

Una vez obtenida una única nube de puntos para cada una de las campañas, se procederá a la clasificación de los puntos en "puntos-terreno" y "puntos-no terreno", para posteriormente obtener la superficie correspondiente al modelo digital del terreno (Figura 5) en cada una de ellas.

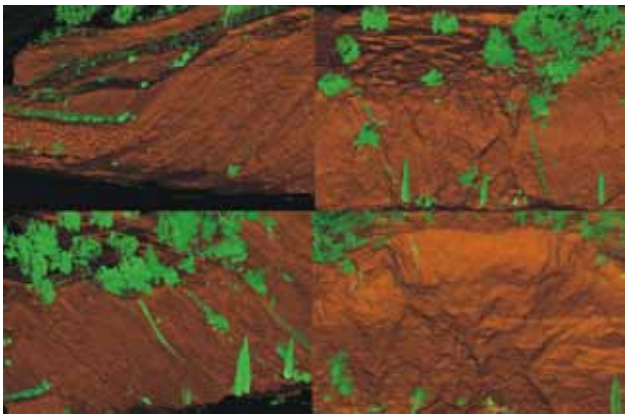


Figura 5. Diferentes vistas de la clasificación de los "puntos-no terreno" en verde (vegetación y otros objetos) sobre la superficie del MDT (marrón)

5. GEORREFERENCIACIÓN DE LA NUBE DE PUNTOS

Tras el registro de todas las nubes de puntos correspondientes a cada una de las campañas en un sistema de referencia local, se procede a la transformación de los datos a un sistema global y común a ambas campañas, donde ambas superficies puedan serán comparables y donde se pueda abordar el estudio y análisis del fenómeno estudiado.

Mediante el uso de los puntos comunes en ambos sistemas de referencia (local del escaneado final de cada campaña y global ETRS89), de las antenas GPS de cada uno de los escaneos (Figuras 2, 3 y 4) y de una transformación rígida 3D de 6 parámetros (ecuación 1), las nubes de puntos de cada campaña son llevadas a un sistema común donde podrán ser comparadas (Pérez et al., 2011; Hernández et al., 2012)

.

$$\begin{vmatrix} X \\ Y \\ Z \end{vmatrix}_{ETRS89} = \begin{vmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} x \\ y \\ z \end{vmatrix}_{LOCAL} + \begin{vmatrix} T_X \\ T_Y \\ T_Z \end{vmatrix} \qquad (1)$$

donde:

X, Y, Z: Coordenadas de las estaciones de escaneo en el sistema ETRS89.

x, y, z: Coordenadas de las estaciones de escaneo en el sistema de referencia local (después de la orientación de las nubes de puntos).

m_{11}, m_{12},…m_{33}: Elementos de la matriz de rotación.

T_X, T_Y, T_Z: Traslaciones.

Sin embargo, se tendrán que tener en cuenta algunas precauciones debido a que estos puntos se ven afectados de los posibles errores del proceso de orientación de los escaneos individuales mediante correlación superficial, y la posterior propagación de dichos errores.

Teniendo en cuenta esta circunstancia, se lleva a cabo una ponderación de los puntos para el cálculo de los parámetros de transformación. Esta ponderación se realiza en función de la calidad de cada uno de los puntos, que se puede obtener de varias formas, aunque sea de manera relativa. En este caso, se han tomado como pesos los residuos de la transformación (diferencias entre las coordenadas calculadas y las reales), que se muestran en la Tabla 1 para la campaña 2. Así, el procedimiento de transformación 3D ponderada se llevó a cabo en dos etapas: en primer lugar se realiza una transformación en la que todos los puntos tienen el mismo peso; tras este ajuste inicial, se recalcula la transformación ponderada de acuerdo a los residuos obtenidos.

Estaciones	Rx	Ry	Rz	Rxy
f11	-0,0084	0,0183	-0,0365	0,0168
f12	-0,0075	-0,0093	-0,0569	0,0112
f13	-0,0042	-0,0309	-0,0022	0,0327
f14	-0,0248	-0,0600	-0,0013	0,0647
f21	0,0383	0,0284	0,0857	0,0506
f31	0,0298	0,0449	-0,0732	0,0535
f32	0,0330	0,0426	-0,0428	0,0528
f41	-0,0236	0,0368	0,0295	0,0408
f42	-0,0222	0,0095	0,0184	0,0229
f43	-0,0016	0,0109	0,0308	0,0075
f44	-0,0001	-0,0205	0,0288	0,0241
f45	-0,0085	-0,0375	0,0034	0,0419
f46	-0,0004	-0,0333	0,0163	0,0368
f11	-0,0084	0,0183	-0,0365	0,0168
f12	-0,0075	-0,0093	-0,0569	0,0112

Tabla 1. Residuos obtenidos para la transformación tridimensional inicial y que posteriormente son utilizados como pesos en la transformación final, correspondientes a la campaña 2.

Por último, la transformación de 6 parámetros calculada se aplica a las diferentes nubes de puntos y a las superficies obtenidas de cada una de las campañas involucradas, de modo que todos los datos estén en el sistema de referencia estable (ETRS89), que será el marco de referencia externa para todos los trabajos futuros.

Los errores encontrados en los residuos (Tabla 1) son muy similares en la tendencia a los errores obtenidos para cada escaneo en la fase de orientación relativa, por lo que éstos podrían ser utilizados para ponderar las posiciones de de las estaciones de escaneo en la transformación 3D. Sin embargo, estos errores de correlación entre los diferentes escaneos durante el proceso de alineación pueden estar afectados por varias causas (vegetación, extensión de las áreas de solape común entre escaneos a correlacionar, la morfología del terreno y punto de vista del escáner, etc.), por lo que podrían no ser homogéneos. Por ello, una solución basada en una transformación 3D con ponderaciones basadas en los residuos calculados debe proporcionar resultados más fiables.

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una vez llevada a cabo la orientación de los datos en un sistema de referencia común y estable, se puede realizar el análisis, bien sobre la nube de puntos directamente o bien sobre las superficies del terreno derivadas de la clasificación de las mismas.

Así, se ha podido comprobar que han aparecido dos zonas de ruptura en el talud (Figuras 6 y 7), en relación con la inestabilidad general de zona a consecuencia de las intensas lluvias del invierno de 1996/97. En el talud estudiado se movilizó un importante volumen de material que invadió una de las calzadas de la autovía A-44 y produjo una interrupción del tráfico durante varios meses. Además, a partir del análisis multitemporal se ha determinado como el deslizamiento evolucionó en el periodo transcurrido entre las dos campañas analizadas; así, en una vista rápida de los dos modelos de superficies, se pueden observar importantes desplazamientos, así como la formación de escarpes, escalones y grietas. En las zonas más activas hay desplazamientos del terreno y la vegetación de hasta 8-9 metros (Figura 6), lo que supone una tasa desplazamiento de 0.55-0.65 metros/día.

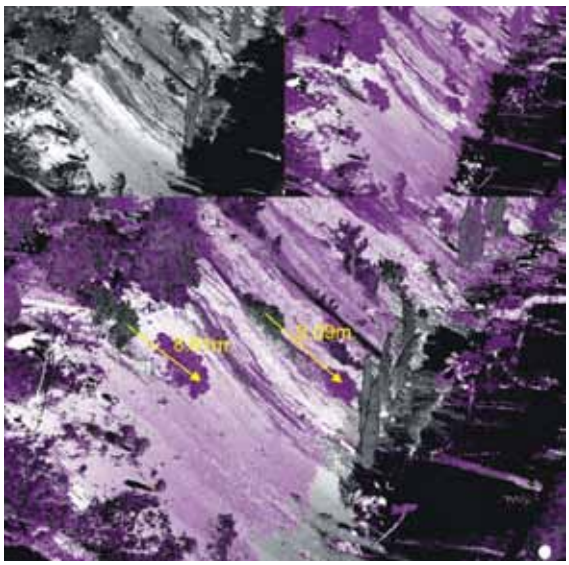


Figura 6. Desplazamientos observados del terreno y la vegetación es zonas inestables del talud de la carretera.

De la misma manera, se han llevado a cabo cálculos del volumen desplazado en estas zonas. Estos cálculos indican unos 210 m^3 de material erosionado en las zonas superiores de depresión y 124,5 m^3 de material acumulado en las partes bajas del talud (Tabla 2). La diferencia entre estos volúmenes se debe al material evacuado por la actuación de urgencia llevada a cabo por la Administración Pública con el propósito de frenar el movimiento. Esta actuación comenzó después de la primera campaña y acabó meses después de la segunda campaña de observación. Consistió básicamente en la retirada de material del pie del talud que había invadido la carretera y la colocación de un muro de contención.

Material movilizado	Depresión	Acumulación	Pérdidas
Volumen (m^3)	210,02	124,50	85,52
Tasa (m^3/día)	15,00	8,89	6,10

Tabla 2. Cálculos volumétricos del material movilizado en el talud estudiado.

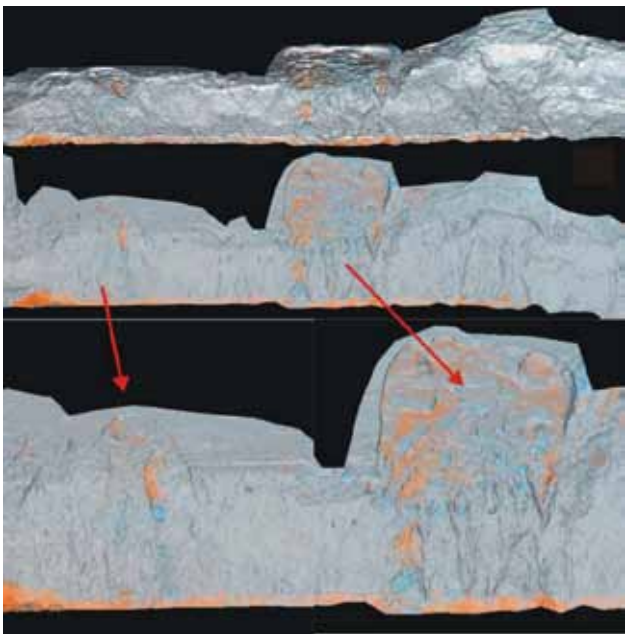


Figura 7. Superficie correspondiente a la campaña 2, la cual ha sido coloreada en función de la distancia a la superficie de la campaña 1 (color naranja: depresión, superficie 2 por debajo; color azul: acumulación, superficie 2 por encima). Arriba: alzado; centro: planta; abajo: detalles de planta de zonas inestables.

7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Las técnicas de escáner laser terrestre se prueban una vez más como una herramienta muy útil para los estudios de movimientos de ladera y su evolución temporal. En este sentido, han llegado a constituirse en una de las técnicas más empleadas para la monitorización de deformaciones ya que son capaces de proporcionar una nube de puntos del terreno de alta densidad y exactitud posicional.

En este trabajo se presenta una metodología de georreferenciación de datos laser escáner terrestre para estudios multitemporales en el control de deslizamientos de ladera. En estos estudios es muy importante el establecimiento de un marco de referencia estable para el control de las deformaciones del terreno y de los posibles desplazamientos, que pueda además ser utilizado en futuras campañas de medición. Se ha aplicado este método en un caso donde el proceso principal es la desestabilización del talud y el colapso en zonas del mismo sobre la calzada de una autovía.

Dado que la zona no es accesible para la colocación de forma idónea de dianas o marcas y no es posible definir a priori las zonas estables presentes en la zona, fue necesario el empleo de un marco de referencia estable externo. El marco de referencia fue el sistema ETRS89 y los datos TLS serán referenciados mediante la medida de la estaciones de escaneo con tecnología GPS. Posteriormente se aplica una transformación 3D rígida para trasladar la nube de puntos de un sistema de referencia local al sistema global ETRS89.

Esta metodología de georreferenciación ha permitido monitorizar un flujo de materiales ocurrido en la zona de estudio como consecuencia de las intensas precipitaciones que tuvieron lugar en el invierno de 2009/2010. El movimiento fue medido en dos campañas de campo en un periodo de tiempo de 14 días. Todos los trabajos de campo necesarios se han llevado a cabo en un relativo corto periodo de tiempo (pocas horas) y no han necesitado el acceso directo a la zona de estudio.

Una vez realizadas las medidas y procesados los datos, se han obtenido unos desplazamientos superficiales máximos de 8-9 m en el terreno y la vegetación entre ambas campañas, lo que indica una tasa diaria de 0,55-0,65 m/día. En relación con los volúmenes movilizados, se estiman unos 210 m^3 de material erosionado, y 124,5 m^3 de material acumulado; las diferencias entre ambos (pérdidas) son explicadas por la remoción de material como consecuencia de las obras civiles ejecutadas para recobrar el tráfico de la autovía A-44.

Los trabajos futuros irán encaminados a un refinamiento de la metodología y su integración con otras técnicas como la fotogrametría de objeto cercano, la fotogrametría aérea y desde plataformas ligeras no tripuladas (UAV), el LiDAR aéreo, y la monitorización mediante sensores sobre el terreno. Todo ello con el objetivo de abordar estudios multiescalares y multitemporales como los que se indican en el apartado de agradecimientos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto ISTEGEO RNM-06862 (Plan Andaluz de Investigación), el proyecto TIN2009-09939 del Plan Nacional de Investigación, el proyecto RICMI de la Corporación Tecnológica de Andalucía, así como el Grupo de Investigación PAIDI TEP-213.

REFERENCIAS

Abellán, A., Vilaplana, J.M. and Martínez, J., 2006. Application of a long-range Terrestrial Laser Scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (Eastern Pyrenees, Spain). Engineering Geology, Elsevier, 88:136–148.

Abellán, A., Jaboyedoff, M., Oppikofer, T. and Vilaplana, J.M., 2009. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner: experiment and application to a rockfall event. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9: 365–372.

Bu, L. and Zhang, Z., 2008. Application of Point Clouds from Terrestrial 3D Laser Scanner for Deformation Measurements. The International Archives Of The Photogrammetry, Remote Sensing And Spatial Information Sciences. Vol. XXXVII. Part B5. Beijing 2008, 545-548.

Cardenal, F.J., Mata, E., Perez-Garcia, J.L., Delgado, J., Hernandez, M.A., Gonzalez, A., Diaz de Teran, J.R., 2008. Close range digital photogrammetry techniques applied to landslides monitoring. The International Archives Of The Photogrammetry, Remote Sensing And Spatial Information Sciences. Vol. XXXVII, Part B8, 235-240.

Cardenal, F.J. Perez-Garcia, J.L., Mata, E., Hernández, M.A., Lopez-Arena, A., Delgado, J., Gonzalez, A., Díaz de Terán, J.R., Fernández, G., Douthy, M., 2009. Integration of terrestrial laser scanner and close range digital photogrammetric techniques for rock avalanches monitoring. 7th Int. Conference on Geomorphology, Melbourne, Australia.

Gonzalez-Diez, A., Fernandez, G., Diaz de Teran, J.R., Doughty, M., Otero, C., Cardenal, F.J., Mata, E., Perez-Garcia, J.L. & Delgado, J., 2009. A methodological approach for the analysis of the landslide changes using LIDAR and ADP. 7th Int. Conf. Geomorphology, Melbourne, Australia.

Hernández, M.A., Pérez, J.L., Fernández, T., Mata, E., López, A., Cardenal, F.J., Mozas, A., Delgado, J. 2011. Methodology for landslide monitoring in a road cut by means of terrestrial laser-scanning techniques. ISPRS Congress, Melbourne, Australia.

Lichun, S., Li, J., Wang, X. and Zhao, D. 2009. Monitoring landslides dynamics using multitemporal terrestrial laser scanning data. Second International Conference on Earth Observation for Global Changes, X. Zhang, J. Li, G. Liu, X. Yang (eds.). Proc. of SPIE, 7471, 74711M.

Miller, P.E., 2008. A robust surface macthing technique for dem integration in the context of coastal geohazard monitoring. The International Archives Of The Photogrammetry, Remote Sensing And Spatial Information Sciences. Vol. XXXVII. Part B3A. Beijing 2008, 147-154.

Monserrat, A. & Crosetto, M., 2008. Deformation Measurement Using Terrestrial Laser Scanning Data And Least Squares 3D Surface Matching. ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing, 63: 142–154.

Monserrat, A., Crosetto, M. and Pucci, B. 2008. Use of a point cloud co-registration algorithm for deformation measuring. 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, Lisbon.

Pérez, J.L., Fernández, T., Mata, E., López, A., Cardenal, F.J., Mozas, A., Delgado, J. 2011. First results of displacements measurement of an unstable mass affecting a road cut in Jaén province (Spain) by terrestrial laser-scanning techniques. Gi4DM, Antalya, Turquía.

Pesci, A., Fabris, M., Conforti, D., Loddo, F., Baldi, P. & Anzidei, M., 2007a. Integration of ground-based laser scanner and aerial digital photogrammetry for topographic modelling of Vesuvio Volcano. Journal of Volcanology and Geothermal Research, 162: 123–138.

Pesci, A., Loddo, F. and Conforti, D., 2007b. The First Terrestrial Laser Scanner Application over Vesuvius: High Resolution Model of a Volcano Crater. International Journal of Remote Sensing, 28, 1: 203–219.

Travelletti, J., Oppikofer, T., Delacourt, C., Malet, J.P. and Jaboyedoff, M., 2008. Monitoring landslide displacements during a controlled rain experiment using a long-range terrestrial laser scanning (TLS). The International Archives Of The Photogrammetry, Remote Sensing And Spatial Information Sciences. Vol. XXXVII. Part B5. Beijing 2008, 485-490.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

DETERMINACIÓN DE LA CAUSA DE UN DESLIZAMIENTO DE LADERA, EL CASO DE LA *FONT DEL MOLLA* (ELS CORTALS D'ENCAMP), PRINCIPADO DE ANDORRA: COMPARACIÓN ENTRE ENSAYOS DE TRAZADOR E INFILTROMETRÍAS Y EL USO DE LA RESONANCIA MAGNÉTICA NUCLEAR DE SUPERFICIE (SNMR)

Valentí TURU[1,2,3], Mª Carmen GUTIÉRREZ[1,2] y Xavier ROS[1,3]

[1] Fundació Marcel Chevalier; [2] Igeotest SL1; [3] Geo3 SL: Av. Príncep Benlloch 72, AD 500, Andorra la Vella, Principat d'Andorra

RESUMEN

En Febrero del 2004 tuvo lugar un deslizamiento en el sector conocido como "El Mollà" en la zona de "Els Cortals d'Encamp". Aunque el sector presenta una dinámica activa, el frente de infiltración de una rotura de la red de agua potable 62 días antes, actuó como detonante de la inestabilidad en incrementar la presión intersticial y reducir la cohesión del terreno. La relación causa-efecto se ha determinado en confirmarse la existencia de una mezcla de aguas en la fuente del Mollà mediante análisis químicos y isotópicos. Esta relación de causa-efecto entre rotura de la red de agua y el deslizamiento producido también se ha determinado en base a los resultados de los ensayos hidrogeológicos (Sondeo a Resonancia Magnética, infiltrometrías, ensayos de trazador), ya que se ha obtenido el desfase de tiempo entre la rotura y el deslizamiento por medio del cálculo de la velocidad del frente de infiltración.

1. INTRODUCCIÓN

Els Cortals d'Encamp se sitúa en el centro del Principado de Andorra y la memoria popular reconoce el sector por ser frecuentes los episodios de deslizamiento superficial. La mayor parte de las cicatrices de importancia se les atribuye una edad post-glaciar, pero hay constancia escrita de la existencia de eventos muy recientes (Gallego, 2004) de baja magnitud (< 2000 m^3). Durante el transcurso de la ampliación de la carretera (CS220) en Noviembre 1995, a unos 200 m al SW del sector de estudio, una datación por ^{14}C (β-124015) efectuada en el sedimento ($^{13}C/^{14}C$ = -26,6 ‰) de una muestra con raíces extraída a 15 m de profundidad mediante sondeo mecánico (**Mapa 1, Tabla 1**), arrojó una edad posterior a 1950 DC (Ao = 117,5±0,6%; β-124015), hecho que pone de manifiesto la existencia de movimientos en la ladera muy recientes. Una revisión geomorfológica de las fotografías aéreas del sector ha permitido determinar la existencia de dos cicatrices anteriores en el sector de estudio (**Mapa 1**), las cuales arrancan cerca de la cabecera del deslizamiento objeto de estudio. La identificación de las fuentes del sector ha permitido efectuar la cartografía de la intersección entre el nivel freático con la topografía (**Mapa 1**), y en base a ella calcular el gradiente hidráulico que es de unos 15º sexagesimales respecto a la horizontal. El nivel

freático pasa por la cicatriz de los deslizamientos acontecidos, hecho que indica la posibilidad que el agua haya sido el motor principal de la inestabilidad.

1.1 Descripción del fenómeno

Al pie de la vertiente circula canalizado el río *dels Cortals d'Encamp* (**Mapa 1**) el cual acostumbra a estar prácticamente seco en los meses de invierno. Parte de los diques de retención de sedimento del río fueron colmatados, lo cual facilito los cálculos del volumen de tierras deslizado (2.300 m^3) ya que no contenían sedimento alguno en estar éstos en construcción. El deslizamiento salvó un desnivel de 70 metros (cotas 1425 – 1495 m) y drenaba un flujo de agua de 2 a 3 litros por segundo. Ese mismo 13 de febrero se efectuó una inspección ocular remontando la vertiente por el recorrido del deslizamiento y permitió determinar que éste fue de tipo rotacional con flujo. En el tramo de flujo se identificaron claramente los *levees* del deslizamiento junto con materiales de *channel lag* (gravas, bloques morrénicos, agregados de suelo, macrorestos vegetales y fragmentos del substrato rocoso). Los *levees* presentaban una secuencia granocreciente (limos en la base y gravas por encima de los limos), con numerosos objetos banales de obra en la parte superior de los *levees*. Esta última observación permite decir que el último sector involucrado en el deslizamiento fue el más cercano al edificio unifamiliar, que por aquel entonces estaba en construcción, siendo descalzado parcialmente un muro de mampostería de 10 m de alto que estaba solidamente cimentado (empotrado 4 m en el terreno), la estabilización definitiva del cuál se hizo mediante un muro escollera de seis metros de ancho y cinco metros de alto en su punto más elevado. Por otro lado, el hecho de observar una secuencia estratigráfica negativa en los *levees* indica que en un inicio existió un lavado de finos de la matriz del sedimento, la consecuente pérdida de cohesión del terreno y la pérdida de presión efectiva en aumentar la de poro, provocando un flujo gravitatorio que sedimentó gravas por encima de las lutitas en los *levees*. En el tramo intermedio se pudo observar un único afloramiento de pizarras grafitosas del Silúrico dejado al descubierto por el deslizamiento, hecho que permitió acotar la profundidad a la cual se encontraba el substrato rocoso. Por encima del lugar en donde afloró el substrato se encontraba la zona de rotación del movimiento, en cuya coronación todavía había algún árbol intacto.

1.2 Antecedentes

Cuando se realizó la ampliación de la CS220 la administración hizo auscultar desde junio 1997 un muro de hormigón por parte de una empresa que participó en la dirección de obra del mismo. Al pie de dicho muro se realizó una excavación a inicios de 2003 para la edificación de la vivienda unifamiliar anteriormente mencionada. La excavación se hizo escalonada siguiendo la pendiente del terreno junto con una barrera de micropilotes arriostrada para aumentar el factor de seguridad del desmonte de tierras. La edificación se efectuó en la segunda mitad de 2003 empotrando con tierras buena parte del muro de la carretera. El muro de hormigón de la carretera se encontraba parcialmente descalzado anteriormente al inicio de la construcción de la vivienda unifamiliar situada a su pie, y. dado que no se respetaba el principio de independencia la propiedad vecina procedió a efectuar una auscultación paralela, de la cual son los resultados que a continuación se exponen.

La auscultación mostró una evolución similar de las deformaciones a la de años anteriores. En el transcurso de 152 días desde el inicio de la auscultación independiente se realizaron todos los trabajos de movimientos de tierras, edificación y construcción de los muros perimetrales. A partir del día 152, es decir entre el 20 de noviembre y el 2 de diciembre de 2003, se detectó un importante incremento de las deformaciones hasta que se produjo el deslizamiento de la ladera el 12 de febrero 2004 (**Fotografía 1**; Copons 2005), momento en el cual las deformaciones decrecieron. Este hecho muestra una relación entre una presión intersticial anómala en el sistema muro-vertiente. Dado que en los quince días anteriores al deslizamiento (12-13 de febrero 2004) no hubo precipitación alguna y que no hubo ningún deshielo prematuro, se buscó algún fenómeno no natural para el desencadenamiento de la inestabilidad, ya que las precipitaciones ocurridas en enero y diciembre fueron moderadas (la máxima de 14 mm) y la mayoría en forma de nieve. Según vecinos y testigos oculares en noviembre se produjo una rotura de la conducción de agua potable que subministra al pueblo principal (Encamp), junto con otra rotura acontecida a principios del mes de diciembre 2003 (**Mapa 1**, **Tabla 1**). Poco después de la segunda rotura los drenes del muro de la obra situada delante de la carretera estuvieron evacuando agua (12 de diciembre 2003). Es justo en ese segundo episodio que se produjeron grietas en el muro de hormigón y los comparadores marcaron un desplazamiento en la coronación del muro en un 47% del total acontecido desde el inicio de las auscultaciones en 1995, el pavimento de la carretera se asentó produciendo grietas en el asfalto y rotura del colector de aguas pluviales. Hay que puntualizar que la conducción de agua potable trabaja forzada en numerosos tramos de su recorrido, ya que salva un desnivel de varios centenares de metros.

1.3 Análisis retrospectivo

Teniendo en cuenta que pasaron 62 días entre observar que los drenes perimetrales del edificio en construcción drenaban el agua de la carretera (12 de diciembre 2003) y el desprendimiento (12 de febrero 2004), que la diferencia de cotas entre los drenes (1498,5 m) y el deslizamiento (1474 m) es de 24,5 metros presentando un gradiente hidráulico de i = Tan (26º); el frente de infiltración que produjo la variación del nivel freático y que generó el deslizamiento habría circulado a una velocidad de 0,93 m/día (V=24,5 m/SEN(26º)/62 días).
Por otro lado se cálculo del factor de seguridad por el método de Bishop modificado utilizando parámetros no drenados obtenidos en base a ensayos de tipo *cone test* y *vane test*, ángulo de rozamiento interno $\phi_u = 41º$, cohesión $C_u = 12$ KPa y una densidad natural estimada de $\delta = 2$ g/cc, obteniendo un factor de seguridad de 1,15 (metaestable según Turu & Planas, 2001). Un tanteo numérico mostró que con únicamente una subida de dos metros del nivel freático el factor de seguridad disminuía a 0,78; mostrando la vertiente una importante sensibilidad frente a cambios del nivel freático.

2. METODOLOGÍA Y RESULTADOS

Durante la realización de los sondeos eléctricos verticales se detectó la existencia de corriente espontánea en el subsuelo, hecho que acostumbra a estar relacionado con una importante presencia de electrolitos en un flujo de agua subterráneo. Esto motivó la conveniencia de analizar el agua del subsuelo que afloraba al pie de la escollera, el seguimiento físico-químico

básico de los afloramientos de agua del sector (conductividad eléctrica, pH, temperatura y Eh), mediante sondas portátiles con compensador de temperatura de la casa Hanna Instruments, y la realización de ensayos de permeabilidad, tanto en zona no saturada como en zona saturada. La conductividad eléctrica del agua que afloraba por la escollera de refuerzo del muro de mampostería (*Font del Mollà*, 1488 m) arrojó un valor de 1.240 µS/cm, muy por encima de la media del sector (428 µS/cm). El contenido de cloruros analizados fue superior al rango de medida del laboratorio de análisis (> 20 mg/l) y el de los sulfatos que se situó en los 100 mg/l. Pensando que podía tratarse de agua residual se procedió a analizar el amonio (0,015 mg/l), nitratos (0,95 mg/l) y nitritos (0,008 mg/l) teniendo que abandonar esa hipótesis a las luces de los valores obtenidos. Un análisis químico completo de un muestreo efectuado el 20 de diciembre 2003 permitió ver que la *Font del Mollà* se clasifica como clorada-bicarbonatada cálcica mientras que el resto de fuentes (**Mapa 1**) son bicarbonatadas-cálcicas. La desproporción de sodio, potasio, cloruros y sulfatos obtenidos en la *Font del Mollà* respecto ql resto de fuentes del sector, mostró su interconexión entre las aguas pluviales con fundentes hibernales ya que éstos presentan sal común (NaCl) junto con un 1,45% a 3,77% de sulfatos (datos facilitados por Carreteras).

2.1. Infiltrometrías, humedades y plasticidad de los materiales

Se determinó los límites de Atteberg y la humedad de los terrenos ensayados antes y después de efectuar las infiltrometrías I6 e I7 (**Mapa 1, Tabla 1**) según las normas UNE 103.103-94; UNE 103.104-94 y UNE 103.300-93. Para determinar la conductividad hidráulica de la formación superficial no saturada se ha utilizado la conocida expresión de Porchet: $C = R / \{2 \Delta t \, LN[(2h_1+R)/(2h_2+R)]\}$, dónde R es el radio del anillo (cm), Δt el intervalo de tiempo del ensayo (s), h_n la altura de la columna de agua infiltrada en el momento "n" (cm) y finalmente "C" la conductividad hidráulica (cm/s). Se efectuaron diversos ensayos de infiltración en el perímetro de la cicatriz dejada por el deslizamiento (**Mapa 1, Tabla 1**), obteniéndose una conductividad de 1,8 a 2,0 m/día en los materiales morrénicos (incluso hasta 0,03 m/día en algún ensayo), mientras que valores de 26 a 46 m/día en terrenos edáficos y de vertiente. En otras zonas del sector se han obtenido conductividades de 0,82 a 0,43 m/día para la misma formación morrénica, con unos valores de índice de plasticidad de 1,8 a 5,7 y unas humedades naturales del 5,75 % a 10,2 %, estando todas por debajo del límite plástico (15,3 % - 17%), siendo el límite líquido de estos terrenos entre un 19 % y un 21 % de contenido en humedad.

2.2 Ensayos de trazador químico

Se efectuó un ensayo de trazador seriado mediante la inyección de sal común (**Mapa 1, Tabla 1**). El objetivo perseguido era saturar el medio mediante la primera inyección y observar el comportamiento del acuífero hasta llegar a una cierta estabilización en la recuperación del trazador, inyectando nuevamente una segunda dosis más discreta de trazador salino con fluoresceína y calcular así el tiempo de tránsito en zona saturada. Para la detección del trazador se utilizó un conductímetro equipado con un sistema de registro automático de datos de la casa Isurki. La introducción del primer trazador en el terreno se realizó por gravedad en un dren horizontal perforado al pie del muro de mampostería del edificio. La segunda inyección se realizó por medio del tubo de inyectar de un anclaje inclinado 10º y cercano al

dren horizontal. La primera inyección se efectuó por gravedad situando un tanque con la solución salina unos 10 metros (≈ 10 KPa de presión). Para la segunda prueba se utilizó un presiómetro de la casa Geomatech (CV200) inyectando el trazador con fluoresceína a 10 KPa con nitrógeno gas.

La primera inyección se realizó un ensayo de trazador con sal común el 14 de octubre 2004, el ensayo consistió en inyectar 88 Kg de sal disuelta en agua e inyectada por gravedad en uno de los drenes de 14 metros del muro de mampostería (**Figura 1**). Antes de comenzar el ensayo se midió la conductividad del agua de la fuente situada a la base de la escollera (490 μS/cm) y el agua que se tomó para disolver la sal (428 μS/cm). El tiempo total de inyección fue de 1H y 26 minutos, parando cuando empezó a salir agua por el pie del muro que era originaria de la inyección. Los valores de la conductividad eléctrica fueron tomados con un registro automático desde el 11 de octubre 2004 hasta el 11 de julio 2005. Los valores iniciales obtenidos correspondían a la conductividad original de la fuente con un valor medio en torno a 472 μS/cm en el momento de hacer la inyección, pero rápidamente (1h26' después de la inyección, minutos 4455-4545) se llegó a la saturación de la sonda (>2000 μS/cm). La concentración salina pudo alcanzar valores muy elevados durante este período debido a la elevada cantidad de sal inyectada. Así pues parte del volumen de la inyección se infiltró directamente en la zona saturada aunque la mayor parte se hizo en zona no saturada, llegando directamente a la fuente y la sonda de lectura por vía superficial.

El 28 de octubre 2004 se hizo una segunda inyección con 15 ml de fluoresceína junto con ½ Kg de sal disueltos en 33 litros de agua en uno de los anclajes no terminados del muro de mampostería (**Fotografía 1**). Dado que la fluoresceína no afloró durante la inyección se está seguro de que el trazador se quedó en la zona previamente saturada. Restando de los datos experimentales el valor inicial de la conductividad, multiplicando los valores de conductividad neta por un factor de conversión estimado igual a 0,7 se transforma de forma aproximada la concentración salina. A partir de la evolución de la concentración se calculó la cantidad de sal que afloró por la fuente suponiendo un caudal de 120 ml/s. La curva de salida del trazador obtenida en la experiencia indica que ya en diciembre de ese mismo año (minuto 67680) la conductividad del agua de la fuente alcanzó un valor prácticamente igual al valor inicial, es decir, que toda la sal inyectada había salido ya por dicha fuente. La interpretación del ensayo hay que agradecerla al Dr. Antonio Plata Bedmar, que examinando el ensayo de inyección aseguró que en presentar una cola muy larga era indicador del lento lavado y por tanto, a la lenta incorporación al nivel freático de la solución de sal inyectada. Éste es el caso observado para el pico de conductividad detectado por la sonda sobre el minuto 24322, el cuál presentaba una larga cola que se interpreta como respuesta de la primera inyección. Posteriormente la conductividad tiende a su valor natural hasta la llegada de un segundo pico a los 49515 minutos, producido a raíz de la segunda inyección, interpretándose que se deba a un arrastre adicional de sal retenida en el terreno producido por los 33 litros de agua inyectada, si bien el cambio de conductividad fue muy bajo. A partir de los ensayos realizados se obtuvo la respuesta del acuífero a la segunda inyección que fue de unos 25200 minutos (≈17,5 días), mientras que la respuesta a la primera inyección fue ligeramente menor (unos 20000 minutos, unos 14 días). La distancia recorrida por el primer trazador corresponde a la de la longitud del dren horizontal y del anclaje al segundo trazador, ambos de 15 metros y

solo éste último presentaba 10º de inclinación respecto a la horizontal. Con esta geometría el gradiente hidráulico entre el punto de cada inyección y la fuente (**Figura 1**) habría sido entre 9º para el anclaje y 15º para el dren, por tanto el trazador habría viajado en los dos ensayos con una velocidad de entre 1,64 y 1,54 m/día.



Fotografía 1: Cicatriz dejada por el deslizamiento de tierras al pie del muro de mamposteria. Diagrama del ensayo de trazador químico efectuado para determinar la permeabilidad.

2.3 Trazador isotópico radiactivo

Se ha analizado el tritio (^3H) como trazador natural. El agua de lluvia actual presenta concentraciones de tritio entre 5 a 7 UT (unidades tritio) en el Principado de Andorra, concentraciones muy por debajo de las causadas por los ensayos termonucleares entre 1952-1963 a escala global, principalmente en el Hemisferio Norte, y que paulatinamente se han ido incorporando a las precipitaciones, con menos concentración. El tritio se incorpora en el terreno a partir de la precipitación, siendo el fraccionamiento del tritio por evaporación despreciable en climas templados y húmedos. Para poder interpretar de forma correcta los valores de concentración de tritio obtenidos, es necesario conocer las concentraciones de las precipitaciones de la zona del estudio durante los últimos 45 años, es decir, desde la fecha en que se iniciaron los ensayos termonucleares a cielo abierto. El modelo válido para el Hemisferio Norte, ha sido elaborado por Plata (1999) con los datos de más de 40 estaciones. La desintegración radioactiva del tritio en el momento de la infiltración tiene un contenido "n_0" de tritio y en el momento de la extracción (fuente, pozo, etc..) contiene "n", pudiéndose establecer que: $1/n = 1/n_0$ [LN(-0.693t / T)] donde T es el período de semidesintegración (12,5 años para el tritio) y "t" es el tiempo transcurrido (la edad). En condiciones adecuadas, el tritio es útil en un margen de edades aparentes entre 0 y 30-50 años.

Los resultados de los análisis del tritio de la fuente (FM 1488 m, **Mapa 1**, **Tabla 1**) así como la de otras dos más, una cercana al lugar (*Font del Dallaire*, 1498 m, **Mapa 1**, **Tabla 1**) y otra más lejana (*Font del Clot*, 1780 m), realizados en el laboratorio del CEDEX en Madrid el 23 de noviembre 2005, se obtuvo 10,2±0,67 UT en el caso de la fuente situada al pie de la escollera (*Font del Mollà*) y 10,4±0,67 UT para la fuente contigua (*Dallaire*), mientras que

para la situada cerca de 300 m por encima (*Clot*) el resultado fue de 4,83±0,54 UT. El sistema acuífero se ha interpretado como de tipo pistón arrojando edades de 25,5 años para las fuentes cercanas al muro (*Mollà* y *Dallaire*) y de 13 años para la situada en la parte alta (*Clot*).

2.4 Trazador isotópico estable

También se ha analizado el deuterio (^{2}H) y el oxígeno 18 (^{18}O) como trazadores naturales. Se consideran trazadores conservativos ya que su concentración en las aguas subterráneas a lo largo de las líneas de flujo no cambia por interacción con el acuífero, de forma que constituyen un indicador casi ideal del origen de las aguas subterráneas. El contenido de estos isótopos en el agua natural se mide por su grado de desviación respecto a un estándar SMOW (*standard mean ocean water*). La desviación respecto al estándar depende en gran medida de la temperatura o la distancia respecto al mar, pero en el estudio que nos ocupa se ha utilizado para determinar la altura a la cuál se produce la recarga.

Los resultados de D/O realizados en el laboratorio de la *Unitat de Medi Ambient dels Serveis Cientifico-Tècnics* de la Universidad de Barcelona, muestran valores idénticos para el agua recogida por un drenaje del muro y la *Font del Clot* ($\delta^{18}O$ =-11,2 ‰ en los dos casos). Por el contrario la *Font del Mollà* y *Font del Dallaire* estarían respectivamente por encima y por debajo de las dos anteriores, con un valor de $\delta^{18}O$ =-11,4 ‰ para *Dallaire* y de $\delta^{18}O$ =-10,9 ‰ para *Mollà*. Los resultados del deuterio son similares, siendo los valores de la *Font del Clot* y el dren del muro muy similares (de δD = -74,6 ‰ y δD = -74,8 ‰ respectivamente), mientras que la *Font del Mollà* y la *Font del Dallaire* estarían situados nuevamente por encima y por debajo de los valores anteriores (δD = -73,7 ‰ y δD = -76,00 ‰ respectivamente). Con estos valores y utilizando los datos que se disponen de la Acuateca del Principado de Andorra (http://www.igeotest.ad/igeofundacio/Seccions/Mapes.htm) se obtiene que la recarga de las fuentes hay que situarlas entre 2100 y 2400 m (cota 2379 m para la *Font del Dallaire*, 2300 m para la *Font del Clot* y el dren del muro, cota 2173 m para la *Font del Mollà*). La *Font del Clot* y del dren del muro de mampostería tendrían una la cota de recarga menor que la *Font del Dallaire*, y posiblemente que la *Font del Mollà*; no obstante en ésta última los análisis químicos indican que sus aguas se mezclan con otras de menor cota, pero no más recientes.

Los resultados de las analíticas se interpretan siguiendo las ideas que en su día formuló el Dr. Antonio Plata Bedmar; para este investigador las fuentes están siendo alimentadas por un flujo profundo menos la del *Mollà*, que estaría influenciada por aguas más superficiales.

Dado que la *Font del Dallaire* y la *Font del Mollà* tienen concentraciones en tritio similares (igual de antiguas), y que esta última está claramente influenciada por lo que se drene desde la carretera (aguas pluviales y/o aguas potables), el distinto exceso de deuterio que existe entre ellas (ΔD = 15,2 y ΔD = 13,5 respectivamente) no se considera natural.

Suponiendo que ambas aguas (*Dallaire* y *Mollà*) provienen de la misma área de recarga, que la diferencia del exceso de deuterio entre ellas tiene su origen en una mezcla de aguas por una fuga en las conducciones de aguas de la carretera CS220, más concretamente de las conducciones de agua potable que estarían relacionadas con un mismo sistema acuífero (captación de *Feritxet*, 1810 m) ya que la edad del agua entre *Dallaire* y *Mollà* no ha variado;

se puede llegar a conocer el porcentaje de la mezcla según $(\delta^{18}O_A)x + (\delta^{18}O_B)(1-x) = (\delta^{18}O_C)$. Para las aguas analizadas casi un año después del deslizamiento, se obtiene que la *Font del Mollà* (≈ 0,1 l/s) todavía estaría recibiendo un mínimo del 36% de aportes de fugas en la red.

2.5. Prospección geofísica y ensayo hidrogeofísico

Para determinar la potencia de la formación superficial morrénica se ha efectuado una tomografía eléctrica siguiendo la traza del deslizamiento (**Mapa 1**), junto con diversos sondeos eléctricos verticales situados en el perímetro exterior de la cicatriz (**Mapa 1**). Para ello se diseñó un prototipo ligero, robusto y desmontable (Kalenov 300) para poder efectuar prospecciones en zonas poco accesibles. El modelo de inversión se ha efectuado utilizando el Software libre de la Universidad de Moscú (http://geophys.geol.msu.ru/rec_lab3.htm).

La potencia de los materiales morrénicos se obtuvo mediante la realización sondeos eléctricos verticales (SEV) utilizando un dispositivo tetraelectródico simétrico de tipo Schlumberger y tomografía eléctrica (ERT en inglés) con una configuración Wenner.

En la configuración de electrodos Schlumberger, el potencial (V) y la corriente (I) están dispuestos en una línea recta, de forma que los electrodos de potencial están menos separados que los electrodos de corriente, pero también el punto medio entre los electrodos de corriente (AB) y los electrodos de potencial (MN) coinciden. Una vez se han instalado los electrodos guardando las relaciones comentadas, se procede a inyectar corriente (I) por medio de los electrodos AB, la cuál fluye de A hacia B, el potencial en cualquier lugar (P) de la superficie alrededor del dispositivo es: $Vp = 1/2\ \pi\ \sigma\ (1/r_1 - 1/r_2)$, donde r_1 y r_2 son las distancias entre ese lugar (P) y los electrodos A y B respectivamente, siendo σ la conductividad eléctrica del medio, el cuál es recíproco a la resistividad eléctrica. Por contra, la diferencia de potencial entre dos puntos cualesquiera (P y Q) que se encuentran a distancias r_1, r_2 y R_1, R_2 respectivamente de los electrodos A y B la resistividad resulta ser: $Ro = 1 / \sigma = 2\ \pi\ V / I * [\ 1 / (r_1 - 1/r_2 - 1/R_1 + 1/R_2)]$. Esta ecuación es válida para todas las disposiciones de electrodos de corriente y de potencial. La diferencia en la disposición de electrodos de corriente y potencial da lugar a las diferentes técnicas de exploración mediante en el método de resistividad prospección. Por ejemplo en la tomografía eléctrica realizada el centro del dispositivo (electrodos MN) fueron desplazados lateralmente a lo largo de un circuito lineal de tipo Wenner, que es aquella en la cual la distancia entre electrodos MN y sus correspondientes AB es la misma.

En noviembre de 2008 se realizó una tomografía eléctrica a lo largo del deslizamiento desde el pie de la escollera (**puntos TI-TF**, **Mapa 1, Tabla 1**). Gracias a ésta se pudo reseguir la resistividad eléctrica de los diferentes terrenos del subsuelo (**Figura 1**). Dado que el substrato rocoso es de litología grafitosa (pizarras del Silúrico) y por tanto muy conductor, su identificación en la tomografía eléctrica fue evidente en presentar esta formación rocosa una resistividad inferior a los 5 Ω metro. En el otro extremo se encuentran los sedimentos glaciares (materiales morrénicos) con resistividades entre 40 y los 500 Ω metro. La geometría del deslizamiento ha quedado muy bien delimitada en presentar una resistividad muy homogénea entre los 100 y los 200 Ω metro. Entre el substrato rocoso y los sedimentos glaciares morrénicos se ha identificado, a partir de la resistividad eléctrica de entre 5 y 40 Ω

metro, un terreno de transición cuya naturaleza se desconoce; no obstante a partir de la posición en el que se encuentra y la resistividad que presenta se podría interpretar como substrato rocoso alterado.

2.5.1. Sondeo a Resonancia Magnética (SRM)

También se realizó un sondeo a resonancia magnética (SRM) para determinar la porosidad y la permeabilidad de los materiales acuíferos, ya que esta técnica es el único método geofísico que detecta la presencia de agua en el subsuelo y determina los parámetros del acuífero que la contiene. El equipo utilizado ha sido el más ligero del mercado (Numis Lite) de la casa Iris-Instruments, utilizando como Software de inversión el que se incluye con el aparato (Samovar 6.2. del BRGM o *Bureau de Recherches GéoMiniéres*).

El procedimiento en SRM consiste en excitar gradualmente un campo magnético a una determinada frecuencia con el fin de investigar las capas más profundas del subsuelo. Los protones de hidrógeno de las moléculas de agua son excitados (ΔH^+) por un pulso electromagnético es emitido a la frecuencia de Larmor; para ello se utiliza un transmisor de radio-frecuencia. Éste transmisor crea una corriente (I_0) en la frecuencia de Larmor (fL) a través de la antena durante un tiempo dado (τ), creando el campo de excitación expresado por el momento del pulso: $q = I_0\tau$ que establece la profundidad de investigación. El valor del pulso es creciente ya que el aparato aumenta la intensidad (I_0) de la corriente de forma progresiva. Para una determinada ubicación geográfica, el valor de la frecuencia de Larmor depende de la relación giromagnética (γ) de los protones de hidrógeno y el campo geomagnético total ($fL = \gamma B_o/2\Pi \approx 0{,}042577\ B_o = \mathrm{Sin}\ B_o\ [2.442\ °]$, siendo B_o en nanoTeslas). La inclinación y magnitud del campo magnético terrestre, junto con la resistividad del terreno, condicionan la penetración de la señal en el subsuelo; pero también del tamaño del bucle de la antena y como de potente sea el aparato para gestionarla. El ruido electromagnético limita la calidad de los registros, de forma que gran parte del trabajo consiste en eliminarlo mediante filtros y distintos dispositivos de recepción. La presencia de rocas magnéticas puede hacer imposible la detección de agua si no se toman las debidas precauciones metodológicas a tal efecto.. Las propiedades de la frecuencia de Larmor (en hercios, fL) tiene aplicación directa en el campo de la hidrogeología. Cuando el pulso electromagnético (q) cesa, la energía absorbida por los protones es liberada y puede ser percibida por un dispositivo receptor, ya que se crea un campo electromagnético nuevo en la misma frecuencia. La energía liberada se traduce en un determinado voltaje (amplitud E_0) que tiende a cero con el tiempo de forma exponencial, llamándose a ese tiempo T_2^* que es constante para un determinado material. En el laboratorio la inversa de ese tiempo constante es igual a: $1/T_2^* = 1/T_1 + 1/T_2 + 0{,}5*\gamma\Delta H^+$ donde T_1 es la constante de tiempo longitudinal de la señal NMR en el eje magnético z, y que no se ve afectada por las heterogeneidades del campo magnético y el ruido electromagnético, siendo por tanto la más adecuada para determinar las características hidrodinámicas de los acuíferos. Por otro lado la constante de tiempo T_2 es el componente transversal de la señal NMR en el plano magnético x, y, siendo ésta la única componente de tiempo que es posible detectar en caso de terrenos con abundante magnetita, terrenos volcánicos y otros terrenos magnéticos; para ello hay que aplicar una determinada secuencia de pulsos conocida como *spin echo*. Con los dispositivos actuales únicamente es posible obtener T_2^* y T_2, pero no T_1,

para ello se requieren diferentes secuencias de registro que permiten estimar T_1, la más sencilla de las cuales es la secuencia de doble pulso. En esencia $T_2^* < T_2 < T_1$, pero en el caso ideal (medio sin ruido electromagnético), el valor de los tres es muy cercano. La duración del pulso (τ) debe de ser más corta que la constante de relajación (T_2^*), ya que en caso contrario la excitación pasaría desapercibida, y en el caso del aparato utilizado es de 40 milisegundos. La corriente máxima (I_0) depende de la tensión máxima (V) del dispositivo y de la impedancia de bucle (Z). La impedancia se administra principalmente por el factor de inductancia (grosor del cable, longitud de la antena), la cual depende del campo magnético terrestre que a su vez varia geográficamente (Bernard, 2007). Para una frecuencia de Larmor dada, se puede considerar que los datos son validos si las desviaciones en emisión y recepción se sitúan a ± 10 Hz de ésta. La permeabilidad está en función del tiempo de decaimiento y la amplitud inicial (E_0), que está directamente relacionada con la cantidad de agua (θ), según la ecuación siguiente: $K_{MRS} = Cpx\ \theta_{MRS}{}^{a}T^2_d$ en dónde: θ_{MRS} es la porosidad obtenida a partir de E_0, "a" puede ser 1 o 4 si se utiliza T_1 o T_2^*, y el coeficiente Cpx es un coeficiente geológico que tabulado por en Vouillamoz *et al*. (2007).

El 8 de marzo 2013 se procedió a realizar un sondeo a resonancia magnética nuclear en una terraza silvícola del terreno contiguo al pie de la escollera en su sector norte (**Mapa 1, Tabla 1**). La geometría de la antena fue la de un rectángulo de 20 m por 10 m ($S = 200\ m^2$), efectuando 2 vueltas de cable para aumentar la inducción del circuito. Con esta geometría y la resistividad del terreno se consiguió una profundidad de investigación de 20 metros según la relación siguiente: $Z = 1{,}5\ \sqrt{}\ S$. Dado que el sector presentaba un importante ruido electromagnético (5,8 μV) en existir líneas eléctricas cercanas, se utilizó un filtro Notch para eliminar los armónicos de 50 Hz. La frecuencia de Larmor (1948,9 Hz) se calculó ($fL = 0{,}04258\ B_0$) a partir de la medida del campo magnético total ($B_0 = 45457$ nT) con un magnetómetro de protones de la casa Geometrics (G-856AX). Los primeros 8 momentos del sondeo se efectuaron con una configuración de doble pulso y 256 iteraciones, en los cuales la amplitud obtenida (E_0) no superaba los 50 nV (**Gráfico 1a**). Los 3 momentos siguientes fueron de 64 iteraciones (a doble pulso) obteniendo algún valor con 150 nV de E_0 (**Gráfico 1a**). El último momento fue de 32 pulsos no consiguiendo señal de agua (bajo valor de amplitud $E_0 = 50$ nV) e interpretándose como substrato rocoso. La mayor parte de los tiempos de decaimiento de T_2^* obtenidos fueron cercanos o inferiores a los 140 ms (milisegundos). El modelo interpretativo arrojó un terreno con dos niveles acuíferos (**Gráfico 1b**), uno más superficial asociado a los materiales morrénicos con una porosidad media de un 9,75±2,77%, y de 14,7±6,67% para el nivel de transición. Las permeabilidades medias obtenidas fueron 0,58±0,72 m/día y 0,22±0,19 m/día para los materiales morrénicos y de transición respectivamente (**Gráfico 1c**), teniendo en cuenta un coeficiente $CPx = 5*10^{-9}$ (m/ms·s) que corresponde a gravas con limos (Vouillamoz *et al.* 2007) como el terreno glaciar estudiado.

3. CORRESPONDENCIA ENTRE LOS DATOS Y EFECTOS OBSERVADOS

En base a los ensayos de infiltrometría (C) y utilizando expresiones del tipo $C = K\ S^3$ (Custodio y Llamas, 2001, pag 571) es posible estimar la permeabilidad saturada (K) conociendo S, el grado de saturación (relación entre la humedad de terreno y su porosidad). Para $0{,}43 < C < 0{,}82$ m/día y en base a las humedades obtenidas $5{,}75 < H\% < 10{,}2\%$ con

porosidad SRM de 9,75±2,77% se obtiene 0,24 < $K_{INFILTRACIÓN}$ < 0,44 m/día. Por otro lado aplicando Darcy a la velocidad del flujo obtenida a partir de los ensayos de inyección (1,54 < V < 1,64 m/día), teniendo en cuenta los respectivos gradientes hidráulicos (15º y 9º) y la porosidad SRM anterior, se obtiene permeabilidades de 0,56 < $K_{TRAZADOR}$ < 1 m/día. Estos valores quedan dentro del rango de valores los obtenidos directamente con SRM (0,22±0,19 < K_{SRM} < 0,58±0,72 m/día), siendo éstos utimos más cercanos al valor de permeabilidad que se obtendría de aplicar Darcy al escenario esgrimido en el análisis retrospectivo, en base al cual el terreno habría presentado una permeabilidad de 0,13 m/día < K < 0,24 m/día para un gradiente de i = Tan [26º] y una porosidad de n_{SRM} = 9,75±2,77% para terrenos morrénicos.

4. CONCLUSIONES

Los ensayos de infiltración y de inyección arrojan permeabilidades que se encuentran dentro de los márgenes de confianza obtenidos con el sondeo a resonancia magnética (SRM), siendo las obtenidas por este último método más cercanas a las que se desvelan en el análisis retrospectivo de los acontecimientos. Si bien los ensayos de infiltrometría són relativamente sencillos y rápidos de ejecutar, tienen como inconveniente que solo pueden ser efectuados en afloramientos de superficie y habitualmente en zona no saturada. Por otro lado los ensayos de trazador requieren de una vía de inyección que no siempre se dispone y un tiempo de seguimiento que puede ser largo. Finalmente los SRM tienen la ventaja de poder obtener la permeabilidad directamente en un día de campo si se conoce la naturaleza del terreno.

5. AGRADECIMIENTOS

Agradecer a título póstumo la ayuda del Dr. Antonio Plata Bedmar en la interpretación de los ensayos e indicar la forma de proceder en materia de isótopos y analíticas del agua.

6. BIBLIOGAFIA

Bernard, J. (2007) Instruments and field work to measure a Magnetic Resonance Sounding; *Boletín Geológico y Minero*, 118, 3, 441-458

Copons, R. (2005) El relleu postglacial al Principat d'Andorra: Les dinàmiques de vessants i fluviotorrencials; *Horitzó*, 8, 26-33 (http://www.iea.ad)

Custodio, E. & Llamas, M.R. (1983) Hidrología subterranea. T.I. Ed: Omega, Barcelona, 571

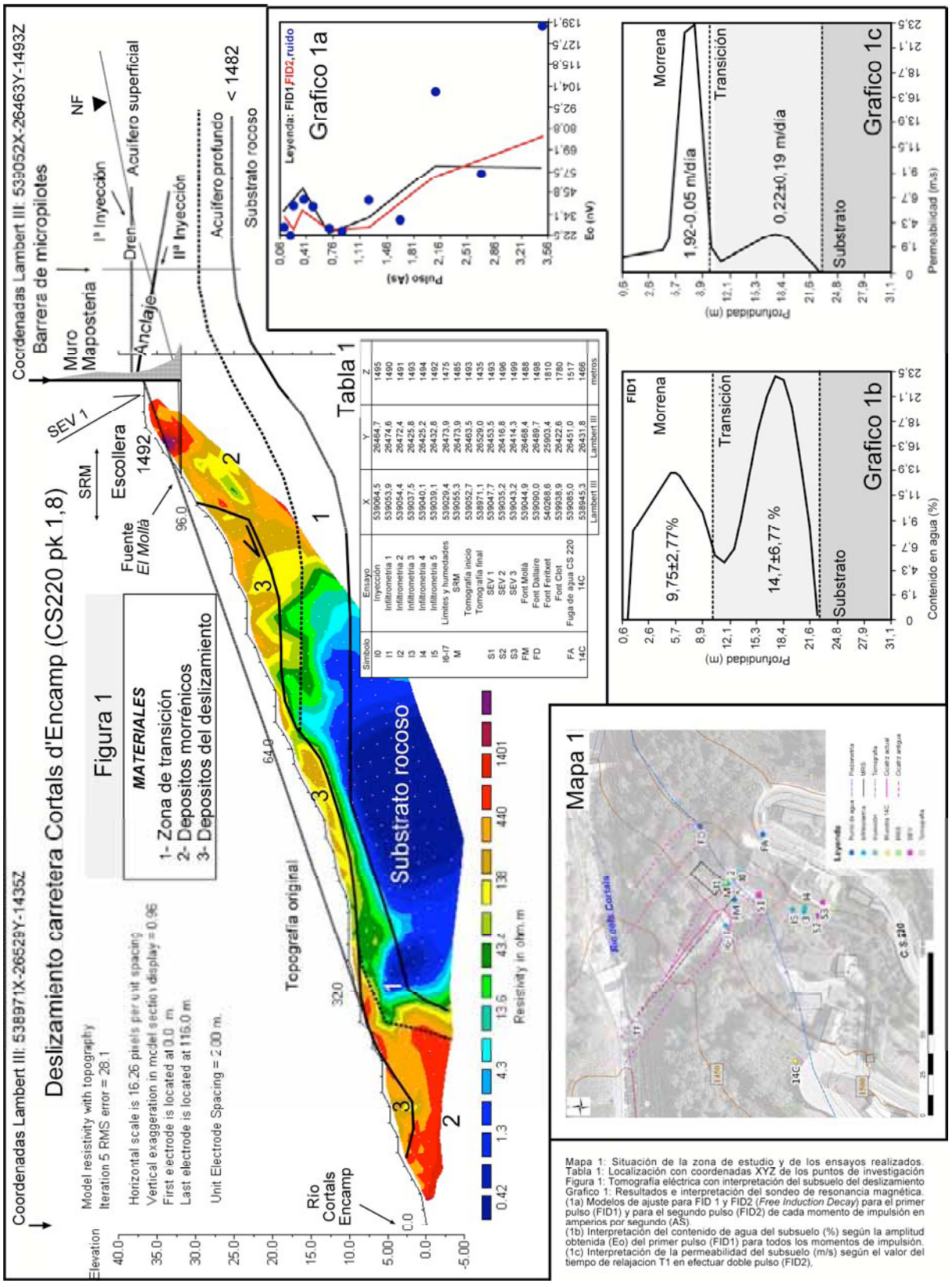
Gallego, N. (2004) Cadastre dels riscos naturals a Andorra: Recull de premsa entre els anys 1933 i 2002; *Horitzó*, 5, 16-27 (http://www.iea.ad)

Plata, A (1999) Manual de fugas y embalses. Monografía CEDEX, Serie Manuales y Recomendaciones, R-12. Madrid.

Lubczynski, M. & Roy, J. (2007) Use of MRS for hydrogeological system parametrization and modeling; *Boletín Geológico y Minero*, 118, 3, 509-530

Turu, V. & Planas, X. (2004) Probabilidad de estabilidad-inestabilidad mediante el cálculo del factor de seguridad para laderas en el Principat d'Andorra, Pirineo Oriental; VIII Reunión Nacional de Geomorfología, Toledo, 22-25 de septiembre del 2004, 367-378 (http://www.igeotest.ad/articles/docs/Esllavissaments%20FS.pdf)

Vouillamoz, J.M., Baltassat, J.M., Girard, J.F., Plata, J.L. y Legchenko, A. (2007) Hydrogeological experience in the use of MRS; *Boletín Geológico y Minero*, 118, 3, 531-550



Símbolo	Ensayo	X	Y	Z
I0	Inyección	539084.5	26464.7	1495
I1	Inlitrometria 1	539053.9	26474.6	1490
I2	Inlitrometria 2	539054.4	26472.4	1491
I3	Inlitrometria 3	539037.5	26425.8	1493
I4	Inlitrometria 4	539040.1	26425.2	1494
I5	Inlitrometria 5	539039.1	26432.8	1492
I6-I7	Límites y humedades	539029.4	26473.9	1475
M	SRM	539055.3	26473.9	1485
	Tomografía inicio	539052.7	26463.5	1493
	Tomografía final	538971.1	26529.0	1435
S1	SEV 1	538947.7	26453.5	1493
S2	SEV 2	539035.2	26416.8	1496
S3	SEV 3	539043.2	26414.3	1499
FM	Font Molla	539044.9	26488.4	1488
FD	Font Dallaire	539090.0	26489.7	1498
	Font Fontxet	540268.6	25903.4	1810
	Font Clot	539938.9	26422.8	1780
FA	Fuga de agua CS 220	539085.0	26451.0	1517
14C	14C	538945.3	26431.8	1466
		Lambert III	Lambert III	metros

Mapa 1: Situación de la zona de estudio y de los ensayos realizados.
Tabla 1: Localización con coordenadas XYZ de los puntos de investigación
Figura 1: Tomografía eléctrica con interpretación del subsuelo del deslizamiento
Grafico 1: Resultados e interpretación del sondeo de resonancia magnética.
(1a) Modelos de ajuste para FID 1 y FID2 (*Free Induction Decay*) para el primer pulso (FID1) y para el segundo pulso (FID2) de cada momento de impulsión en amperios por segundo (AS).
(1b) Interpretación del contenido de agua del subsuelo (%) según la amplitud obtenida (Eo) del primer pulso (FID1) para todos los momentos de impulsión.
(1c) Interpretación de la permeabilidad del subsuelo (m/s) según el valor del tiempo de relajacion T1 en efectuar doble pulso (FID2),

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

RESULTADOS PRELIMINARES DEL USO DE PIEZÓMETROS DE CUERDA VIBRANTE COMO HERRAMIENTA A CONSIDERAR PARA EL ESTUDIO DE LA GENERACIÓN DE DESLIZAMIENTOS EN MORRENAS GLACIARES.

Carles RAÏMAT[1], Mario ZARROCA[2], Marcel HÜRLIMANN[3], Jordi COROMINAS[3], Roberto LUIS-FONSECA[1].

[1] Geobrugg Ibérica S.A

[2] Departamento de Geologia, Universitat Autònoma de Barcelona, Bellaterra, E-08193, España.

[3] Universitat Politècnica de Catalunya

RESUMEN

Los depósitos glaciales del tipo morrena, suspendidos en forma de hombrera, yacentes sobre sustratos paleozoicos y terciario, en los valles Pirenaicos, son en su mayor parte inestables a medio y largo plazo. La evolución de estos depósitos desde el mismo momento en que se inició la retirada de los glaciares que los generaron ha sido la de inestabilizarse ya fuese en forma de deslizamientos rotacionales y/o flujos torrenciales.

La dinámica de laderas probablemente nunca había interferido como ahora con la actividad humana y muestra de ello son los cada vez más numerosos desastres generados con las lluvias en entornos de montaña. La actividad económica de la última década ha propiciado una descontrolada ocupación del territorio construyendo en zonas históricamente conocidas por la afectación de fenómenos torrenciales.

En el Barranc de Erill en la Vall de Boí, en el marco de una proyecto de investigación entre Forestal Catalana, Geobrugg y la UPC para el estudio de la aplicabilidad de las protecciones flexibles frente a flujos torrenciales, se ha instalado en la cabecera de la cuenca sobre depósitos morrénicos 5 piezómetros de cuerda vibrante a distintas profundidades en una misma vertical.

Los datos tomados automáticamente cada 6 horas durante los últimos dos años combinados con el registro en la propia cuenca de la precipitación pueden ser de gran utilidad para determinar la relación entre la precipitación y la infiltración en términos de presión de poro efectiva y por ende poder llegar a determinar las condiciones de presión de poro en el momento de la rotura del terreno.

1. INTRODUCCIÓN

Los factores que condicionan y desencadenan deslizamientos, que pueden además evolucionar a una corriente de derrubios, son múltiples y pueden concatenarse de manera compleja. Los factores condicionantes pueden ser de tipo estático, tales como la naturaleza, estructura y disposición de los materiales; o preparatorios-dinámicos, como la reducción de la resistencia al corte por alteración o por la variación de las condiciones piezométricas (Glade and Crozier, 2005).

Las variables asociadas a los movimientos en masa desencadenados por lluvias son varias. La complejidad en encontrar las probabilidades de alcanzar una profundidad de saturación crítica y por lo tanto pronosticar la ocurrencia de movimientos en masa desencadenados por lluvias es función de una gran cantidad de parámetros involucrados e íntimamente relacionados. Gostelow (1991) e Iiritano et al. (1998) consideran que la lluvia puede actuar de dos formas diferentes en la estabilidad de las laderas: por una parte (1) los eventos muy intensos que causan una reducción de la resistencia al cortante por reducción de la cohesión aparente generando movimientos en masa inicialmente superficiales o por otra parte (2) eventos de lluvia de larga duración que generan deslizamientos mucho más profundos en terrenos arcillosos y frecuentemente a lo largo de superficies de cizalla pre-existentes (Corominas, 2000). Determinar y monitorear los condicionantes preparatorios es fundamental, puesto que pueden suponer el paso de un situación estable a inestable. En tal situación, un factor externo como una sacudida sísmica o un episodio de precipitaciones puede llegar a desencadenar, de manera casi inmediata, una corriente de derrubios (Wang y Sassa, 2006). El monitoreo de las condiciones piezométricas en los depósitos potencialmente inestables puede mejorar sensiblemente la comprensión de la respuesta hidrogeología frente a los episodios de precipitación, especialmente en aquellos sistemas complejos que puedan albergar sistemas multiacuífero colgados. Por lo tanto, dicho monitoreo junto con el de las variables climáticas puede contribuir significativamente al desarrollo de sistemas de alerta temprana.

El principal objetivo de este trabajo ha sido determinar el patrón de flujo subterráneo en el seno de un depósito glaciar de tipo morrena en el sector del Valle de Boí, Pirineos (Lleida), y como dicho patrón condiciona sus condiciones de estabilidad. Se ha elegido este lugar puesto que en él queda un relicto de un potente depósito de tipo till, en el cual se han registrado eventos de corrientes de derrubios de grandes dimensiones (Luis-Fonseca et al. 2011, Raïmat et al. 2012), y porque existe escasa literatura respecto estudios detallados sobre las condiciones piezométricas de sistemas multiacuíferos para esta tipología de depósito. Para ello se han instalado una serie vertical de piezómetros de cuerda vibrante y un sistema autónomo para la adquisición de datos, durante un periodo de tiempo superior a 2 años. Adicionalmente se han recopilado datos de precipitaciones de casi 60 años y se han caracterizado geotécnicamente los materiales que componen el depósito mediante la ejecución de un sondeo mecánico, muestreos de campo y ensayos, tanto *in situ* como en laboratorio.

2. METODOLOGÍA

2.1. Contexto geológico

El valle de Boí se sitúa en la unidad estructural del Pirineo Axial (Fig. 1A). En la parte más alta de la cuenca, hasta la altura de la Farga, está compuesta por un sustrato granodiorítico. Los relieves más pronunciados corresponden a materiales devónicos, formados por calizas, calco-esquistos y calizas "griotte", alternando con niveles pizarrosos. Los relieves más suaves, como los de la cara sur de Taüll o Durro, corresponden a pizarras y areniscas cambro-ordovícicas y pizarras negras silúricas (Figura 1B).

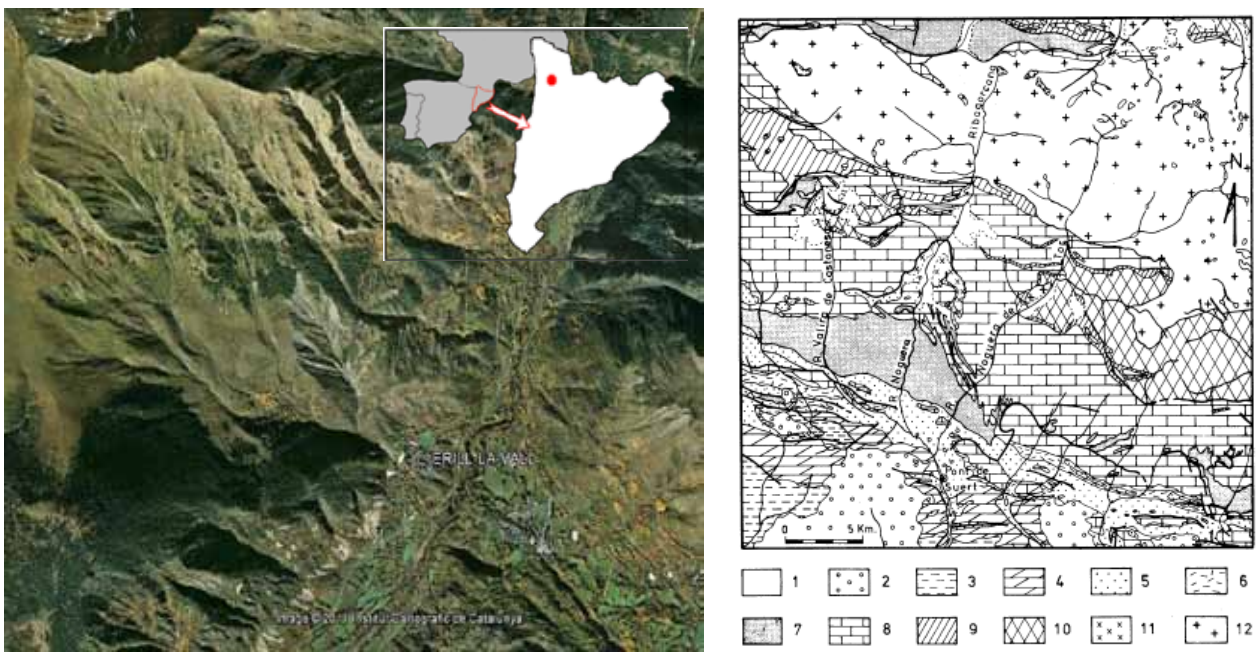


Fig. 1. (A) Localización de la cuenca del barranco de Erill, en la comarca de la Alta Ribagorça (Lleida). (B) Depósitos Cuaternarios; 2. Oligoceno; 3. Cretácico Superior; 4Jurásico y Cretácico Inferior; 5. Permo-Triásico; *6*. Carbonífero Post-Hercínico; 7. Carbonífero Pre-Hercínico; 8. Devónico; 9. Silúrico; 10. Cambro-Ordovícico; 11. Silicified homfels; 12. Granodiorita de la Maladeta (Zwart, 1972).

En la cabecera de la subcuenca del Barranco de Erill se encuentran los picos de l'Aüt (2.530 m) y d'Erill (2.514 m), localizándose el thalweg del Río Noguera de Tor a una cota de 1.165 m, a su paso por la población de Erill la Vall (Figura 1A). En el área también se encuentran formaciones cuaternarias que corresponden a coluviales de tipo canchal (Tarteres d'Erill), depositados al pie de la ladera del Faro d'Erill (2.061m) y depósitos aluviales de terraza de la Noguera de Tor. El barranc d'Erill-Barranc de Basco forma un cono de deyección en el límite SSW de la población de Eril la Vall que, asentada sobre materiales paleozoicos, queda ligeramente elevada respecto del vértice del cono. Colgados respecto de las citadas unidades activas quedan colgados relictos de depósitos glaciares y periglaciares. El techo del depósito de tipo morrena localizado al NNW de la población de Erill la Vall buza unos 18º SSE hacia la dirección de valle y su relieve local es de casi 500 m. En su flanco E se observa la cicatriz de resultado de varios eventos de corriente de derrubios, que deja expuestos los materiales de

tipo till que componen el depósito y que constituyen la principal área fuente del cono de deyección de Erill la Vall.

El till del NNW de Erill la Vall está formado por una **Unidad Inferior,** constituida por una diamictita compacta de matriz limo-arenosa, de color gris claro. Soporta bloques, cantos rodados y gravas glaciagénicas de granito, esquisto y cuarcita. También incluye alternancias de niveles lenticulares de lutitas y arenas, algunos de ellos con la laminación deformada. Hacia el techo de esta unidad, la matriz es arenosa, con niveles de lutitas laminadas y gravas lavadas, y la disposición de los bloques morrénicos es a contrapendiente (Vilaplana,JM; 1983). La **Unidad Intermedia** se dispone discordante, en contacto erosivo, sobre la unidad inferior. Está formada por un sedimento compacto con matriz lutítica gris-azulada, con cantos rodados y gravas estriadas. La litología es similar a la de la unidad inferior. Incluye bloques que se encuentran orientados siguiendo un plano inclinado buzando SSE, hacia el valle, circunstancia que sugiere una estructura de plano de cizalla producido sub-glacialmente por la compresión del glaciar (Vilaplana,JM; 1983). Hacia el techo de esta unidad, y coincidiendo con los llanos de "Les Bordes d'Erill", se aloja un nivel de escasa potencia asociado a depósitos de ladera más recientes, que se interpretan como removilizaciones de depósitos morrénicos de glaciaciones anteriores. Por último la **Unidad Superior** está formada por depósitos petrológicamente, texturalmente y estructuralmente equivalentes al techo de la unidad inferior.

2.2. Climatología y Meteorología

Los datos meteorológicos recopilados y analizados han sido facilitados por AEMET (Agencia Estatal de Meteorología), ENDESA (Empresa Nacional de Energía) y METEOCAT (Servei de Meteorología de Catalunya), además de los registrados directamente por la estación instalada en la propia cuenca del barranco de Erill por parte del Convenio de Investigación entre Forestal Catalana S.A., Centre Tecnològic Forestal, Universidad Politécnica de Catalunya y Geobrugg (Tabla 1).

Estación meteorológica	Cota (m s.n.m.)	Localización		Periodo observación
		Long (º)	Lat. (º)	
Erill-La-Vall (9740[a])	1.280	50..1	4231..	Mayo 1924 – Abril 1936
Boí Central (PR9741)	1.096	48133	423022	Enero 1951 – Septiembre 1959
				Junio 1967 – diciembre 1997
Senet (Pr 9734)	1.093	43561	423238	Diciembre 1912
				Octubre – Diciembre 1915
				Enero 1917 – Noviembre 1931
				Diciembre 1949
				Enero 1952 – Diciembre 1991
Vilaller (9736)	960	42341	422734	Enero 1951 – Diciembre 1991
Llesp (PR 9744)	1.090	47101	422942	Enero 1967 - 1979

Tabla 1. Estaciones meteorológicas de las que se dispone registros.

En base a los datos de precipitación recopilados, correspondientes a 58 años completos durante el periodo 1928-2012, la precipitación anual media se sitúa en los 1.081,6 mm, siendo la mayoría en forma de lluvia. El año más seco de la serie fue 1998 con 526,2 mm y el más lluvioso 1977 con 1.961,0 mm. En base a la media es posible representar los diferenciales de precipitación (Figura 2), en la que se puede identificar el régimen deficitario o de diferencial negativo de los últimos 10 años. Dicho déficit ha sido del orden de 150-180 mm para el periodo de monitoreo mediante piezómetros.

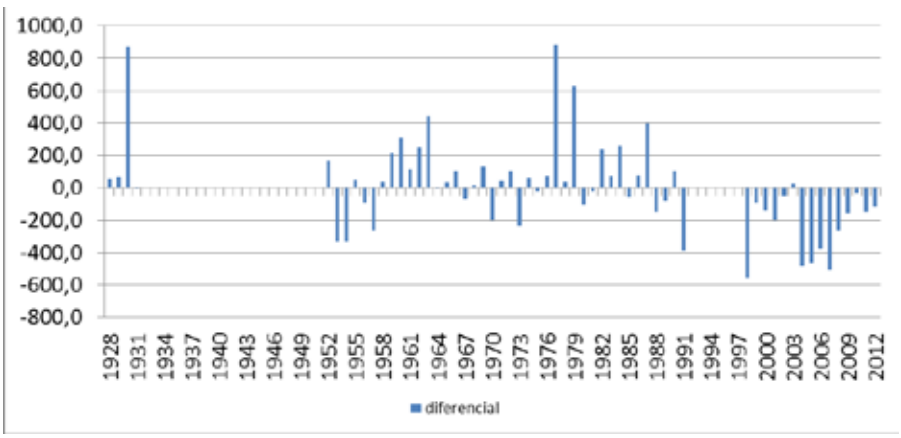


Fig. 2 Precipitación anual respecto a la precipitación media.

2.3. Reconocimiento del subsuelo e instrumentación.

Durante el mes de enero de 2011 se perforó un sondeo con recuperación continua de testigo hasta una profundidad de 55 m. En sondeo se ubicó en el llano de Les Bordes, sobre la Unidad Intermedia y a una cota de 1.600 m. Dicha perforación atravesó el depósito de till y se empotró en el zócalo paleozoico una profundidad de 8 m. En el interior de los sondeos, y coincidiendo con los niveles de mayor permeabilidad, se ejecutaron ensayos de conductividad hidráulica de tipo Lefranc, de carga variable.

En el interior del sondeo se instalaron 5 piezómetros de cuerda vibrante equipados con termistor (Slope Indicator). Dichos instrumentos registran las variaciones en la presión ejercida por el fluido sobre una membrana alojada en su interior, transduciendo las variaciones en la frecuencia de vibración de un filamento de acero, adherido a dicha membrana. Los piezómetros se instalaron coincidiendo con distintos niveles de alta permeabilidad relativa. El objetivo fue determinar si los niveles estaban conectados hidráulicamente y actuaban como un único nivel piezométrico, o bien si el depósito glaciar se comportaba como un sistema acuífero multicapa. Para evitar la posible conexión hidráulica entre las distintas unidades auscultadas, favorecida por la propia perforación y el cableado de los piezómetros por un lado el espacio anular se inyectó mediante una lechada a baja presión de cemento-bentonita (Vaughan, 1969; McKenna, 1995; Contreras, et al., 2008). Se perseguía obtener un medio en el que la conductividad hidráulica vertical fuera mínima (la columna de lechada entre niveles es métrica o decamétrica), mientras que la horizontal resultara garantizada (el espacio anular es de escasos centímetros), al mismo tiempo que se dotaba el

sistema de piezómetros de cuerda vibrante extremadamente sensibles a las variaciones en las presiones intersticiales. Por lo tanto, tras un periodo de estabilización que puede ser superior al que se obtiene mediante instalaciones a base de filtros-drenes de arena y sellos de bentonita, la respuesta a las variaciones piezométrica es prácticamente instantánea. Los piezómetros más superficiales (3 y 9 m) se calibraron para rangos de presión 3,5 bar, mientras que los más profundos se calibraron para 7,0 bar. La precisión esperable es de ±0.1% del factor de escala.

Los datos de piezometría y temperatura fueron adquiridos y almacenados mediante unidades MiniLogger y Quattrologer (Slope Indicator), sistemas monocanal y tetracanal respectivamente. El monitoreo se inició el 19/05/2011, con una frecuencia de 4 lecturas diarias. Dado que las mediciones de frecuencia de vibración registradas mediante los piezómetros son termo-dependientes, los valores de temperatura ofrecidos por los termistores se utilizaron para compensar dicho efecto, permitiendo así la normalización de las lecturas. La compensación por efecto de la presión atmosférica no fue necesaria puesto que los piezómetros inyectados configuran un sistema cerrado, es decir, sobre la membrana sólo actúa la presión del agua subterránea.

Adicionalmente se muestrearon los materiales expuestos en la cicatriz localizada al E del sondeo (Figura 3). Las muestras representativas se seleccionaron coincidiendo con aquellos niveles que correlacionaban con los atravesados por el sondeo y en los que se instalaron los piezómetros de cuerda vibrante. Las muestras obtenidas se analizaron para determinar su humedad natural, límites de Atterberg y huso granulométrico.

Los datos de precipitación local fueron registrados por una estación meteorológica automatizada, instalada en la propia subcuenca del barranco de Erill en el marco del Convenio de Investigación entre Forestal Catalana S.A., Centre Tecnològic Forestal, Universidad Politécnica de Catalunya y Geobrugg. Los valores se midieron de forma continuada, con una medición cada hora pero se representaron de forma que pudieran ser comparados con los piezómetros a la misma escala temporal. La correlación de los registros de precipitación local y piezometría deberían permitir establecer la respuesta hidráulica de las distintas unidades acuíferas albergadas en el depósito de till frente a dichas precipitaciones. Mediante el análisis de dichas relaciones se ha pretendido definir el patrón de circulación de agua subterránea en el seno del depósito.

3. RESULTADOS

3.1. Caracterización geomecánica

La ejecución de un sondeo mecánico permitió identificar y caracterizar los distintos niveles que componían el depósito de till. La columna estratigráfica determinada, así como los resultados de los ensayos de conductividad hidráulica Lefranc y la cota a la que se instalaron los piezómetros de cuerda vibrante se representa en la Figura 3. Los materiales atravesados fueron principalmente arcillas arenosas, con intercalaciones de niveles de gravas gruesas. Se identificaron hasta 4 niveles de gravas, dos más superficiales de potencia limitada (2 m) y dos más profundos de mayor espesor (4-5 m). La conductividad hidráulica, determinada mediante ensayos Lefranc, fue del orden de $6 \cdot 10^{-6} – 6 \cdot 10^{-7}$ m/s para los tramos arcillo-arenosos y de $2{,}6 – 9 \cdot 10^{-5}$ m/s para las unidades de gravas.

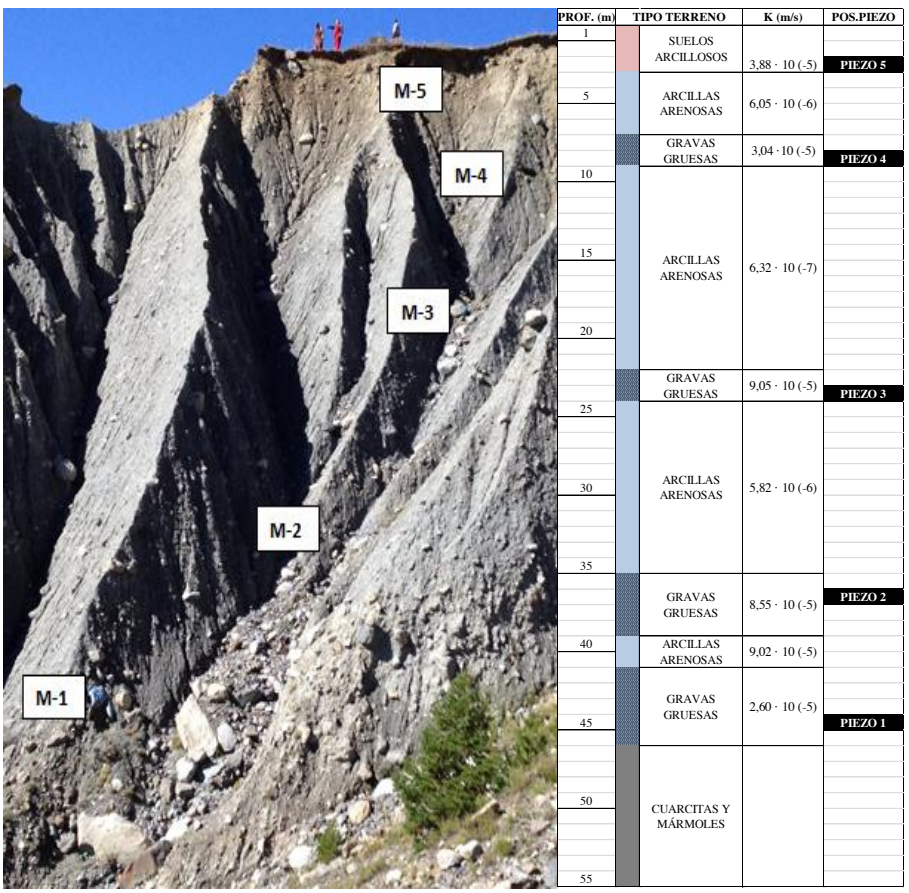


Fig.3. (A) Vista oblicua del afloramiento de la Unidad Intermedia y zonas de muestreo (B) Registro de los materiales atravesados por el sondeo, resultados de los ensayos de conductividad hidráulica Lefranc y profundidades a las que se instalaron piezómetros de cuerda vibrante.

Los principales niveles atravesados mediante el sondeo mecánico fueron correlacionados con los expuestos en la cicatriz localizada a 15 m al E del sondeo (Figura 3). En dicho

afloramiento se muestrearon los niveles que se correspondían con aquellos en los que se instalaron los piezómetros de cuerda vibrante. Los resultados de las determinaciones de humedad natural y límites de Atterberg (Tabla 2), así como de su análisis granulométrico (Figura 4), ponen de manifiesto que se trata de materiales predominantemente granulares y de baja plasticidad.

Identificación muestra	Profundidad (m)	Humedad natural (%)	Límites de Atterberg	
			LL	IP
M-5	3	0,9		No plástica
M-4	7	0,4		No plástica
M-3	15	0,4	20,2	6,9
M-2	27	0,3	20,2	6,5
M-1	33	0,3		No plástica

Tabla 2. Estado de humedad natural mediante secado en estufa (según norma UNE 103300:1993) y límites de Atterberg (según norma UNE 103103:94 y 103104:93), de las muestras obtenidas sobre los materiales expuestos en la cicatriz localizada al E del sondeo UNE 103101:1995.

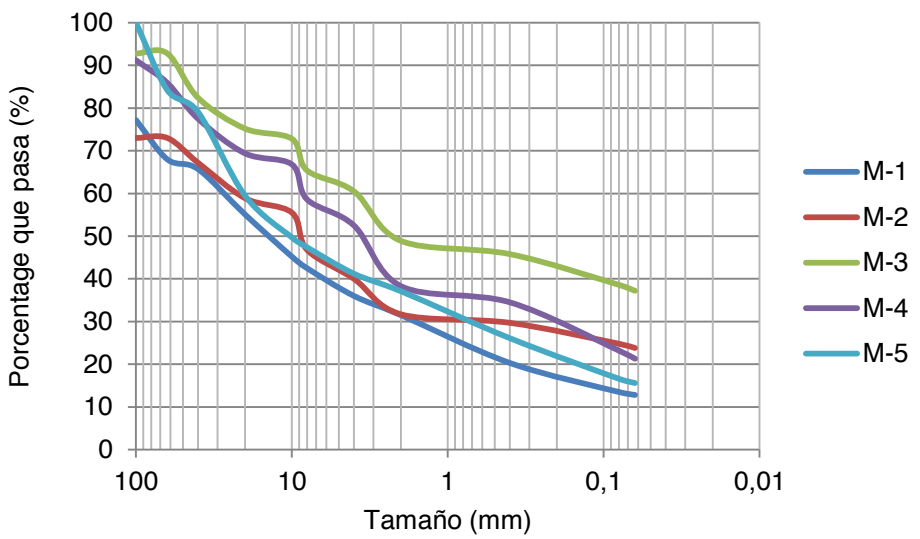


Figura 4. Curvas obtenidas mediante análisis granulométrico por tamizado (según norma UNE 103101:1995) para las muestras en Tabla 1.

3.2 Monitoreo e interpretación de la relación entre los niveles piezométricos y la precipitación local

Durante el periodo de observación, tras un lapso de estabilización de 1-2 meses, se ha constatado que los tres piezómetros instalados a menor profundidad (3, 9, y 23 m) has resultado sensibles a las precipitaciones, registrando variaciones piezométricas coherentes

tras los episodios de lluvia (Figura 5). La amplitud de la variación piezométrica ha sido similar para todos los piezómetros, en torno a los 20 kPa, equivalentes a 2 metros de columna de agua. Por el contrario, los piezómetros instalados a mayor profundidad (36 y 44 m) presentan variaciones piezométricas mínimas, manteniéndo siempre valores muy próximas a 0 kPa, que no parecen guardar relación alguna con dichos episodios de precipitación (Figura 5). Tal circunstancia pone de manifiesto que, mientras los niveles más superficiales (3, 9, y 23 m) han registrado presiones intersticiales positivas, es decir han entrado en carga hidráulica, los niveles más profundos (36 y 44 m) no lo han hecho. Los valores negativos de presión registrados pueden responder a ligeros cambios de humedad en el área circundante al piezómetro (los piezómetros instalados pueden llegar a medir presiones negativas de hasta 35 kPa); al hecho de que los piezómetros se calibran en condiciones de laboratorio a 1 atm y, a una altura de 1.600 m, la desviación del 0 relativo sería de hasta casi 20 kPa, y/o a cierta deriva del transductor de cuerda vibrante debida a la relajación del filamento de acero.

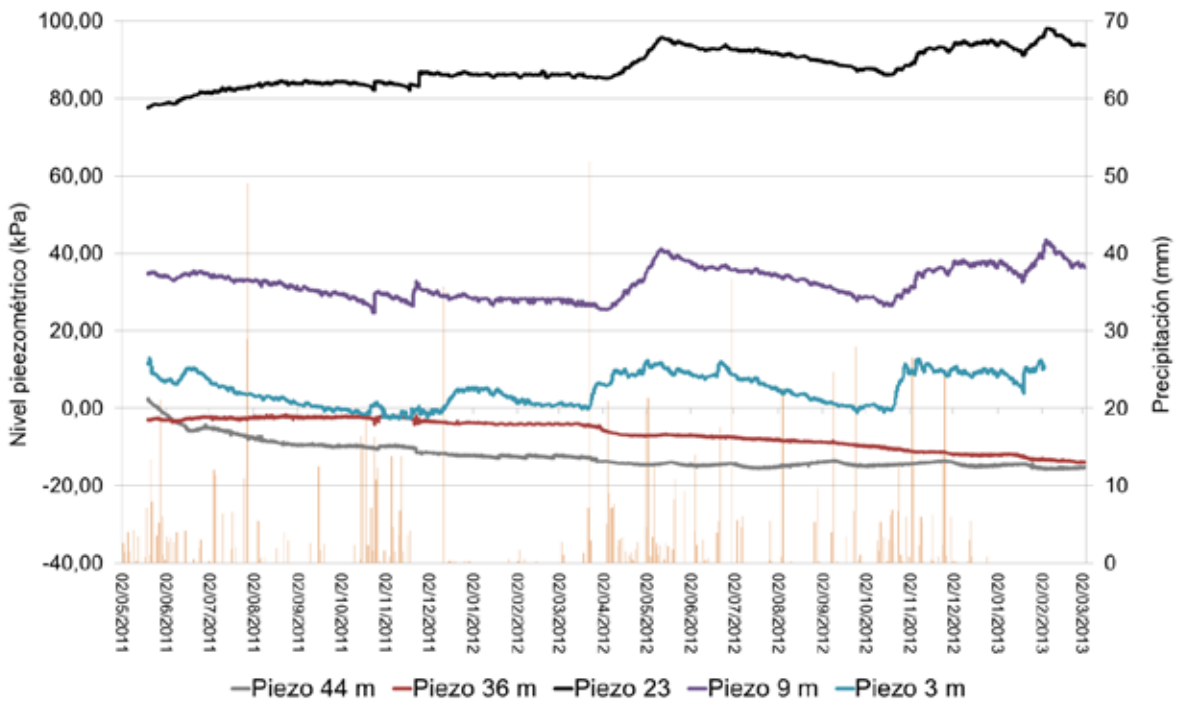


Fig. 5 Representación gráfica de la precipitación diaria nivel piezométrico registrada por la estación automatizada instalada en la subcuenca del barranco de Erill y piezómetros de cuerda vibrante.

De la observación de los valores absolutos de nivel piezométrico (Figura 5) se desprende que la conexión vertical entre las distintas unidades permeables es limitada y, por lo tanto, los niveles de gravas (de 7-9 m y de 22-24 m) actúan como acuíferos colgados, mientras que el nivel superficial lo hace como libre. No obstante, cuando se comparan los comportamientos de los piezómetros con respecto a la precipitación, se observa como los piezómetros situados a 3, 9 y 23 metros de profundidad muestran una respuesta similar, experimentando aumentos

en su nivel piezométrico tras las precipitaciones (Figura 6), de respuesta casi inmediata en el más superficial (t1) y algo más espaciada en el tiempo para los otros dos (t2 y t3). Tras un incremento rápido en el nivel piezométrico (carga), la presión se disipa con mayor lentitud, durante periodos de tiempo que suelen ser del orden de 3 veces superiores (descarga). En cuanto a la amplitud de la variación piezométrica (Δp) es similar, si bien para el piezómetro a 9 m de profundidad es algo superior (Δp2) (Fig.6).

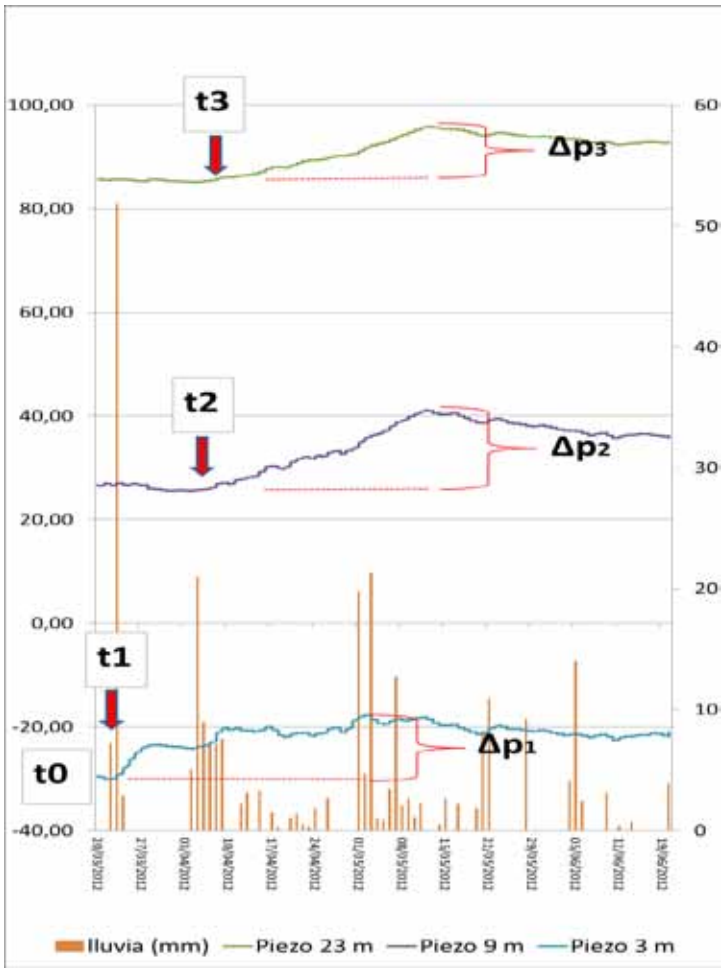


Fig. 6 Ejemplo real de la respuesta de los piezómetros superficiales tras los episodios de lluvia.

4. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se deduce que el depósito de till presenta un patrón de circulación de agua subterránea complejo. A diferencia de lo que podría suponerse para un depósito de materiales más o menos homogéneo y de permeabilidad moderada, la circulación vertical de agua subterránea parece limitada y la mayor parte del flujo es canalizada por niveles de gravas permeables y de reducido espesor. Teniendo en cuenta la sensibilidad de los niveles piezométricos a las precipitaciones locales, todo parece indicar que las zonas de recarga están muy próximas y que la circulación de agua subterránea responde a flujos muy locales. En tales condiciones, si se tratase de un depósito homogéneo en el que la saturación se produce por infiltración de agua de lluvia, se requerirían episodios de lluvia de gran magnitud para inducir presiones intersticiales que llegaran a comprometer la resistencia al corte de los materiales. Por el contrario, al tratarse de un sistema acuífero multicapa compuesto por unidades acuíferas de limitado espesor, precipitaciones muy inferiores pueden hacer entrar en carga hidráulica a dichos niveles y provocar localmente presiones intersticiales elevadas en los niveles arcillosos que los confinan.

El espesor de los niveles permeables de gravas parece también un factor fundamental. Los niveles más superficiales de reducido espesor (2 m) han respondido a precipitaciones moderadas con aumentos del nivel piezométrico de hasta 2 metros de columna de agua; por el contrario, los niveles más profundos y potentes (4-5 m) no han experimentado carga hidráulica para dichas precipitaciones. Cabe señalar que los piezómetros se instalaron entre a unos 2 metros por encima de la cota del muro y, por lo tanto, el hecho de que los piezómetros no hayan registrado variación piezométrica no descarta que dichos niveles la hayan experimentado.

La cinemática de los movimientos en masa estará pues condicionada por la existencia de niveles de gravas permeables. Su configuración y potencia actuarán como factores pre-condicionantes de los movimientos y dicho criterio debería ser tenido en cuenta en la modelización de las condiciones de estabilidad del depósito. De este modo, episodios de lluvia moderados podrían hacer entrar en carga hidráulica los niveles más superficiales de escasa potencia y desencadenar corrientes de derrubios con planos de rotura a escasa profundidad. Episodios en los que se acumulen importantes lluvias antecedentes, que llegaran hacer entrar en carga hidráulica los niveles profundos de mayor potencia, podrían actuar como factores preparatorios de eventos con superficies de rotura más profundos, que incluso podrían llegar a movilizar el depósito en todo su espesor. En tales condiciones, puede ser de gran utilidad determinar los incrementos en las tasas de presión de estos niveles confinados profundos, vinculadas a copiosos episodios de lluvia. Este análisis pudiera permitir aplicar el backanalisis a episodios lluviosos registrados en el último siglo en la misma cuenca y que se conoce dieron lugar a importantes deslizamientos y de ahí obtener los valores de presión críticos para la gestión de un sistema de alerta temprana.

BIBLIOGRAFÍA

Contreras, Grosser, and Ver Strate, 2008. "The Use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installation, " Geotechnical News, pp 30 - 37, Vol 26, June 2008.

Corominas, J. 2000. El clima y sus consecuencias sobre la actividad de los movimientos de ladera en España. Rev. C & G., 20 (3-4), 89-113.

Glade, T. & M.J. Crozier (2005). A review of scale dependency in landslide hazard and risk analysis. In: . In: Glade, T., Anderson, M. & M. Crozier (Eds): Landslide hazard and risk.- Wiley, Chichester 75-138

Gostelow T.P.(1991) – Rainfall and Landsfides. In " Prevention and Control of Landslides and other Mass Movements". CEC Report EUR 12918 EN: 37-53, Luxembourg.

Iiritano, G., Versace, P. and Sirangelo, B (1998) Real time estimation of hazard for landslides triggered by rainfall. Envíronmental Geology, 35 (2/3), 175-183

Luis-Fonseca R., Raïmat C., Hürlimann M., Abancó C., Moya J., Fernández J. (2011). Debris-flow protection in recurrent areas of the Pyrenees. Experience of the VX systems after the output results collected in the pioneer monitoring station in Spain. 5th Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation, Padua, 1063-1071.

McKenna, G.T, (1995). Grouted-in Installation of Piezometers in Boreholes, Geotechnical Journal 32, pp 355-363, 1995.

Raïmat C., Hürlimann M., Corominas, J., Luis-Fonseca R., Moya, J., (2012). Reconstrucción de la frecuencia de corrientes de derrubios en el Barranco de Erill (Lleida). XII Reunión Nacional de Geomorfología, Santander, p. 77-80.

Vaughan, P. R , "A Note on Sealing Piezometers in Boreholes", Geotechnique 19, No 3, pp 405-413, 1969.

Vilaplana, J.M. 1983 a. Estudi del glaciarisme qziaternari de les altes valls de la Ribagorga. Tesi Doctoral, Departament de Geomorfologia i Tectonica. Facultat de Geologia.

Wang, HB and K Sassa. 2006. Rainfall-induced landslide hazard assessment using artificial neural networks. Earth Surface Processes and Landforms, 31(2):235-247.

Zwart, H.J. 1972. «Geological Map of the Pyrenees)) 1:200.000, Leiden, Geological Institut of Leiden University.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

EMPLEO DE UNA PLATAFORMA AÉREA LIGERA NO TRIPULADA (UAV) Y TÉCNICAS FOTOGRAMÉTRICAS PARA EL ESTUDIO DE UNA ZONA INESTABLE EN LA GUARDIA DE JAÉN

Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO[1], José L. PÉREZ GARCÍA[1], Andrés LÓPEZ ARENAS[1], José M. GÓMEZ LÓPEZ[1], Mario SÁNCHEZ GÓMEZ[2], Francisco J. CARDENAL ESCARCENA[1], Jorge DELGADO GARCÍA[1] y Antonio M. PÉREZ DE LA TORRE[3]

[1] Grupo Sistemas Fotogramétricos y Topométricos (TEP 213 PAIDI). Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén

[2] Grupo Riesgo Sísmico y Tectónica Activa (RNM 170 PAIDI). Departamento de Geología
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén

[3] Jefe de la Sección de Conservación y Explotación de Carreteras, Infraestructuras Municipales, Area de Infraestructuras y Servicios Municipales
Diputación Provincial de Jaén

RESUMEN

En este trabajo, se presenta la evolución de un flujo de barro en las inmediaciones de La Guardia (Jaén) a partir del análisis de fotografías adquiridas mediante una plataforma aérea no tripulada (UAV) en noviembre de 2012 y las de un vuelo previo de 2010. La orientación del vuelo UAV se ha llevado a cabo mediante el empleo de puntos de control medidos sobre el terreno con GPS, mientras que en el vuelo previo se han utilizado los parámetros de orientación directa y puntos de control de segundo orden, extraídos del vuelo UAV que se toma como referencia. A partir de ahí, se han obtenido los MDE por correlación automática y las ortofotografías, que han permitido medir, respectivamente, desplazamientos verticales y horizontales del terreno, por comparación de los datos de las dos campañas de observación. Se han detectado desplazamientos significativos entre ambas, relacionados con las lluvias que se han producido en la zona.

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de las técnicas fotogramétricas en el estudio de movimientos de ladera y, especialmente, en el seguimiento de su evolución, está cada vez más extendido (Walstra et al., 2004; Brückl et al., 2006; Cardenal et al., 2006; DeWitte et al., 2008; Corsini et al., 2009; Kasperki et al., 2010; Prokesova et al., 2010; Fernández et al., 2011). En estos estudios, la orientación de los vuelos está basada en técnicas de aerotriangulación y ajuste de bloques, utilizando un reducido número de puntos de control capturados con GPS. Una vez orientados los vuelos, se obtienen los MDE por correlación automática, y a partir de ahí, se pueden abordar aproximaciones de tipo cuantitativo como la obtención de MDE diferenciales entre campañas, perfiles topográficos, cálculos volumétricos y vectores 3D de desplazamiento, así como observaciones de tipo cualitativo para la caracterización de los movimientos.

Por su parte, los vehículos aéreos no tripulados (UAV) , que comenzaron a utilizarse en el ámbito militar, han ido ampliando sus campos de aplicación al ámbito civil (Cox et al., 2004; Nonami, 2007), como en agricultura de precisión (Jiménez-Berni et al., 2008; Grenzdorffer et al., 2008), protección civil, incendios (Maza et al., 2011) y últimamente en la ingeniería, el medio ambiente y los estudios del terreno (Longo et al., 2004). En el caso de los movimientos de ladera, el empleo de los UAV va desde el apoyo a otras técnicas de detección remota (Gong et al., 2010), la realización de inventarios mediante fotointerpretación (Lin et al., 2010), el estudio de los efectos de eventos catastróficos (Yeh et al., 2011) o la evaluación de la exposición de edificaciones o infraestructuras al riesgo de deslizamientos (Liu et al., 2011). En otros casos, se abordan análisis más complejos elaborando modelos digitales del terreno y ortofotografías de varias campañas, lo que permite estudiar la evolución de los movimientos midiendo desplazamientos verticales y horizontales (Niethammer et al., 2012) o analizando las fisuras en la masa movilizada (Stumpf et al., 2013).

En este trabajo se ha empleado un UAV para capturar información del terreno de forma rápida al tiempo que de gran precisión y resolución. A partir de las fotografías tomadas a una altura se obtienen los modelos estereoscópicos que permiten, por un lado, la observación de detalle de los rasgos del terreno; y por el otro, la elaboración de modelos digitales del terreno y ortofotografías. Comparando los datos de una campaña realizada en noviembre de 2012 y un vuelo fotogramétrico de 2010, se puede estudiar la evolución de un flujo de tierras y avanzar algunos datos sobre su actividad y diacronía (WP/WPL, 1993, Chacón et al., 2010).

2. ZONA DE ESTUDIO Y MOVIMIENTOS DE LADERA

La zona se localiza en el término municipal de La Guardia de Jaén (Figura 1), en terrenos agrícolas existentes entre dicha población y la ciudad de Jaén, en una ladera sobre la autovía A-44, que presenta un gran número de evidencias de movimientos de ladera (Fernández et al., 2012 b). La mayor parte de los mismos corresponden a flujos de barro (Varnes,, 1978), como el estudiado (Figura 2), aunque también aparecen deslizamientos. Todos ellos se encuentran situados sobre las denominadas Unidades del Guadalquivir

(García-Rosell, 1973), un conjunto de materiales de estructura compleja y naturaleza discutida, en los que predominan según los sectores: evaporitas y lutitas del Triásico, margas y arcillas del Cretácico-Paleógeno de afinidad subbética, o sedimentos margosos-arcillosos del Mioceno Inferior pertenecientes a la cuenca del Guadalquivir.

En esta zona, las Unidades del Guadalquivir se encuentran cabalgadas por las Unidades Intermedias Béticas, representadas por potentes series de calizas tableadas del Jurásico Medio (Navarro et al., 2012), que forman un relieve prominente. Dicho cabalgamiento está cortado por fallas normales de orientación NNW-SSE. Tanto el uno como las otras presentan evidencias geomorfológicas y sísmicas de actividad (Sánchez-Gómez et al., 2008; Peláez et al., 2005), por lo que pueden relacionarse con la elevación de los relieves y con la desestabilización última de las laderas. El contacto está jalonado por pequeños abanicos aluviales, potentes pies de ladera y travertinos, asociados a surgencias al pie de las calizas jurásicas. La mayor parte de los travertinos de la zona aparecen involucrados en los paleomovimientos, indicando una relación directa entre éstos y las surgencias. En el caso estudiado, sobre las arcillas y margas deslizadas, se observan costras travertínicas de varios decímetros evidenciando una surgencia de agua de forma más o menos continua.

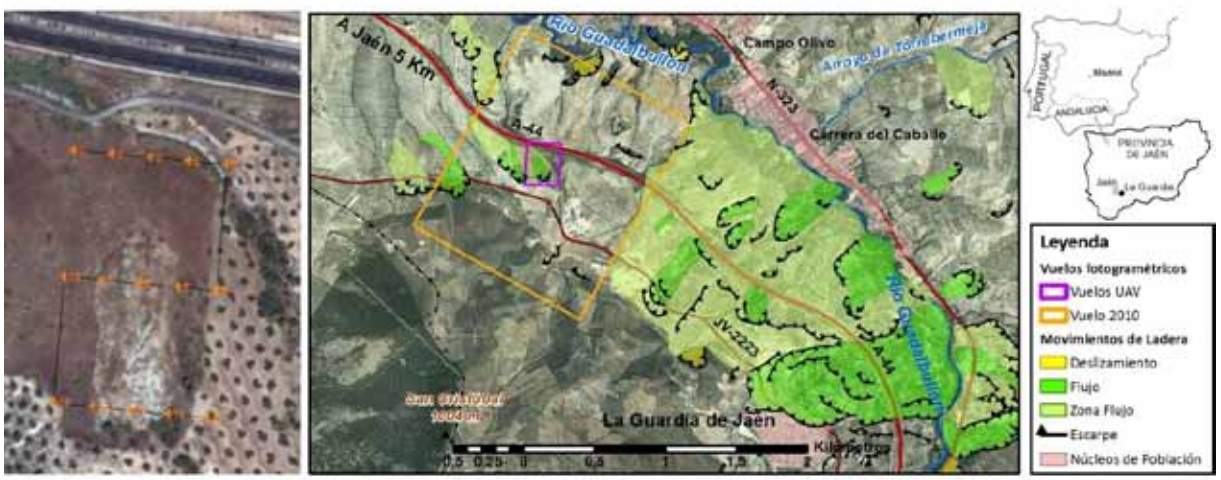


Figura 1. Localización de la zona y distribución de los vuelos. Izquierda: Planificación del vuelo UAV.

2. METODOLOGÍA

La metodología desarrollada está basada en las técnicas de fotogrametría digital, empleadas en anteriores trabajos (Cardenal et al., 2006; Fernández et al., 2011), aunque con variantes específicas del empleo de UAV. Se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Adquisición de los datos: planificación y ejecución del vuelo UAV.
2. Georreferenciación y orientación de los vuelos.
3. Obtención de los MDE y las ortofotografías.
4. Comparación entre las campañas de observación



Figura 2. Movimiento de ladera estudiado.

3.1. Adquisición de los datos: planificación y ejecución del vuelo UAV

Para el estudio, se ha dispuesto de dos vuelos fotogramétricos de alta precisión y resolución, uno de ellos realizado con un UAV en noviembre de 2012, y otro, combinado de cámara y LiDAR, correspondiente a 2010. Las características de los vuelos se muestran en la Tabla 1 y su distribución en la Figura 1.

Campaña	Bandas	Formato	Pixel terreno	LiDAR
2012	RGB	Digital	0,03 m	No
2010	RGB-NIR	Digital	0,20 m	Si

Tabla 2. Propiedades de los conjuntos de datos y vuelos fotogramétricos.

El vuelo del mes de noviembre de 2012 se ha realizado con un UAV ligero, concretamente el modelo Falcon 8 de ASTEC, provisto de GPS, sistema inercial (IMU) y 8 rotores, lo que permite una adecuada estabilización en el aire (Figura 3). Se controla remotamente con una estación móvil de campo, aunque el vuelo puede ser programado con un sistema de navegación por coordenadas (way point navigation). Tiene un peso de unos 2,2 Kg e incorpora una carga de hasta 750 g, incluyendo las baterías y la cámara fotográfica, en este caso una Sony Nex-5N (14,2 mp). La autonomía de vuelo es de hasta 20 minutos.



Figura 3. UAV modelo Falcon 8 de ASTEC.

La planificación del vuelo, previa a su ejecución y una vez reconocido el terreno, se ha realizado mediante el software de navegación por coordenadas, adquirido junto a la plataforma ASTEC Falcon 8. A partir de los parámetros suministrados (entre otros, la altura y ángulo de observación, número de pasadas, disparos por pasada, solapamientos y punto de inicio) se obtiene la planificación del vuelo, almacenada en un archivo KML, y que debe ser analizada para ver si el recubrimiento de la zona es correcto. La planificación del vuelo se muestra en la Figura 1. En este caso, para cubrir una zona de unos 250 x 100 m con un tamaño de pixel centimétrico (2,5 cm), se hace necesario volar a unos 90 m, lo que produce un total de unas 15 fotografías distribuidas en 3 pasadas transversales al movimiento, para evitar diferencias de altura excesivas en cada una (Tabla 2).

Para poder comparar con datos previos, se ha recurrido a un vuelo de 2010, combinado de cámara digital (Z/I DMC) y sensor LiDAR (Leica ALS50-II), con sistema inercial GPS/IMU para la orientación directa del vuelo, que proporciona un pixel de 20 cm.

3.2. Georreferenciación y orientación de los vuelos

Para la orientación del vuelo UAV ha sido necesario levantar una serie de puntos de apoyo fotogramétrico, en concreto 16 puntos repartidos por la zona de trabajo. Los puntos se han materializado sobre el terreno mediante unas dianas, perfectamente identificables en las fotografías, y han sido medidos mediante GPS diferencial, alcanzado una precisión centimétrica (Figura 4).



Figura 4. Medida de los puntos de apoyo mediante posicionamiento GPS.

A partir de estos puntos de apoyo y una serie de puntos de paso se ha orientado el vuelo, mediante un proceso de aerotriangulación y ajuste de bloques por haces, obteniéndose las precisiones que se muestran en la Tabla 2. Para ello se ha empleado una estación fotogramétrica digital y el software Socet Set 5.5. Se puede observar un error planimétrico de 1,6 cm y un error altimétrico de 0,7 cm, lo que va a permitir medir desplazamientos de elementos del terreno y modificaciones de la superficie del mismo, de orden centimétrico.

Año	Nº Fotos	Puntos de control	Puntos de paso	RMS pixel	Error orientación (m)		Error propagado (m)	
					RMS xy	RMS z	RMS xy	RMS z
2012	15	16 xyz	112	0,483	0,016	0,007	-	-
2010	2	2 xyz, 2 xy	16	0,207	0,131	0,035	0,132	0,036

Tabla 2. Resultados de la orientación de los vuelos.

Por su parte, el vuelo de 2010 se ha orientado a partir de los parámetros de orientación directa y una serie de puntos de control de segundo orden extraídos del vuelo UAV, lo que ha permitido ajustarlo al mismo sistema de referencia que aquél. Estos puntos han de ser estables y inequívocamente identificables en ambos vuelos, lo que no cumplen algunos de los puntos medidos sobre el terreno que se sitúan en la zona inestable. Los datos y resultados de la orientación de este vuelo se muestran igualmente en la Tabla 2. Los errores de este proceso y los propagados de la orientación del vuelo de referencia son ahora algo superiores, de carácter decimétrico, aunque con una precisión suficiente para medir desplazamientos en el flujo estudiado, como se verá.

3.3. Obtención de los MDE y las ortofotografías

Los modelos digitales de superficie (MDS) de todos los vuelos (UAV y 2010), se han obtenido por correlación automática (matching) a partir de los modelos estereoscópicos orientados, utilizando las herramientas del software Socet Set 5.5. A partir de ellos, mediante las herramientas de edición se elabora el modelo digital del terreno (MDT/MDE), incluyendo líneas de rotura cuando sea necesario. La edición se realiza superponiendo las curvas de nivel sobre los modelos estereoscópicos, ajustando las primeras al terreno y eliminado los detalles correspondientes a la vegetación y otros objetos situados sobre aquél. La resolución de los modelos es de 0,2 m para el vuelo UAV de 2012 y 1 m para el vuelo de 2010.

Las ortofotografías, que se muestran en la Figura 5, han sido obtenidas a partir de los modelos, mediante las herramientas correspondientes del mismo software indicado antes. Las ortofotografías del vuelo UAV se han elaborado con una resolución de 2,5 cm, y las del vuelo de 2010 con una resolución de 25 cm, superiores al error planimétrico.

3.4. Comparación entre las campañas de observación

La comparación entre las campañas de observación ha sido hecha en este trabajo partiendo de los productos descritos anteriormente:

1. A partir de los MDE se han calculado desplazamientos verticales, sustrayendo los valores entre cada dos modelos comparados (MDE diferenciales) (Figura 6).
2. A partir de las ortofotografías se han realizados medidas de desplazamiento horizontal entre objetos relevantes identificados en ellas (Figura 5).

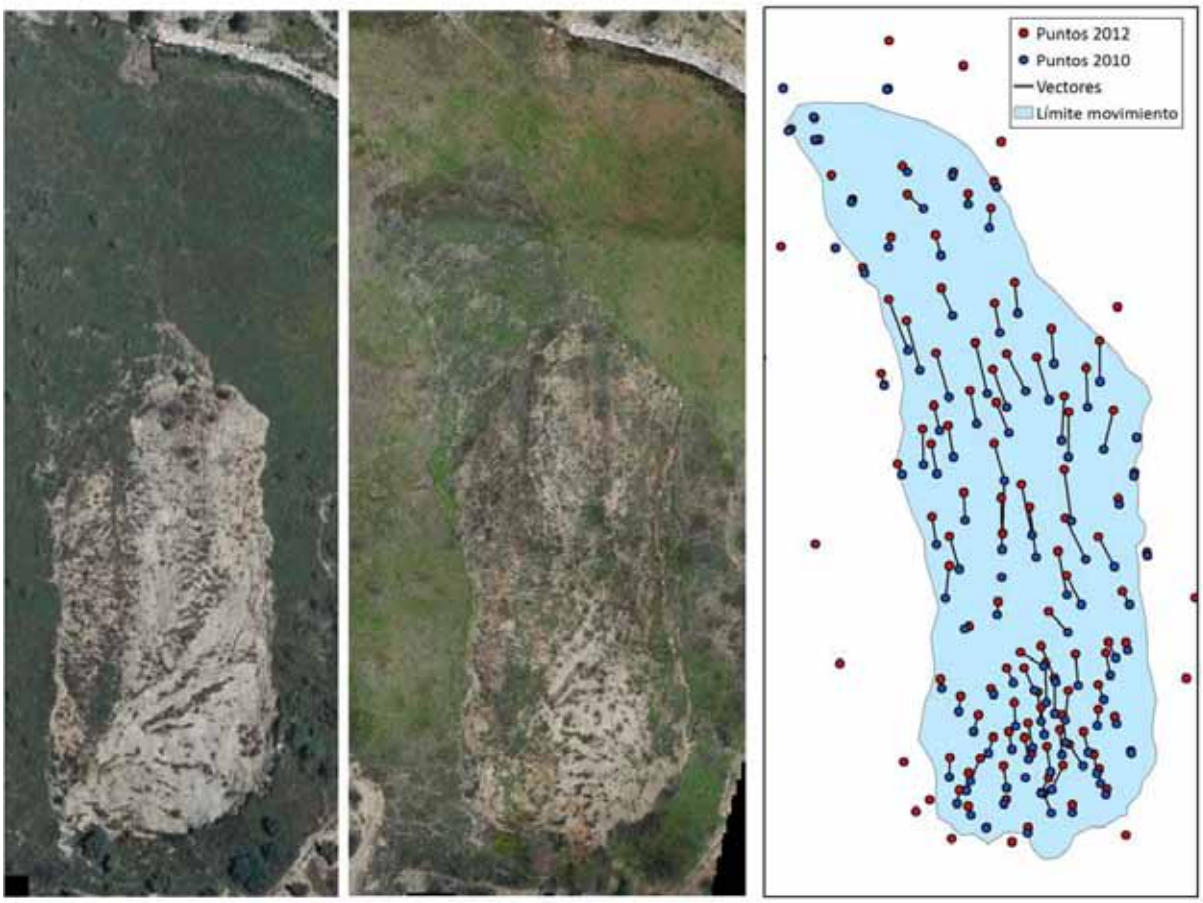


Figura 5. Ortofotografías correspondientes a los dos vuelos fotogramétricos. Izquierda: Vuelo 2010; centro: vuelo UAV 2012. Derecha: Vectores de desplazamiento horizontal.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como resultados preliminares, se pueden destacar en primer lugar algunos aspectos de carácter cualitativo. A partir de las Figuras 4 y 5 se observa un movimiento de tipo flujo (Varnes, 1978) con un escarpe trasero bien desarrollado de unos 2-3 metros en una zona de cabecera cerrada, que no presenta formas planas ni inclinadas contrapendiente que evidencien mecanismos de rotación; tampoco se observan escarpes secundarios, aunque sí numerosas grietas y en algún caso hondonadas donde se acumula agua La coronación presenta una forma semicircular, con ciertas evidencias de crecimiento remontante, pero sin grietas traseras más allá de unos pocos metros; a la coronación la suceden lateralmente dos flancos en los que se observa un ascenso de la superficie del terreno (IAEG, 1990).

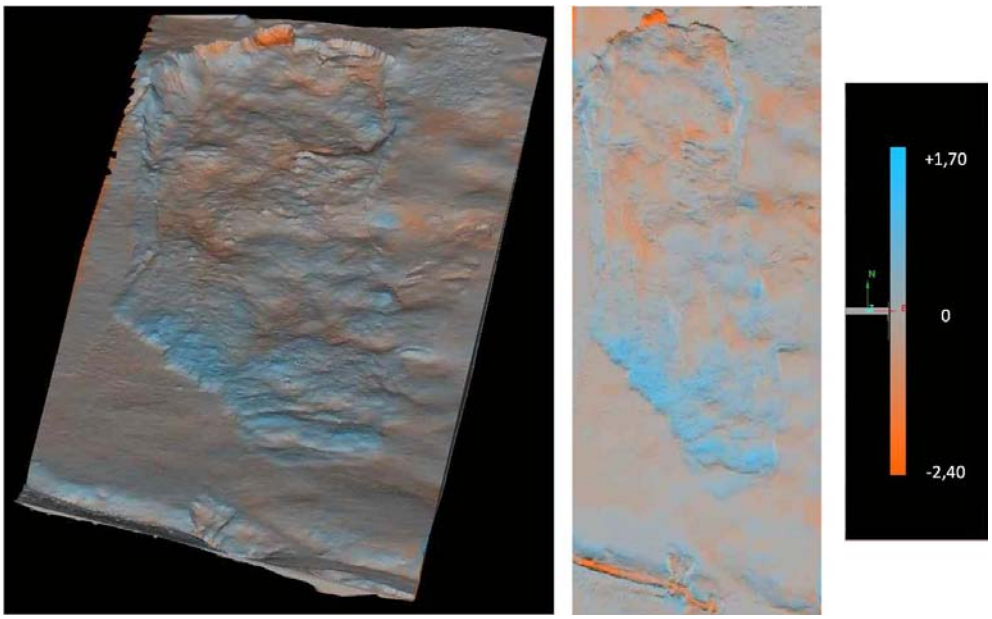


Figura 6. Evolución del movimiento (2010-2013): zonas de depresión (naranja) y de acumulación (azul).

La masa o cuerpo principal se encuentra bastante desorganizada, con abundantes grietas transversales, que termina en un pie bien desarrollado que se extiende ladera abajo sobre la superficie original del terreno, con el consiguiente resalte en esta zona de acumulación. El espesor estimado es bastante reducido (probablemente no más de 2 metros), por lo que dado que la longitud es de unos 175 m, nos proporciona una relación profundidad-longitud de entorno al 1%, característico de movimientos de tipo flujo (Crozier, 1973).

La comparación entre los MDE muestra una cierta evolución entre 2010 y noviembre de 2012, mostrando las características zonas de depresión en la cabecera y acumulación en el pie. No obstante, esta evolución se limita a una cierta retracción del talud ladera arriba, que produce los mayores cambios, de orden métrico, entre las superficies del terreno estudiadas; además, ya en la masa, se observan pequeños descensos de orden centimétrico en la cabecera, y de una forma más clara, pequeños ascensos de magnitud decimétrica en la zona de acumulación de la parte del pie y de los flancos (Tabla 3). Las tasas de desplazamiento vertical medio en dos años y tres meses son de unos pocos centímetros por año, tanto en las zonas de depresión como de acumulación, si bien lo más probable es una evolución discontinua del movimiento, relacionada con episodios lluviosos.

El análisis de las ortofotografías permite detectar desplazamientos horizontales de orden métrico entre 2010 y 2012, medidos en puntos relevantes de la masa que corresponden a matorrales, senderos o piedras (Tabla 4), aunque como antes se piensa que el desplazamiento se ha producido de forma disconinua. Todo ello permite establecer la evolución de la masa siguiendo la inclinación general de la ladera en una dirección cercana a la N-S, aunque en la parte del pie gira levemente hacia el NW. Igualmente, se

observa una cierta dispersión de los vectores de desplazamiento en la zona central, lo que es indicativo de ciertos giros característicos de una masa que fluye de una forma caótica.

Por su parte, los datos climatológicos de la estación de la Universidad de Jaén próximos a la zona de estudio indican que el año hidrológico 2009-2010, previo al vuelo de 2010, fue bastante lluvioso, con intensas precipitaciones que ocasionaron numerosos fenómenos de inestabilidad de laderas en la región (Fernández et al., 2012 a y b). Durante los meses de diciembre a marzo de 2010 se registraron precipitaciones superiores a 500 mm (un 230% respecto al valor medio). Desde la fecha de ese vuelo hasta noviembre de 2012, se han producido dos episodios lluviosos en los otoños de 2010 y 2012. En el primero de ellos se produjo una precipitación acumulada de 415 mm entre septiembre y diciembre (un 190% respecto al valor medio); en el segundo, en este mismo año 2012-2013, se ha registrado una precipitación acumulada de septiembre a noviembre de 283 mm (un 198% superior a la media). Tras estas intensas precipitaciones, y después del primer vuelo UAV, los meses de diciembre y enero han sido menos húmedos, con valores por debajo de la media en esos meses, aunque a partir de febrero se han registrado de nuevo intensas precipitaciones, especialmente en el mes de marzo con 118 mm (un 268% del valor medio).

Periodo	Desplazamientos medios (m)		Desplazamientos máximos (m)	
	Depresión	Acumulación	Depresión	Acumulación
2010-2012	0,256	0,311	2,422	1,659

Tabla 3. Desplazamientos verticales entre las campañas de observación.

Periodo	Desplazamientos (m)		Dirección
	Medios	Máximos	Media
2010-2012	5,840	13,924	350 º

Tabla 4. Desplazamientos horizontales entre las campañas de observación.

A partir de los datos de desplazamientos en el movimiento y de las precipitaciones de la zona de estudio, se pueden extraer una serie de consideraciones preliminares:

- Se observa un flujo bien desarrollado en una zona general inestable debido a un contexto geológico susceptible a estos movimientos, con materiales margosos-arcillosos, cabalgados por un paquete de rocas carbonatadas que aportan agua de forma inmediata en épocas de lluvia (existencia de fuentes y travertinos).
- El flujo actual se genera antes de agosto de 2010, probablemente en ese mismo año, ya que hay ortofotografías de fechas anteriores en las que, aun existiendo ciertas evidencias de inestabilidad, no se observa ni la masa ni el escarpe actual.
- Tras esta fecha, la siguiente imagen del movimiento es la de noviembre de 2012, en la que se observan evidencias de inestabilidad, que pueden haberse ocasionado en algunos de los eventos lluviosos descritos (otoño de 2010 o de 2012). Queda por analizar la evolución del movimiento en los próximos meses.

- En conjunto, el flujo se puede considerar como activo o suspendido (WP/WPL (1993), aunque la observación de ortofotografías previas sugiere una evolución diacrónica (Chacón et al., 2010), que ha de ser precisada con más datos.

5. CONCLUSIONES

El empleo de las plataformas o vehículos aéreos no tripulados (UAV) son un medio muy útil para levantamientos rápidos a la vez que de gran precisión y resolución de zonas de dimensiones hectométricas, y aún kilométricas. Hasta ahora han sido utilizados en el ámbito civil, en agricultura de precisión y protección civil, pero está comenzando a aplicarse en ingeniería y, más concretamente, en estudios de inestabilidad de laderas, y también en taludes inclinados, debido a la posibilidad de realizar fotografías oblicuas.

En este sentido, equipos ligeros como el utilizado en este trabajo resultan muy adecuados para actualizaciones y estudios evolutivos de movimientos de ladera, ya que permiten trabajar a una escala intermedia entre las técnicas terrestres (GPS, topografía clásica, TLS, fotogrametría terrestre…) y las aéreas (fotogrametría, LiDAR …). En esta escala se pueden observar todavía rasgos morfológicos con bastante detalle, al tiempo que permite abarcar zonas relativamente amplias. Asimismo estos equipos ligeros son muy ágiles y sencillos de manejar, frente a otros equipos más pesados, pudiendo realizarse campañas en unas pocas horas de trabajo, incluyendo la georreferenciación de los puntos de apoyo. A medida que estos equipos ligeros vayan incorporando distintos sensores (cámaras infrarrojas, LiDAR, Radar, etc.), su potencialidad irá en aumento.

Respecto a los resultados obtenidos en este trabajo destaca la caracterización de un movimiento de ladera de tipo flujo y sus rasgos morfológicos (escarpes, límites laterales, grietas de tracción, masa movilizada, pie, etc.) en una ladera de dimensiones hectométricas, junto al estudio evolutivo a través de la medida de desplazamientos verticales (comparando los MDE), y desplazamientos horizontales de puntos relevantes en la ortofotografía. Tanto los modelos como la ortofotografías han sido obtenidos a partir de las fotografías aéreas de la campaña UAV y un vuelo anterior, empleando para ello una metodología basada en la orientación de los vuelos mediante técnicas fotogramétricas y en la correlación automática (matching) entre los fotogramas de los modelos estereoscópicos.

Se han podido medir desplazamientos verticales de orden centimétrico y horizontales de orden métrico entre el vuelo UAV de 2012 y el vuelo fotogramétrico previo de 2010. Estos desplazamientos se han relacionado con las lluvias que se han producido en la región entre ambas campañas de observación.

Las mejoras del trabajo pasan en primer lugar por la utilización de más campañas UAV para el seguimiento de la evolución futura del movimiento, al tiempo que de otros vuelos previos disponibles, que permitan reconstruir su historia pasada, y relacionar todo ello con el régimen de precipitaciones en la zona. De igual manera deberán incorporarse otros

sensores que permitan completar la información en el ámbito espectral (cámaras con sensores de infrarrojo próximo y térmico) o geométrico (LiDAR y Radar), e incluso sensores terrestre (lluvias, humedad, movimiento) en redes inalámbricas (WSN). Otras líneas de interés son la cartografía de rasgos morfológicos como las grietas o los límites del movimiento, o la medida de vectores de desplazamiento 3D, que permitan una mejor comprensión de la cinemática del movimiento.

Agradecimientos. Este trabajo ha sido financiado por los proyectos ISTEGEO RNM-06862 (Plan Andaluz de Investigación) y RICMI de la Corporación Tecnológica de Andalucía, así como el Grupo de Investigación PAIDI TEP-213.

REFERENCIAS

Brückl, E., Brunner, F.K. and Kraus, K. 2006. Kinematics of a deep-seated landslide derived from photogrammetric, GPS and geophysical data. Engineering Geology, 88: 149–159.

Cardenal, J., Delgado, J., Mata, E., González, A. and Olague, I., 2006. Use of historical flight for land-slide monitoring. Proceedings of Spatial Accuracy 2006, Lisbonne, Portugal, 129-138.

Chacón, J., Irigaray, C., El Hamdouni, R. and Jiménez, J.D., 2010. Diachroneity of land-slides. In: Geologically Active - Williams et al. (eds) © 2010 Taylor & Francis Group, London, 999-1006.

Corsini, A., Borgatti, L., Cervi, F., Dahne, A., Ronchetti, F. and Sterzai, P., 2009. Estimating mass-wasting processes in active earth slides-Earth flows with time-series of High-Resolution DEMs from photogrammetry and airborne LiDAR. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9: 433–439.

Cox, T.H., Nagy, C.J., Skoog, M.A. and Somers, I.A., 2004. Civil UAV capability assessment, Draft version, NASA Report, 103 p.

Crozier, M.J., 1973. Techniques for the morphometric analysis of landslips. Zeitschrift fur Geomorphologie, 17, 78-101.

Dewitte, O., Jasselette, J.C., Cornet, Y., Van Den Eeckhaut, M., Collignon, A., Poesen, J. and Demoulin, A., 2008. Tracking landslide displacement by multi-temporal DTMs: a combined aerial stereophotogrammetric and LiDAR approach in Belgium, Eng. Geology, 99, 11-22.

Fernández, T., Pérez, J.L., Delgado, J., Cardenal, J., Irigaray, C. and Chacón, J., 2011. Evolution of a diachronic landslide by comparison between different DEMs obtained from digital photo-grammetry techniques in las Alpujarras, GI4DM, Antalya, Turkey.

Fernández, T.; Jiménez, J.; Delgado, J.; Cardenal, F.J.; Pérez, J.L.; El Hamdouni, R.; Irigaray, C.; Chacón, J., 2012 a. Methodology for Landslide Susceptibility and Hazard Mapping Using GIS and SDI. Intelligent systems for crisis management, Springer, pp. 185-198.

Fernández, T.; Sánchez, M.; García, F. y Pérez, F., 2012 b. Cartografía de movimientos de ladera en el frente montañoso de la Cordillera Bética en el sector de Jaén. VIII Congreso Geológico de España, Oviedo.

García-Rosell, L. (1973), Estudio geológico de la transversal Úbeda-Huelma y sectores adyacentes (Cordilleras Béticas, provincia de Jaén), Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Gong, J., Wang, D., Li, Y., Zhang, L., Yue, Y., Zhou, J. and Song, Y., 2010. Earthquake-induced geological hazards detection under hierarchical stripping classification framework in the Beichuan area. Landslides, 7, 181–189.

Grenzdörffer, G.J., Engel, A. and Teichert, B., 2008. The photogrammetric potential of low-cost UAVs in forestry and agriculture. The International Archives of ISPRS, vol. XXXVII, Part B1, 1207-1214, Beijing.

IAEG Commission on Landslides (1990). Suggested nomenclature for landslides. Bulletin of IAEG, 41, 13-16.

Jiménez-Berni, J.A.., Zarco-Tejada, P.J., Suárez, J. and Fereres, E. (2009). Thermal and narrowband multispectral remote sensing for vegetation monitoring from unmanned aerial vehicle. Geoscience and Remote Sensing, IEEE Transactions 47, 3, 722-738.

Kasperski, J., Delacourt, C., Allemand, P. and Potherat, P., 2010. Evolution of the Sedrun landslide (Graubünden, Switzerland) with ortho-rectified air images. Bull.Eng.Geol.Env, 69:421-430.

Lin, J., Tao, H.P. and Huang, Z., 2010. Practical Application of Unmanned Aerial Vehicles for Mountain Hazards Survey. 18th International Conference on Geoinformatics.

Liu, C., Li, W., Lei, W., Liu, L. and Wu, H., 2011. Architecture Planning and Geo-Disasters Assessment Mapping of Landslide by Using Airborne LiDAR data and UAV images. The 17th China Conference on Remote Sensing, edited by Q.Tong, X. Gu, B.Zhu, Proc.of SPIE Vol. 8286.

Longo, A.A., Pace, P. and Marano, S., 2004. A system for monitoring volcanoes activities using high altitude platform stations. 55th International Astronautical Congress, Vancouver, pp. 1203-1210.

Maza, I., Caballero, F., Capitán, J., Martínez, J.R. and Ollero, A. (2010). Experimental results in Multi-UAV coordination for disaster management and civil security applications. Journal of Intelligent and Robotic Systems, 61, 563-583.

Navarro, V.; Ruiz-Ortiz, P. A.; Molina, J. M. (2012) Birth and demise of a Middle Jurassic isolated shallow-marine carbonate platform on a tilted fault block: Example from the Southern Iberian continental palaeomargin. Sedimentary Geology, 269, 37-57

Niethammer, U., James, M.R., Rothmund, S., Travelletti, J. and Joswig, M., 2012. UAV-based remote sensing of the Super-Sauze landslide: Evaluation and results. Engineering Geology, 128, 2–11.

Nonami, K (2007). Prospect and recent research and development for civil use autonomous unmanned aircrafs as UAV and MAV. Journal of System Design and Dynamics, 1, 2, 120-128.

Peláez, J.A., Sánchez Gómez, M. y López Casado, C. (2005). La serie sísmica de Mancha Real de 1993. Boletín del Instituto de Estudios Giennenses 191, 169-183.

Prokešová, R., Kardoš, M. and Medveďová A., 2010. Landslide dynamics from high-resolution aerial photographs: A case study from W Carpathians, Slovakia. Geomor-phology, 115: 90–101.

Sánchez-Gómez, M., Peláez, J.A., García-Tortosa F. J., Torcal, F., Soler, P. y Ureña, M.A. (2008). Aproximación geológica, geofísica y geomorfológica a la actividad tectónica en el valle del alto Guadalquivir. En: 6ª Asamblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica, Tomar, Portugal.

Stumpf, A., Malet, J.-P., Kerle, N., Niethammer, U. and Rothmund, S., 2013. Image-based mapping of surface fissures for the investigation of landslide dynamics. Geomorphology, 186, 12-27.

Varnes, D.J., 1978. Slope movement, types and processes. Schuster R.L. & Krizek R.J. (editors), *Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board Special Report*, National Academy of Sciences, Washington D.C., 176: 12-33

Walstra, J., Chandler, J.H., Dixon, N. and Dijkstra, T.A., 2004. Time for Change - Quanti-fying Land-slide Evolution Using Historical Aerial Photographs and Modern Photo-grammetric Methods. Intern. Arc. Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial In-formation Sc. XXXV: 475-480.

WP/WLI, 1993. A Suggested Method for Describing the Activity of a Landslide. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No.47, pp.53-57.

Yeh, M.L., Hsiao, Y.C. , Chen, Y.H. and Chung, J.C., 2011. A study on unmanned aerial vehicle applied to acquire terrain information of landslide. 32 Asian Conf.Remote Sensing, 3, 2210-2215.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE UN TALUD CARRETERO DE LA PROVINCIA DE JAÉN MEDIANTE TÉCNICAS DE LASER ESCÁNER TERRESTRE

Francisco MOYA GIMÉNEZ[1], José Luis PÉREZ GARCÍA[1], Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO[1], José CHACÓN MONTERO[2]

[1] Grupo Sistemas Fotogramétricos y Topométricos (TEP 213 PAIDI). Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría.
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén

[2] Grupo Investigaciones Medioambientales: Ingeniería del Terreno y Riesgos Geológicos (RNM 121 PAIDI). Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada

RESUMEN

El presente estudio pretende valorar el uso de la técnica del láser escáner terrestre (TLS), en el análisis cinemático de un talud de roca fracturado. Para ello se realizó una comparación entre las familias de discontinuidades adquiridas por el método tradicional basado en la brújula geológica con clinómetro, con las extraídas del modelo digital 3D derivado de éste sensor, advirtiéndose resultados muy similares en ambos métodos. Los análisis cinemáticos realizados coinciden en la detección de disposiciones potencialmente inestables, mediante modos de rotura por vuelco y deslizamiento en cuña; y sin embargo, debido a problemas de oclusión en la medición ajenos al método, difieren en la susceptibilidad al deslizamiento planar. Los resultados obtenidos demuestran la utilidad de la técnica del láser escáner terrestre como herramienta alternativa al método tradicional, para la extracción y el análisis cinemático de datos de discontinuidades del macizo rocoso.

1. INTRODUCCIÓN

Las innovaciones en el campo de la Geomática se presentan hoy día como técnicas alternativas o complementarias a las tradicionales en el análisis cinemático y de estabilidad de taludes. En este sentido, la técnica del láser escáner terrestre (TLS), aplicada de forma profusa en estudios topográficos y de arquitectura, se perfila como una nueva opción en este tipo de análisis. Presenta ventajas relacionadas con la observación remota de taludes, permitiendo un gran número de mediciones en grandes extensiones de afloramiento, incluidas zonas inaccesibles y peligrosas, y con un menor esfuerzo que con las medidas directas. Además, presenta una menor subjetividad y mayor representatividad estadística, al recopilarse mayor información y de forma más generalizada, reduciendo así la tendencia de error inherente a la adquisición de los datos (Terzaghi, 1965; Priest and Hudson, 1976, 1981).

El análisis cinemático de un talud rocoso fracturado a partir de datos adquiridos mediante un sensor TLS, consistentes en una nube de puntos muy densa, requiere la elaboración de una superficie digital 3D asociada a dicha nube de puntos o modelo digital del terreno (MDT), en la que se pueden identificar las discontinuidades y determinar su localización, orientación y características estructurales mediante geometría computacional, análisis clúster y estadística robusta (Ferrero et al., 2009). El MDT es una copia permanente del talud en unas condiciones irrepetibles en un momento temporal específico, lo que permite revisiones, medidas adicionales y comparaciones con modelos posteriores (Sturzenegger and Stead, 2009). Este trabajo se centra en la determinación de las relaciones geométricas de las discontinuidades con el talud, quedando pendiente para futuros trabajos la estimación del ángulo de fricción de las discontinuidades, no de forma directa, pero sí a partir del análisis del perfil de rugosidad de las discontinuidades (Barton and Choubey, 1977). Por ello, el análisis cinemático quedará a expensas de introducir el valor de este ángulo de fricción, estimándose, no obstante, el valor mínimo para el que se producirá la inestabilidad por cualquiera de los mecanismos posibles.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra a unos 23 kilómetros de la ciudad de Jaén, en la salida 59 de la autovía A-44, sentido Granada. El talud está situado en la carretera autonómica A-324, en los PKs 0+280 al 0+380 (frente a la estación de servicio Oasis), dentro del término municipal de Pegalajar (Jaén). Presenta una altura de excavación de 65 m, en un macizo rocoso que se eleva hasta 110 metros, con una orientación media N145ºE y una pendiente media de 45º (45/055) en la zona estudiada, aún más inclinada en la parte superior. El material rocoso, de edad Triásico Medio en facies Muschelkalk, consiste en una serie de calizas estratificadas sub-horizontales con intercalaciones de arcillas en lentejones de pequeño espesor.

Los materiales rocosos aflorantes, presentan un alto grado de alteración en superficie y están fuertemente fracturados, pudiéndose apreciar bloques caídos de tamaño métrico al pie del talud. Se observa que el tratamiento del talud se encuentra en muy malas condiciones de

mantenimiento, con malla metálica y bulones de anclaje que han quedado aéreos en su mayor parte, y un gunitado ya erosionado y casi completamente eliminado.



Figura 1. Localización del talud.



Figura 2. Vista del talud cubierto por malla metálica para retención de bloques y piedras.

3. METODOLOGÍA

3.1. Adquisición de los datos

El láser escáner terrestre utilizado en la investigación fue un Ilris-3D de la marca Optech con un GPS acoplado (Figura 3), que proporciona una alta precisión geométrica y un alcance suficiente. Se utilizó el software I-Site Studio 3.1 (Maptek, 2008) para la orientación de las nubes de puntos y cambio de coordenadas, y el programa PolyWorks 9.0 (InnovMetric Software Inc., 2005) para la generación y edición de los modelos de superficie y del terreno.

La metodología seguida se basó en un barrido láser desde tres estaciones de escaneo distintas, situadas a una distancia aproximada del talud de 280 metros, evitando o minimizando de esta manera zonas ocultas. Cada uno de estos barridos capturó una cantidad entre 1,5 y 2 millones de puntos, con un espaciado en torno a 3 centímetros en la base y a 7 centímetros en la parte alta del talud, resultando en una única nube de aproximadamente 2,2 millones de puntos (Bueno, 2009).



Figura 3.Instrumento TLS: Ilris-3D de la marca Optech.

3.2. Fusión de las nubes de puntos

El escaneo completo de un talud de grandes dimensiones implica varias posiciones o estaciones de observación del escáner, con objeto de cubrirlo en su totalidad y evitar o reducir la existencia de zonas de sombra. Para poder realizar el análisis de forma continua para todo el talud, se requiere la integración de las nubes de puntos obtenidas en todas las estaciones; para ello se optó por un solapamiento de las nubes de puntos adyacentes, aprovechando la gran cantidad de redundancias de los datos y asegurando al menos un 10% de solapamiento (Buckley et al., 2008). La fusión de los escaneos exige la orientación de las distintas nubes de puntos, lo que se ha realizado mediante correlación superficial de las zonas comunes.

3.3. Georreferenciación

Aun cuando la orientación relativa sería suficiente para obtener la nube de puntos y realizar sobre ella el análisis cinemático, en este caso se ha optado por georreferenciar y orientar la nube en un sistema global de coordenadas (SGC ETSR89), con objeto de que pueda ser comparado y complementado con datos de campo o con otras campañas de escaneo (análisis evolutivos). Las distintas metodologías aplicadas para el posicionamiento del sensor remoto, dependen de la instrumentación utilizada, las distancias involucradas en las mediciones, el número y distribución de las estaciones de medición, características del terreno y el software de procesado de los datos (Pérez et al., 2011).

Como en los trabajos de campo realizados con anterioridad no se tomaron datos de posicionamiento en las estaciones de muestreo, la georreferenciación se llevó a cabo mediante el uso de puntos comunes, identificados a posteriori, en el sistema local y global. Se aplicó una transformación tridimensional consistente en una traslación y dos rotaciones (una horizontal de 89º y otra vertical de 4º) entre el sistema local del escáner y el SGC.

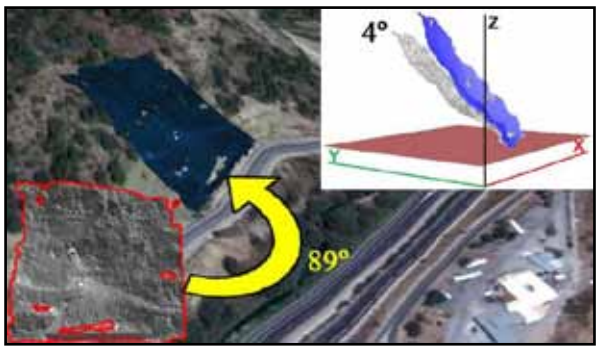


Figura 4. Georreferenciación de la nube de puntos.

3.4. Edición de la nube de puntos

Una vez que se dispone de una nube de puntos única y georreferenciada, se procede al filtrado de la misma para eliminar los artefactos no pertenecientes al terreno, tanto los de carácter fijo (vegetación, cercas o construcciones), como móvil (vehículos, alambradas, etc.). En este caso, la mayor parte de estos puntos corresponden a la malla protectora dispuesta sobre el talud. A mayor ruido producido por la vegetación o por los errores de registro, más deficientes serán los procedimientos de mallado automático, por lo que suele ser necesaria la participación activa del técnico en la edición y diezmado de la nube de puntos (Pérez et al 2011).

El filtrado generalmente se basa en técnicas semiautomáticas, como la aplicación de filtros de distancia, la utilización de imágenes en infrarrojo próximo para eliminar la vegetación o la clasificación de los puntos de acuerdo a la intensidad de retorno del láser, todos ellos combinados con la edición y refinado manual de la nube de puntos por parte del técnico. La edición de la nube de puntos se realizó en el módulo IMInspect del paquete de software Polyworks (InnovMetric Software Inc., 2006). En primer lugar, se localizaron las zonas cubiertas por la malla protectora; a continuación, estas zonas se ampliaron y se observaron desde distintas perspectivas (desde la posición frontal hasta lateral); finalmente con las herramientas del software, se eliminaron los puntos correspondientes a la malla, lo que permite la visualización directa del talud y la identificación de las discontinuidades.

3.5. Generación de una superficie continua

A partir de la nube de puntos filtrada, se genera una superficie continua que corresponde al modelo digital del terreno (MDT). A pesar de la alta resolución de la nube, existen vacíos

entre los puntos que es preciso llenar para facilitar la interpretación y la extracción de las discontinuidades. Es posible además texturizar la superficie con una imagen orientada del talud de alta definición, para construir un modelo foto-realístico (Buckley et al 2008).

La creación de un modelo de superficie continua se realizó a través del módulo IMMerge (del paquete de programas Poyworks del grupo Innovmetric Software Inc., 2006). Este programa permite la conversión de una familia de imágenes 3D alineadas, por ejemplo una nube de puntos muy densa, en un modelo de redes de triángulos irregular (TIN) utilizando superficies planas de ajuste entre las series de puntos (las ventajas de usar TIN han sido discutidas en detalle por McCullagh, 1998).

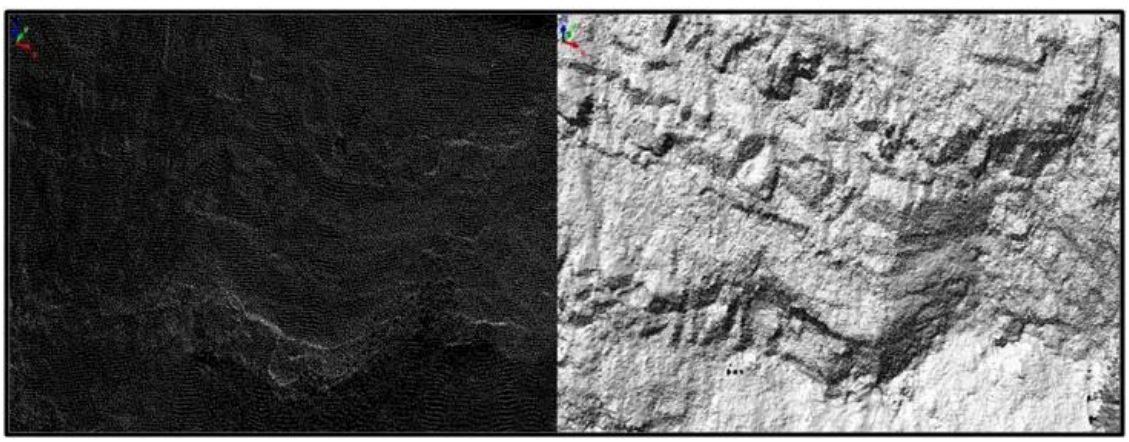


Figura 5. Creación de una superficie continua.

3.6. Extracción de superficies de discontinuidad

El paso siguiente y fundamental en este trabajo es la extracción de las discontinuidades. En este sentido, aunque se han realizado grandes avances en algoritmos de segmentación automáticos para la discriminación de los planos de discontinuidad, en la actualidad no existen métodos establecidos completamente automáticos, y los mejores resultados requieren un grado de interacción del técnico.

En este caso la extracción se realizó con un método semiautomático con el apoyo del módulo IMInspect (Polyworks Innovmetric Software Inc., 2006). Para ello se marcan manualmente puntos que se identifiquen como pertenecientes a una discontinuidad y el programa extrae la superficie, ajustándola a dichos puntos mediante un método de mínimos cuadrados (según el algoritmo “best-fit point-to-surface alignment algorithm”, Guía de Referencia de IMInspect, 2005). De esta manera se detectan las áreas de alta discrepancia y se eliminan de forma automática los puntos que no se ajusten bien a la superficie de referencia. Con esta metodología de trabajo se han obtenido 122 superficies de discontinuidad, correspondientes 5 de ellas a la estratificación y 117 a los distintos juegos de diaclasas y fallas.

3.7. Validación de los resultados obtenidos

La fiabilidad de la técnica del láser escáner terrestre se llevó a cabo por comparación de los datos así extraídos con los datos de discontinuidades obtenidos por el método tradicional de brújula geológica con clinómetro (Sturzenegger and Stead, 2009 a y b; Ferrero et al., 2007, 2009). Para realizar una comparación correcta de dichas poblaciones de datos, hay que situar ambas en un mismo sistema de referencia. Las medidas obtenidas con la brújula se referencian al norte magnético, mientras que las nubes de puntos y los planos extraídos de éstas se orientan en un sistema de referencia global con origen de ángulos horizontales en el norte geográfico. Sin embargo, dado que la declinación magnética actual en el área de trabajo apenas supera 1º, muy inferior al error instrumental, se ha desestimado esta corrección.

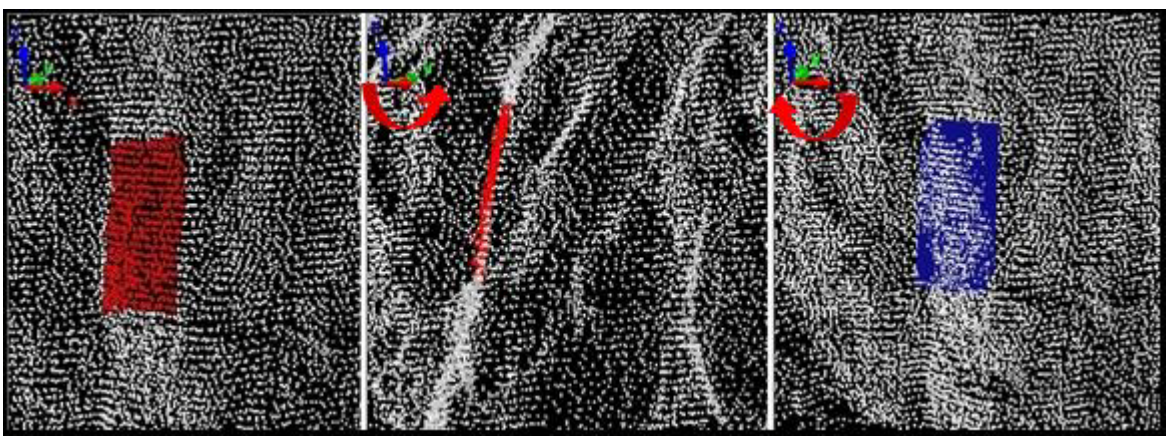


Figura 6. Extracción de las superficies de discontinuidades.

La población de datos obtenida mediante brújula y clinómetro se extiende hasta las 154 discontinuidades medidas, 11 de las cuales pertenecen a la estratificación, ordenadas según la dirección de buzamiento y buzamiento de los planos; por el contrario, la población de datos del TLS se ha de ordenar y a continuación realizar las operaciones trigonométricas, para poder expresar los resultados de forma similar. Para evitar un procedimiento de ordenación manual que consumiría mucho tiempo, se optó por exportar los datos a una hoja de cálculo y crear una macroinstrucción que realizara la ordenación y las transformaciones de forma automática. Una vez que se tienen los datos ordenados según la dirección de buzamiento y buzamiento, se determinan los polos de los planos y se representan en una falsilla de Lambert o Schmidt. Se genera un diagrama de contorno o densidad, en el que se promedia la concentración de polos en un área de la red y se analizan las variabilidades de las familias de discontinuidades. Se utilizó el programa DIPS v.5.1 de RocScience (http://www.rocscience.com/highlights), que permite la proyección estereográfica de los datos así como el análisis de su distribución. Se realiza un análisis clúster de los datos, mediante una distribución de Fisher, que representa el porcentaje del total de polos por cada 1% de área del círculo de referencia, es decir, cuantifica el grado de dispersión de los datos respecto de un vector promedio (Goodman, 1989).

Ambas poblaciones de datos, cuyas proyecciones estereográficas se superponen visualmente según se muestra en la Figura 7, se comparan midiendo las diferencias angulares en buzamiento y dirección de buzamiento entre las familias de discontinuidades promediadas, asegurando que los valores de dispersión se encuentren dentro de unos límites aceptables.

3.8. Análisis cinemático

Las clasificaciones de los tipos de movimientos de ladera publicadas (Varnes 1978, 1984; Cruden and Varnes 1996; Corominas y García-Yagüe 1997; Chacón, 2012), indican que los tipos de movimientos característicos de los macizos rocosos son roturas planas, en cuña, vuelcos, o bien roturas globales del conjunto, en el caso de macizos muy fracturados, con un tamaño de bloque reducido y comportamiento mecánico isótropo. Las roturas de tipo planar, en cuña o por vuelcos están fuertemente determinados por la disposición geométrica de las discontinuidades respecto a la dirección e inclinación del talud.

Desde hace unos cincuenta años, multitud de autores han aplicado técnicas estereográficas en el análisis cinemático de macizos rocosos (John, 1962; Goodman 1976; Piteau and Peckover 1978; Hoek and Brown 1980, Priest 1985). En esa línea, es frecuente que los programas de análisis de la estabilidad de taludes rocosos incorporen la posibilidad de efectuar un análisis cinemático previo mediante la proyección estereográfica. Para este trabajo se ha utilizado el programa DIPS v 5.1 (Rocscience) basado en metodologías puestas a punto por Goodman and Bray, (1976), Hoek and Bray (1981), y descritas en Turner and Schuster (1996).

El análisis cinemático, que no tiene en cuenta la resistencia cohesiva de los rellenos, el confinamiento de bloques o la resistencia global del macizo, no permite determinar la condición de estabilidad del talud, que sólo se obtiene a partir de métodos deterministas o probabilistas para calcular el factor de seguridad o el coeficiente de fiabilidad (Turner and Schuster, 1996). Sin embargo, es muy útil para detectar combinaciones entre la geometría del talud y las discontinuidades que, teniendo en cuenta el ángulo de fricción de las mismas, pueden ser compatibles con los modos de rotura plana, en cuña y por vuelco, según condiciones (Hoek and Bray, 1981) que se expresan en la Tabla 1. Así, el análisis cinemático permite optimizar el trazado del talud y también ayudar a interpretar las evidencias de inestabilidad, en la fase preliminar que antecede al estudio geotécnico detallado del talud que permitirá definir su estabilidad, o diseñar el tratamiento de corrección o estabilización.

Rotura plana y en cuña	Rotura por vuelco
$\alpha_p = \alpha_t \pm 20°$ $\beta_p \leq \beta_t$ $\beta_p \geq \phi_t$	$(\alpha_t + 160°) \leq \alpha_p \leq (\alpha_t + 200°)$ $(90° - \beta_p) \leq (\beta_t - \phi_p)$

Tabla 1. Condiciones para distintos modos de roturas. α_p y α_t: direcciones de buzamiento de las discontinuidades (rotura plana) o de la intersección (rotura en cuña) y de inclinación del talud; β_p y β_t: buzamiento de las discontinuidades (rotura plana) o de la intersección (rotura en cuña) e inclinación del talud; ϕ_t : ángulo de fricción de las discontinuidades.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El diagrama de densidad de polos para los datos de discontinuidades (Figura 7) tanto del láser escáner terrestre como los obtenidos por el método tradicional, presentan cuatro familias bien diferenciadas cuyas orientaciones (polos) se muestran en la Tabla 2. En ambos casos, las familias son bastante coincidentes y corresponden a la estratificación (S1), la menos inclinada, y el resto (J1, J2, J3) a tres sistemas diferenciables de diaclasas. Esta coincidencia permite validar los resultados de las medidas mediante TLS.

En general las cuatro familias muestran una baja dispersión (altos coeficientes de distribución de Fisher), excepto la estratificación medida con el TLS (S1'). Este hecho puede deberse a las dificultades para medir las discontinuidades subhorizontales desde una posición topográfica más baja que el talud, como la que se tenía en el momento de la adquisición de los datos; a esto se une el hecho de que pequeñas variaciones en la medida de superficies horizontales produce una gran dispersión de la dirección de las mismas. Las dificultades de observación se derivan a su vez de la oclusión de estas superficies a lo que se une su escasa apertura.

La forma de atenuar el efecto de la oclusión de objetos consiste en disponer de distintos puntos de observación y, en el caso de superficies horizontales, de capturas a cotas más elevadas. Para ello se ha de diseñar a priori la campaña de observación, apoyándose en otras técnicas como la fotogrametría o el LiDAR aéreo, o mejor aún la utilización de plataformas aéreas no tripuladas (UAV), ya que se requiere una alta resolución. En este caso, los datos proceden de una campaña previa y no ha sido posible diseñarla para evitar estos problemas.

Laser Escáner (TLS)				**Método Tradicional**				**Diferencia**		
Fam.	**Polos**	**Disp.**	**Planos**	**Fam.**	**Polos**	**Disp.**	**Planos**	**Fam.**	**Polos**	**Disp.**
J1	07/284	34,72	84/104	**J1'**	02/279	39,34	88/099	**J1-J1'**	05/005	Baja
J2	07/317	133,17	83/137	**J2'**	00/138	78,51	90/318	**J2-J2'**	07/001	Baja
J3	00/037	20,43	90/217	**J3'**	08/028	32,50	82/208	**J3'-J3**	08/009	Baja
S1	78/269	12,33	12/089	**S1'**	74/221	91,06	16/041	**S1-S1'**	04/048	Alta

Tabla 2. Orientación y dispersión (K) de los polos de las familias de discontinuidades.

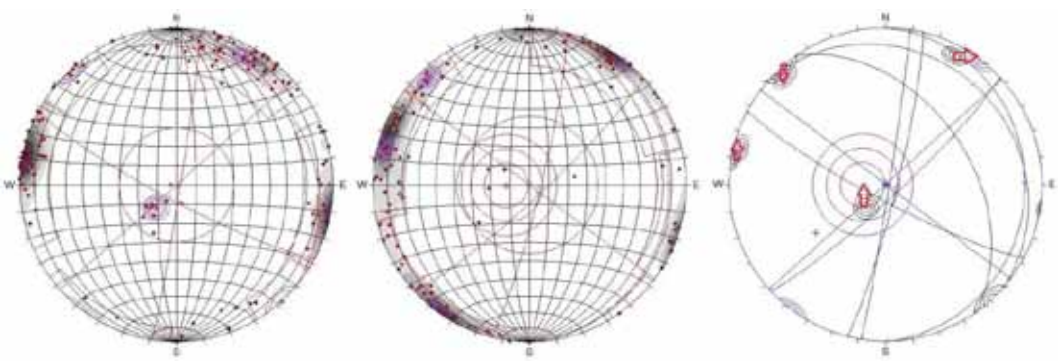


Figura 7. Familias de discontinuidades obtenidas por los métodos: a) brújula, b) TLS, c) comparación.

A pesar de pequeñas variaciones en los datos de discontinuidades obtenidos por ambos métodos, salvo la familia S1, las diferencias en el análisis cinemático son importantes (Figura 8). Así, los resultados del TLS son incompatibles con deslizamiento planar en el talud 45/055; sin embargo, sí lo son los obtenidos por el método tradicional, según la superficie 16/041, aunque solamente para ángulos de fricción menores que el buzamiento de la discontinuidad (16º). Por su parte, ambos métodos muestran compatibilidad con roturas en cuña según las intersecciones de las discontinuidades S1-J2 (16/048) y S1'-J2' (09/048), siempre que el ángulo de fricción sea inferior a 16º y 9º, respectivamente, lo que resulta bastante improbable. Finalmente, las medidas con TLS se aproximan, pero no cumplen la compatibilidad con la rotura por vuelco, aún combinando los planos J3 (90/217) y S1 (16/041), ya que el plano es vertical y no inclinado hacia el interior del talud, aunque plantea posibilidades de pandeo.

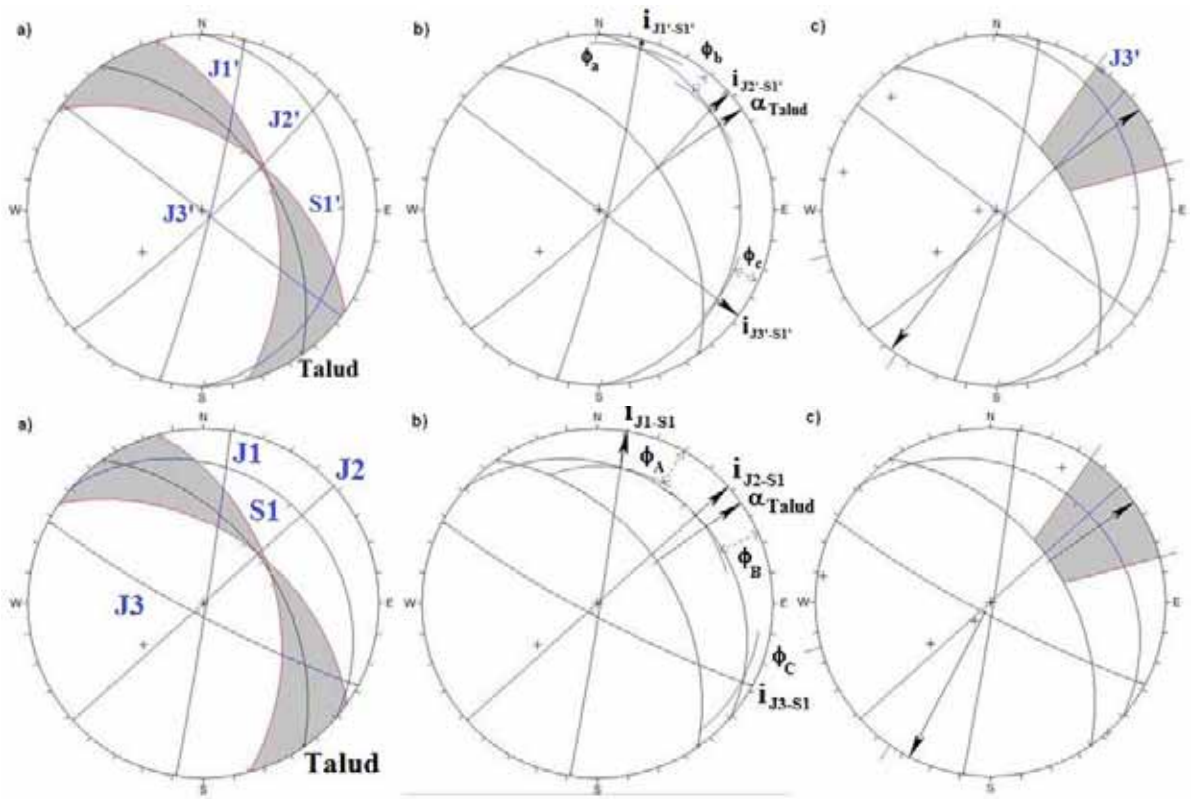


Figura 8. Análisis en el método TLS (1) y manual (2): rotura plana (a), en cuña (b) y por vuelco (c).

4. CONCLUSIONES

La técnica del láser escáner terrestre es una herramienta muy útil para la extracción de las discontinuidades y para la elaboración del modelo tridimensional del macizo rocoso, alternativa o complementaria del método tradicional de obtención de datos con brújula geológica y clinómetro sobre el terreno. A partir de estos modelos, los análisis subsiguientes, como los de tipo cinemático, objeto de este trabajo, se pueden abordar con mayores garantías.

En el caso de estudio presentado, con la técnica tradicional se obtuvieron datos de discontinuidades bastante ajustados a los obtenidos con TLS, por lo que el análisis cinemático presenta resultados similares. Se han observado modos de rotura potencialmente inestables en cuña, por intersecciones de familias (S1-J3), y con menor ajuste a favor de un juego de discontinuidades por mecanismo de vuelco (J3), o eventualmente pandeo.

Se observan varias ventajas sobre el método tradicional como la posibilidad de obtener datos de las partes altas o inaccesibles del talud, disminuyendo los riesgos, y el disponer de un modelo digital del talud correspondiente a un momento dado, a partir del cual se pueden realizar análisis (clasificación del macizo, análisis cinemático, etc.) o estudios evolutivos. El tiempo de ejecución, si se compara el empleado en la medida TLS con el necesario para la técnica tradicional, es bastante similar e incluso inferior, teniendo en cuenta además el almacenamiento automático de los datos. Sumando el tiempo de obtención del modelo en el TLS, la duración es mayor, pero se dispone de un modelo realista y estable del talud.

La correcta georreferenciación de los datos es una cuestión de vital importancia, tanto en sistemas de referencia locales como globales. En el primer caso, se hace necesaria una correcta integración (orientación relativa) de las distintas nubes de puntos. En el caso de los sistemas globales, aunque no sean absolutamente imprescindibles, resultan bastante convenientes ya que permiten integrar datos de otra procedencia, como los de fotogrametría, LiDAR aéreos, cartografía, MDT preexistentes, o datos tomados sobre el terreno con brújula.

Los trabajos futuros pasan por una mejora en las técnicas de georreferenciación (mediante el posicionamiento GPS de las estaciones de escaneo o de dianas en la zona escaneada), la extracción automática de las discontinuidades mediante el desarrollo de algoritmos y programación de aplicaciones y la evitación de zonas ocultas, integrando para ello otras técnicas cuando sea necesario. Asimismo se buscarán métodos de extracción de parámetros de las discontinuidades como el espaciado o la ondulación, útil para el análisis cinemático.

Agradecimientos. La investigación se ha beneficiado del soporte de los Grupos de Investigación TEP 213 y RNM 121, así como del proyecto RNM-06862, todos ellos del Plan Andaluz de Investigación.

REFERENCIAS

Buckley, S.J., Howell, J.A., Enge, H.D. and Kurz, T.H., 2008. Terrestrial laser scanning in geology: data acquisition, processing and accuracy considerations, *Journal of the Geological Society*, Londres, 165: 625-638.

Barton, N. and Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock mechanics, 10, 1-2, 1-54.

Bueno, A., 2009. Aplicaciones de técnicas láser escáner terrestres para aplicaciones medioambientales. *Proyecto fin de carrera*, Escuela Politécnica de Jaén, 109 pp.

Chacón, J., 2012. Movimientos de ladera: clasificación y análisis de la evolución espacial y temporal. *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente*. 28: 73-89 2012. ASAGAI. Buenos Aires. República Argentina.

Corominas, J. and García Yagüe, Á., 1997. Terminología de los movimientos de ladera. In: E. Alonso, J. Corominas, J. Chacón, C. Oteo and J. Pérez (Editors), *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Granada, pp. 1051-1072.

Cruden, D.M. & Varnes, D.J., 1996. Landslides Types and Processes. Turner, A.K. & Schuster, R.L. (Editors), *Landslides: Investigation and Mitigation, Transportation Research Board Special Report*. National Academy Press, Washington D.C., 247:36-75.

Ferrero, A.M., Forlani, G., Migliazza, M.R, Roncella, R., Grasso, P. and Rabbi, E., 2007. Analysis of stability conditions of rock slopes based on laser scanner surveys. *XI ISRM Congress Lisbon*.

Ferrero, A.M., Forlani, G., Roncella, R. and Voyat, H.I., 2009. Advanced geostructural survey methods applied to rock mass characterization. *Rock Mech. and Rock Eng*., 42: 631-665.

Goodman, R.E. and Bray, J.W., 1976. Toppling of rock slopes. Institute of Electrical and Electronics Engineers, American Society of Civil Engineers, *Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder, Colorado, 2: 201-234.

Goodman, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 562 pp.

Hoek, E. and Bray, J.W., 1981. Rock slope engineering. 3rd Edition, *Institution of mining and metallurgy*, London, 402 pp.

Hoek, E. and Brown, E.T., 1980. Underground excavations in rock. *Institute of Mining and Metallurgy*, London.

John, R.Z., 1962. Elementary kinematics of mechanisms. John Wiley & Sons (Editors), Universidad de Michigan, New York, pp. 290.

McCullagh, M.J., 1998. Quality, use and visualization in terrain modeling. In: Lane S.N., Richards K.S. y Chandler J.H. (Editors), *Landform Monitoring, Modeling and Analysis*. John Wiley & Sons, Chichester, pp. 95-117.

Pérez-García, J.L., Fernández, T., Mata, E., López, A., Cardenal, F.J., Mozas, A. and Delgado, J., 2011. First results of displacements measurement measurement of an unstable mass afecting a road cut in Jaen province by terrestrial laser-scanning techniques. 7th GI4DM, Antalya, Turquía.

Piteau, D.R. and Peckover, F.L., 1978. Engineering of rock slopes. *Landslides: Analysis and Control*. National Research Council, Washington D.C., 176: 192-234.

Priest, S.D. and Hudson, J., 1976. Discontinuity spacing in rock. *Int. Journal of Rock Mech. and Mining Sciences Geomechanics Abstract,* 13: 135-148.

Priest, S.D. and Hudson, J., 1981. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline survey. *Int. Journal of Rock Mech. and Mining Sciences Geomechanics Abstract,* 18: 183-197.

Priest, S.D. (1985) *Hemispherical Projections Methods in Rock Mechanics,* Allen & Unwin, London.

Sturzenegger, M. and Stead, D., 2009 b. Quantifying discontinuity orientation and persistence on high mountain rock slopes and large landslides using terrestrial remote sensing techniques. *Natural Hazards and System Sciences,* 9: 267-287.

Sturzenegger, M. and Stead, D., 2009. Close-range terrestrial digital photogrammetry and terrestrial laser scanning for discontinuity characterization on rock cuts. *Eng. Geology,* 106: 163-182.

Terzaghi, R.D., 1965. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique*, 15 (3): 287-304.

Turner, A. K. and Schuster, R.L., 1996. Landslides: Investigation and mitigation. National Research Council, *Transportation Research Board Special Report* 247, National Academy Press, Washington D.C., pp 673.

Varnes, D.J., 1978. Slope movement, types and processes. Schuster R.L. & Krizek R.J. (Editors), *Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board Special Report*, National Academy of Sciences, Washington D.C., 176: 12-33.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE PROCESOS TORRENCIALES MEDIANTE DIFERENTES TÉCNICAS GEOMÁTICAS. APLICACIÓN A LA CUENCA EL REBAIXADER (PIRINEO CENTRAL)

Marcel HÜRLIMANN[1*], Felipe BUILL[1], Amparo NUÑEZ[1], Juan Ignacio LÓPEZ[2], Clàudia ABANCÓ[1], José MOYA[1] y Josep BONET[1]

[1] Dpto. Ing. del Terreno, Cartográfica y Geofísica.
Universitat Politècnica de Catalunya.

[2] Dpt. Procesos geoambientales y cambio Global.
Instituto Pirenaico de Ecología, CSIC.

RESUMEN

Los procesos torrenciales como corrientes de derrubios o flujos hiperconcentrados pueden cambiar fuertemente la morfología de una cuenca vertiente, y las técnicas geomáticas son una herramienta ideal para determinar y cuantificar estos cambios topográficos. En la cuenca torrencial El Rebaixader se han aplicado láser escáner terrestre de larga distancia (TLS) y fotogrametría para crear diferentes modelos digitales de elevaciones, que se han comparado posteriormente entre ellos y con otros modelos existentes (por ejemplo mediante láser escáner aerotransportado).
Las primeras experiencias de TLS indican que esta técnica, que se ha aplicado con éxito en macizos rocosos para desprendimientos, es más difícil de utilizar en una cuenca vertiente donde afecta considerablemente la vegetación y las superficies irregulares e húmedas. Por otra parte, la fotogrametría ha podido aplicar sin grandes problemas. Finalmente, se ha podido estimar una tasa de erosión de aproximadamente 15000 m3 por año entre 1975 y 2012, que coincide bien con los datos medidos entre 2009 y 2012 en la auscultación in-situ.

1. INTRODUCCIÓN

Las corrientes de derrubios son procesos peligrosos, ya que pueden alcanzar velocidades muy altas, movilizar un importante volumen de sedimento y recorrer grandes distancias. A parte de este fenómeno, otros procesos como flujos hiperconcentrados, desprendimientos o deslizamientos pueden ocurrir en cuencas torrenciales de alta montaña. Todos estos procesos geomorfológicos pueden movilizar grandes volúmenes de material y producir cambios topográficos en el terreno.

En las últimas décadas, las técnicas geomáticas han avanzado fuertemente (por ejemplo el uso de Lidar o SAR) y su aplicación al estudio de movimientos de laderas ha aumentado considerablemente nuestros conocimientos sobre mecanismos, causas y la dinámica (p.e. Jaboyedoff et al., 2012). Sin embargo, existen muy pocos trabajos donde se han analizado los procesos torrenciales a escala cuenca vertiente mediante técnicas geomáticas (Bremer y Sass, 2012)y ninguno que ha investigado la estimación de volumen de los eventos o de la tasa de erosión.

Por ello, el objetivo principal del presente trabajo de investigación es la estimación de la tasa de erosión en una cuenca torrencial muy activa. Para cumplir este objetivo, se intenta determinar la magnitud de los eventos mediante diferentes técnicas.

2. LA CUENCA EL REBAIXADER

La cuenca El Rebaixader se encuentra en el Pirineo Central, cerca de la población de Senet (Alta Ribagorça, Lleida; Fig. 1) en el margen izquierdo del rio Noguera Ribagorçana. La cuenca de drenaje tiene una superficie de aproximadamente 0.53 km^2 y está orientada al noroeste.

El sustrato geológico está formado por pizarras, recubiertas por un till, en el que se sitúa el área fuente de las corrientes de derrubios. El till está formado por el material erosionado i transportado por los glaciares existentes en los valles del pirineo durante la última glaciación, estos depósitos se caracterizan por estar formados por materiales granulares muy heterogéneos (Vilaplana, 1983). La presencia de estos materiales junto con las fuertes pendientes de la cuenca favorecen la presencia de las corrientes de derrubios. Estas corrientes y otros movimientos de masa han formado un gran escarpe en esta morrena lateral (Fig. 1).

La precipitación media de la zona se sitúa alrededor de 1200 mm/año. El régimen de precipitaciones de la zona de estudio está fuertemente influenciado por tres factores: la relativa proximidad al Mar Mediterráneo, el efecto orográfico de la propia cordillera y la influencia de vientos de oeste del Atlántico. Las corrientes de derrubios se forman principalmente por lluvia lluvias convectivas de verano, de alta intensidad y corta duración.

a) b)

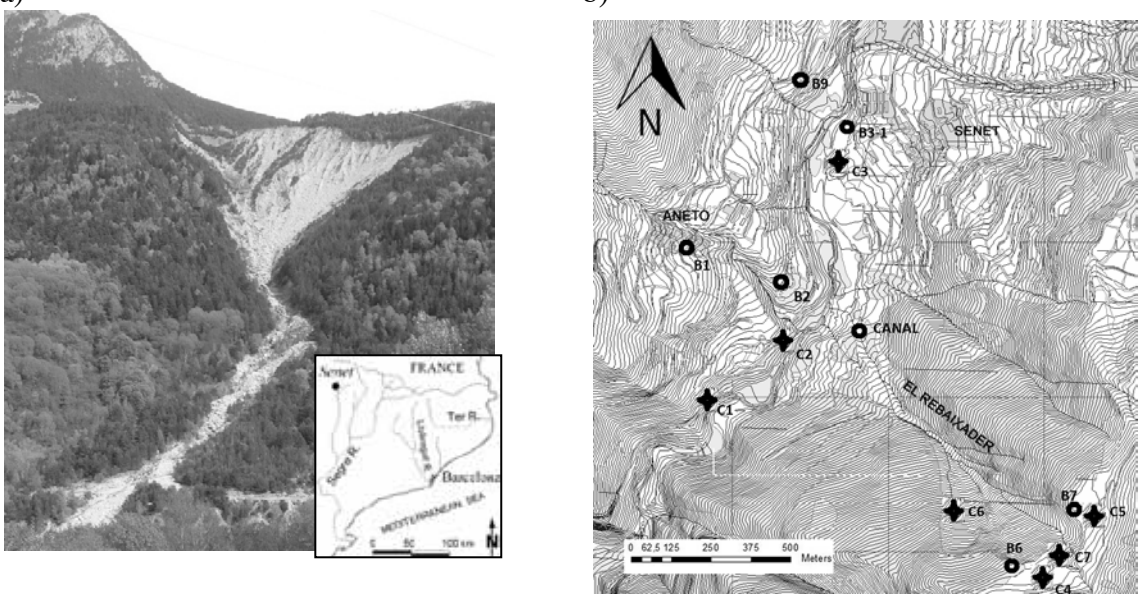


Figura 1. a) Vista general y situación del barranco El Rebaixader. b) Mapa topográfico incluyendo las bases del láser escáner terrestre (B) y de la verificación de los resultados(C).

La cuenca vertiente tiene su cota más elevada situada a unos 1710 metros de altura, con una anchura de más de 200 metros y el cono de deyección finaliza aproximadamente a la cota 1230, en la parte central de la cuenca se distingue claramente un canal de unos 200 metros de longitud i una anchura de 40 metros.

3. MÉTODOS Y DATOS

Los cambios morfológicos, que han afectado la cuenca, han sido analizados mediante diferentes técnicas geomáticas para un intervalo de tiempo entre 1975 y 2012, incluyendo: fotogrametría aérea, láser escáner terrestre (TLS) y láser escáner aerotransportado (ALS). Cada una de estas técnicas ha aportado un modelo digital de elevaciones (MDE) con diferentes características. A partir de los MDEs se han estudiado los cambios morfológicos para determinar una tasa de erosión global que se puede relacionar a la ocurrencia de corrientes de derrubios y otros procesos torrenciales. Las características de cada uno de los modelos se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Características y origen de los diferentes modelos digitales de elevaciones analizados (la resolución es tamaño de pixel del raster utilizado; ICC indica Institut Cartogràfic de Catalunya e IGN es Instituto Geográfico Nacional).

Fecha	Área / extensión	Resolución (m x m)	Técnica aplicada	fuente	abreviatura
1975	toda la cuenca	2x2	Fotogrametría	Propia	MDE_{1975}
2005	toda la cuenca	5x5	Fotogrametría	ICC	MDE_{2005}
2006	cono deyección	1x1	ALS	ICC	MDE_{2006}
2010	toda la cuenca	5x5	ALS	IGN	MDE_{2010}
Agosto/Octubre 2011	toda la cuenca	2x2	ALS	ICC	MDE_{2011}
Mayo 2012	sólo zona activa	0.5x0.5	TLS	Propia	$MDE_{2012.1}$
Octubre 2012	sólo zona activa	0.5x0.5	TLS	Propia	$MDE_{2012.2}$

3.1 Láser escáner

La obtención de Modelos Digitales de Superficie (MDS) empleando TLS está cada vez más extendida. Existen diferentes tipos de sensores, atendiendo a su clasificación en función de la forma de obtener las coordenadas de los puntos medidos, se puede diferenciar: triangulación óptica, medida de diferencia de fase y tiempo de vuelo. Que irían de mayor a menor precisión, de menor a mayor alcance y de mayor a menor velocidad de captura.

En el caso que nos ocupa se necesita un gran alcance por lo que se han de emplear sensores de tiempo de vuelo. Los cuales miden la distancia a partir del tiempo que tarda un fotodiodo en emitir y detectar una luz láser, de forma similar al proceso que utilizan los distanciómetros electrónicos. Permiten obtener la situación de puntos en el espacio con una precisión alrededor del centímetro para centenares de metros, capturando millones de puntos que definen ese objeto tridimensionalmente.

Al realizar levantamientos para la obtención de Modelo Digital del Tereno (MDT) la zona de estudio no se suele cubrir con un solo barrido, debiéndose realizar cambios de posición del sensor. La nube de puntos en cada escaneado se encuentra referida al propio sistema de referencia del sensor en cada estacionamiento, por lo se han de referenciar todas a un mismo sistema para tener el modelo completo y posteriormente georreferenciarlas si fuese necesario.

La unión de las nubes se puede hacer de forma directa, cuando el sensor se puede estacionar y orientar como en el caso tradicional topográfico, en este caso la nube ya estaría georreferenciada. Pero también se puede realizar de forma indirecta, para ello es necesario la utilización de dianas o puntos muy bien definidos en las nubes de puntos que sean visibles en varios barridos y que permitirán el ajuste entre los diferentes conjuntos de datos. La georreferenciación se realiza a partir de las coordenadas de las dianas o puntos de control.

En el caso que se presenta se han realizado dos campañas empleando dos sensores diferentes. En la primera de ellas realizada en mayo del 2012 se utilizó el HDS880 de Leica que tiene rango nominal de escaneado de hasta 1400m a roca, con una ventana de captura de 80° V y 360° H, precisión 20mm a 1000m y 0.01º angular. En la segunda se empleo el LPM321 de Riegl con un rango nominal de escaneado de hasta 6000m, una ventana de captura de 150º V y 360° H, precisión 25mm a 50m y 0.009º angular.

En la primera campaña se realizó el barrido de la zona de estudio desde 8 bases. El instrumento empleado es estacionable y orientable, introduciendo las coordenadas del punto de estación y del punto visado, por lo que la georreferenciación es directa.

Desde estas 8 estaciones se debería haber cubierto toda la zona, pero posteriormente se vio que debido a la menor reflectividad de la superficie en algunas de las zonas superiores, correspondientes a las cárcavas, hay vacíos en los datos.

Una vez en gabinete se dio color a la nube de puntos pero, debido a la baja resolución de la cámara interna del sistema, se comprobó que ésta no era de calidad. Antes de proceder a la unión de las nubes de puntos capturadas en campo se realizó la limpieza de puntos erróneos, causados principalmente por la niebla y lluvia presente durante la captura. También se realizó el filtrado de la vegetación en función de la diferente reflectividad de ésta respecto a la superficie del terreno. Esta labor se tuvo que finalizar de forma manual. Se crearon polígonos que delimitan tanto la zona de estudio como aquellas con una alta ocupación por parte de vegetación.

En la segunda campaña las diferentes nubes de datos se unieron y georreferenciaron gracias a los prismas reflectantes situados en las bases de coordenadas conocidas. En este caso se estacionó en 5 bases 3 de ellas coincidentes con las anteriores. Se colocó una nueva base que permitía una mejor toma de la zona de cicatriz y otra que permitiera una captura con más detalle del canal.

En este caso y debido al movimiento del sensor en una de las bases se tuvo que realizar un proceso de unión de la nube con el resto atendiendo a la superficie y no a los prismas.

Al estar ambas nubes georreferenciadas se puede realizar la comparación de ellas de forma directa. Pero al tener diferente resolución en las diferentes zonas es necesario crear previamente una malla regular, en este caso se seleccionó un paso de malla de 25cm. De esta forma posteriormente se puede calcular la diferencia de volúmenes en los prismas creados entre ambas superficies (Schürch et al., 2011).

En el caso del ALS el sensor sigue el mismo principio de medida de distancias. El láser emite pulsos y se determina el tiempo que tarda el pulso en rebotar y volver al sensor, pero en este caso se pueden recibir varios pulsos (Baltsavias, 1999) conocidos como primer y último rebote, siendo este último el que determina el MDT. El barrido se realiza mediante un espejo que desvía el rayo de forma que se cubre el terreno en la dirección perpendicular al avance del avión. Para el posicionamiento del sensor y

georreferenciación de las nubes de puntos se emplean sistemas inerciales (INS) y receptores GNSS tanto en el avión como en tierra para posteriormente realizar un posicionamiento mediante un método diferencial.
Empleando este tipo de sistemas tenemos que tener muy en cuenta que la altura de vuelo condicionará la densidad de puntos obtenida y la calidad de estos, ya que junto con el ángulo de incidencia es lo que definirá la huella del rayo contra el objeto. Las mallas obtenidas generalmente tienen una densidad de entre 1 y 2 ptos/m^2.
La zona de la que se quiere obtener el MDT o MDS se cubre mediante pasadas, como en el caso fotogramétrico, siendo recomendable que existan pasadas cruzadas como comprobación. En nuestro caso disponemos la malla 2x2 m facilitada por el ICC y obtenida a partir de un vuelo con el láser escáner Optech ALTM 3025.

3.2 Fotogrametría

De forma análoga al caso de captura de datos 3D con sensores láser escáner la fotogrametría permite la captura de información espacial desde la superficie terrestre o desde plataformas aéreas (Kraus, 2007). En el primer caso encontramos los inconvenientes propios de la perspectiva: ocultación de elementos por otros, grandes diferencias de distancia, superficies muy oblicuas en relación a los ejes de toma… En el caso aéreo estos problemas se ven minimizados: se tiene una visión completa de la superficie del terreno, la distancia es similar, la superficie es perpendicular al eje óptico de la cámara.
En el caso de estudio se dispone de información espacial obtenida por fotogrametría a escalas medias y pequeñas (a partir de 1/20000) que han permitido obtener como productos derivados MDE, de alturas conocidas con un paso de malla de 1, 2 y 5 metros.
También se ha tenido la posibilidad de trabajar con fotogramas a escala 1/20000 del año 1975 efectuados por la empresa *AFSA*, válidos para obtener un modelo a escala 1/10000. Todos los datos fueron cedidos por el ICC.
El modelo fotogramétrico se ha obtenido después de orientar 3 fotografías (números 1015901001464660-61-62) efectuados a 5000 m de altura, con un recubrimiento longitudinal del 70% aproximadamente, pertenecientes a una pasada con orientación Este-Oeste. Se han utilizado un total de 9 puntos de control obtenidos a partir de la identificación de detalles, tanto en las fotografías como en la cartografía del ICC, al no disponerse de coordenadas de puntos de control tomados para este trabajo cartográfico, ni tener la posibilidad de conseguir los datos de orientación de las cámaras (por aerotriangulación o por apoyo continuo). La altura media del terreno es de 2000 m, siendo el desnivel que se presenta en la superficie cubierta por las fotografías de casi 1200 m.

a) b)

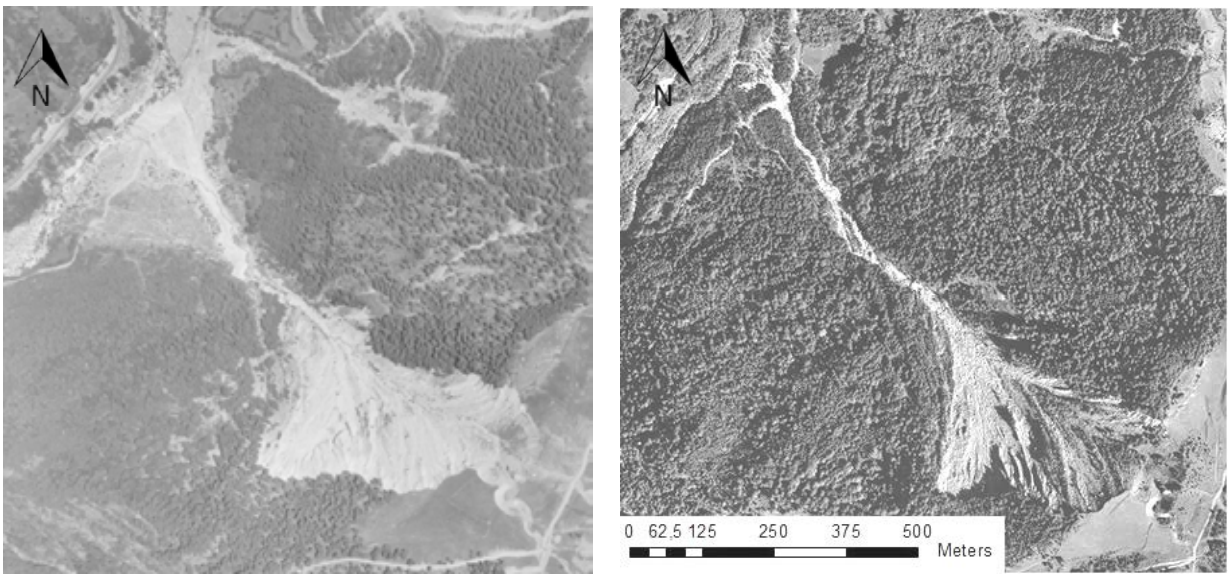


Figura 2. a) Zona del fotograma central de la zona de estudio del vuelo de 1975. b) Ortofoto actual.

Las fotografías se efectuaron con una cámara Leica modelo RC30 de focal 152.96 mm, con una altura media sobre el terreno de 3000 m, digitalizadas a un tamaño aproximado de 17000 columnas y 16000 filas, con una resolución de 25 μm/píxel. El programa escogido para la orientación y obtención del modelo es el software Image Master de TOPCON, debido a las posibilidades de trabajo que presenta. Para la orientación relativa se midieron más de 60 puntos de control menor, haciéndolos coincidir con detalles bien definidos en las fotografías y distribuidos de forma homogénea en toda la superficie de la segunda fotografía. Se midieron los mismos puntos en las tres fotografías siempre que fue posible, de esta manera se consigue formar un bloque que tendrá una mejor solución. Finalmente se midieron 7 puntos de control de apoyo en terreno, desechando 2 puntos por sobrepasar la tolerancia impuesta (1 m). Después del ajuste en bloque de los fotogramas se consiguieron las orientaciones de las tres posiciones de cámara, así como las coordenadas de los puntos de vista y apoyo menor. La resolución espacial conseguida en el terreno es de 0.50 m en planimetría, con σ de 0.40 m tanto en planta como en altura (X, Y y Z), con un residuo máximo de -0.97 m, 0.70 m y 0.52 m en X, Y y Z respectivamente.

Finalmente se restituyeron las líneas de ruptura, que en este caso se limitaron a la cabeza del talud y a la línea de vaguada, y se creó un modelo por correlación automática con un paso de malla de entre 0.50 y 0.60 m, y un total de 900000 puntos, de los cuales 300000 corresponden al modelo de estudio. Se editaron y desecharon aquellas partes del modelo

que correspondían con cubiertas vegetales o puntos mal correlados. A partir de este modelo se pueden obtener otros derivados con paso de malla homogéneo y coincidentes con los obtenidos por láser escáner o MDE actuales a partir de fotogrametría.

3.3 Auscultación in-situ

Los resultados obtenidos mediante técnicas geomáticas se han comparado con los datos registrados en el sistema de auscultación in-situ. Los sensores instalados se pueden agrupar en dos conjuntos: 1) unos están relacionados con la formación de corrientes de derrubios, y 2) otros están instalados para observar la dinámica de flujo.
Para el presente trabajo, se han utilizado datos de los sensores relacionados a la dinámica de flujo, con el objetivo de estimar el volumen de cada evento observado. Para esta tarea se han estudiado los datos de los geófonos, que miden la vibración del terreno generada por los procesos, un sensor de ultrasonidos, que mide el calado del flujo, y una videocámara.
Con toda esta información auscultada se ha podido estimar el volumen, *V*, de cada proceso torrencial. Finalmente, se han estimado el volumen para 6 corrientes de derrubios, 11 flujos hiperconcentrados y 4 desprendimientos que han ocurrido entre agosto 2009 y octubre 2012.

4. RESULTADOS

Antes de analizar los cambios morfológicos y calcular los volúmenes de erosión o acumulación entre dos MDEs, se ha realizado una verificación de los MDEs mediante diferentes zonas de control. Para realizar el control se han comparado todos los MDEs con el MDE_{2011} porque es el de mayor resolución de los que cubren toda la superficie. Estas zonas han sido localizados en carreteras, substrato rocoso o prados, donde el movimiento vertical ha sido insignificante (Figura 1), como se puede observar en la tabla siguiente no disponemos de estos valores para todos los MDE, esto es debido al menor alcance de algunos modelos o a que la poca resolución no permite tomar valores representativos. Los datos de los MDE tienen un cierto rango de variación, por este motivo no se ha hecho el control mediante puntos concretos y se intentado encontrar este rango de variación mediante la obtención de distintos valores en cada zona de control. Los resultados de esta verificación dan lugar a la tabla siguiente.

Tabla 2. Rango de valores obtenido en metros.

ZONA	MDE_{2006}	MDE_{2005}	MDE_{2010}	$MDE_{2012.1}$	$MDE_{2012.2}$	MDE_{1975}
C1	±0,1	---------	---------	-------	-------	-------
C2	±0,1	0,3 a 0,6	-0,5 a -0,2	-------	-------	-------
C3	±0,1	0,4 a 0,6	-0,5 a -0,4	-------	-------	-------
C4	-------	0,8 a 1,6	±0,2	-------	-------	-0,8 a -0,3
C5	-------	0,4 a 0,7	-0,4 a 0,2	±0,2	-------	-0,6 a 0,5
C6	-------	-------	-------	±0,3	±0,5	-------
C7	-------	-------	-------	-------	±0,4	-------

La verificación nos muestra que los MDE creados mediante Láser escáner ($MDE_{2012.1}$ y $MDE_{2012.2}$) tienen una cierta variación de 0,5 metros alrededor de 0. Los modelos raster 5x5 (MDE_{2005} y MDE_{2010}) muestran unos rangos de valores menos homogéneos (debido a la poca resolución que tienen la variabilidad de los valores es mucho mayor), con los datos obtenidos podemos concluir que la precisión está entre 0,5 y 1 metro. Los valores del Modelo de 1975 nos confirman la precisión alrededor de 1 metro que nos indicaba el programa de fotogrametría.

Se han realizado 4 comparaciones entre los modelos disponibles, la comparación consiste en "restar" el modelo más antiguo del más actual. Los modelos obtenidos de la comparación son los representados en la figura siguiente. Los valores negativos del raster obtenido nos indican erosión y los positivos acumulación, para obtener los volúmenes de erosión hemos calculado el volumen del modelo utilizando solo los valores negativos. Los resultados son los descritos en la tabla siguiente y visualizado en Figura 4a. Los valores de esta tabla nos dan una tasa de erosión media anual de casi 15000 metros cúbicos (14579 m3).

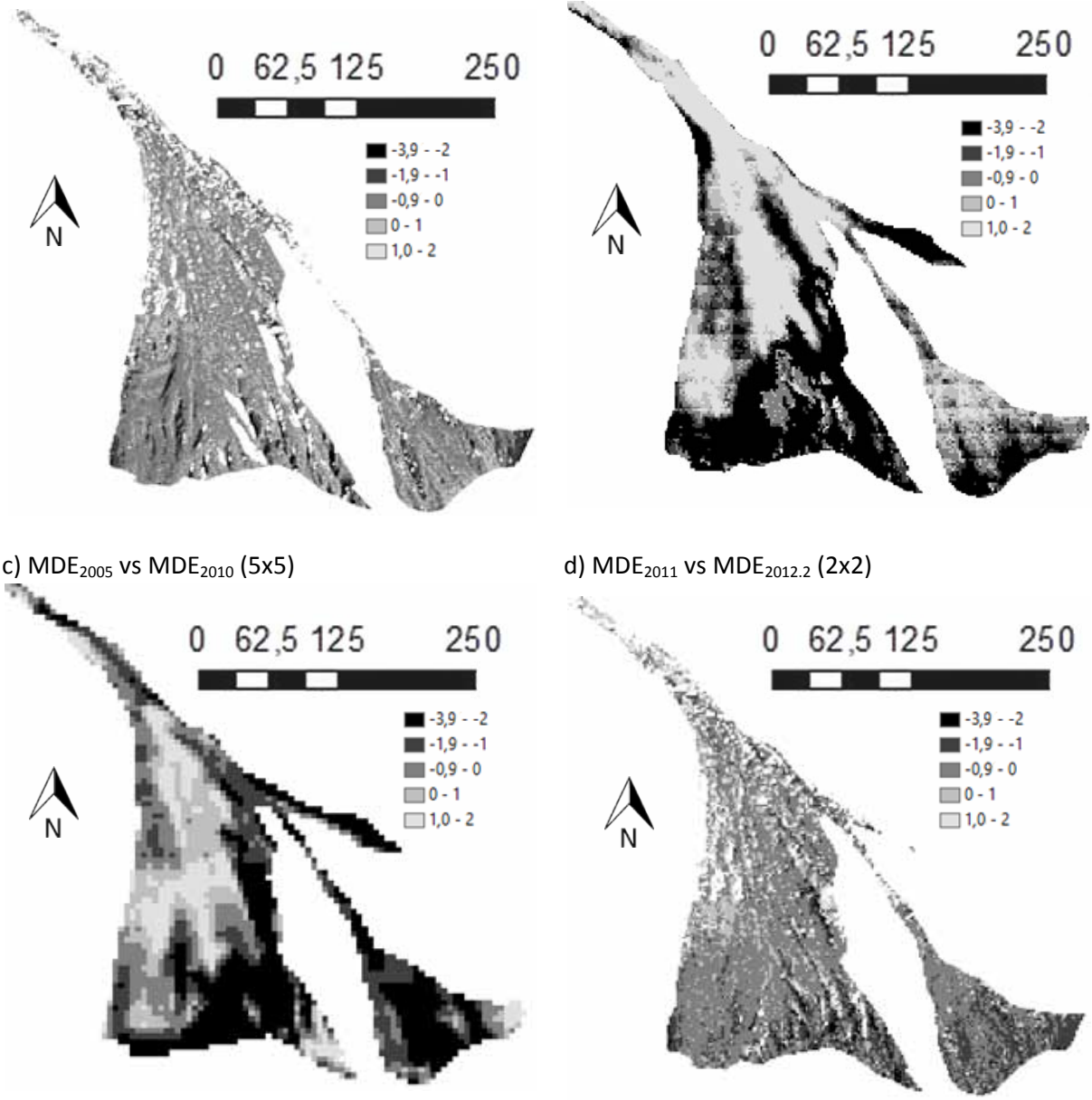
Tabla 3. Cambios de volumen calculado en dos MDEs diferentes y estimación de la tasa de erosión.

MDEs comparados	Erosión (m3)	Intervalo (años)	Tasa erosión anual (m3/a)
$MDE_{2012.1}$ vs $MDE_{2012.2}$	-14807	1	14807
MDE_{1975} vs MDE_{2011}	-624028	38	16421
MDE_{2005} vs MDE_{2010}	-79495	5	15899
MDE_{2011} vs $MDE_{2012.2}$	-22376	2	11188

Los resultados obtenidos mediante la auscultación in-situ indican que los procesos torrenciales detectados entre Agosto 2009 y Octubre 2012 movilizaron masas con volúmenes muy pequeños (desprendimientos de 10 - 50 m^3) a volúmenes grandes (corrientes de derrubios de 2100 m^3 a 16200 m^3). El volumen de cada evento y la suma anual y la media anual están ilustrados en Figura 4b mostrando una tasa de erosión media de aproximadamente 15000 m^3 entre 2009 y 2012.

a) $MDE_{2012.1}$ vs $MDE_{2012.2}$ (0.5x0.5)

b) MDE_{1975} vs MDE_{2011} (2x2)



c) MDE_{2005} vs MDE_{2010} (5x5)

d) MDE_{2011} vs $MDE_{2012.2}$ (2x2)

Figura 3. Cambios morfológicos observados en diferentes MDEs. Ver Tabla 1 para las abreviaturas.

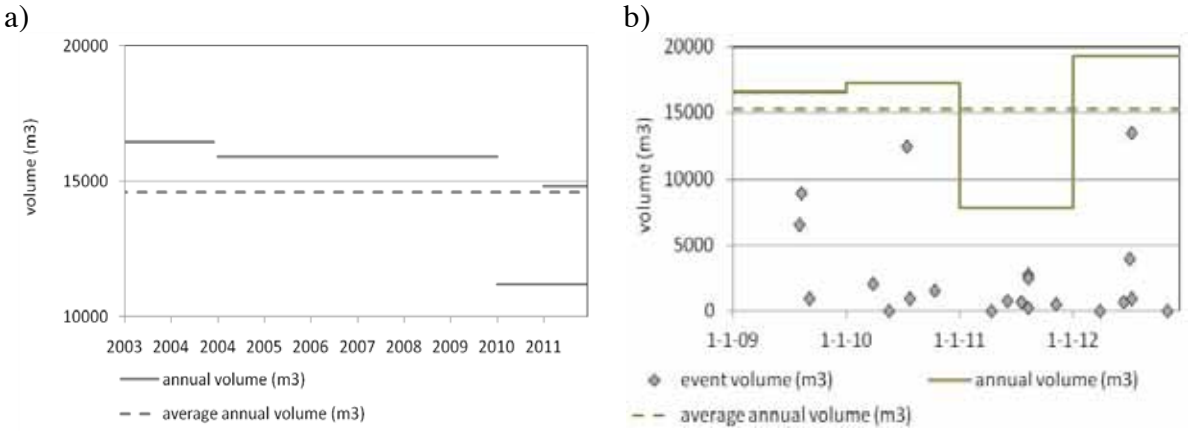


Figura 4. Resumen de la tasa de erosión estimada mediante técnicas geomáticas comparando diferentes MDEs (a) y mediante auscultación in-situ (b).

Finalmente, se han comparado los resultados obtenidos mediante técnicas geomáticas con los datos registrados en el sistema de auscultación in-situ. La comparación indica que los resultados son muy similares. Los datos geomáticos nos reflejan una tasa de erosión anual ligeramente inferior a 15000m^3 mientras que la auscultación nos da unos resultados un poco superiores a este valor.

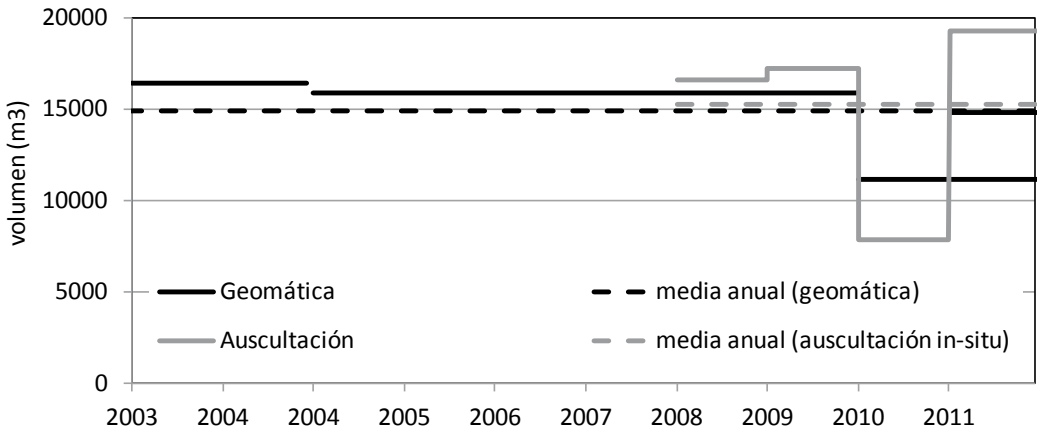


Figura 5. Comparación de las tasas de erosión calculadas mediante técnicas geomáticas y auscultación in-situ.

5. CONCLUSIONES

Se han calculado la tasa de erosión en una cuenca vertiente afectada por procesos torrenciales. Mediante técnicas geomáticas se han podido estimar cambios de volumen en los MDEs entre los años 1975 y 2012; y comparar estos resultados con la estimación de volumen que se ha obtenido de la auscultación in-situ del torrente.

A parte de diversos problemas en las dos campañas del láser escáner terrestre de larga distancia se han creado MDEs de alta resolución. La comparación entre estos dos MDEs y otros MDEs existentes ha revelado una tasa de erosión anual de aproximadamente 15000m3, que coincide bien con los datos medidos entre 2009 y 2012 en la auscultación in-situ.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido subvencionado por los proyectos nacionales DEBRIS-CATCH y DEBRISTART (CGL2008-00299/BTE and CGL2011-23300).

REFERENCIAS

Baltsavias, E.P., 1999. Airborne laser scanning: basic relations and formulas. ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing, 54, 199–214.

Bremer, M., Sass, O., 2012. Combining airborne and terrestrial laser scanning for quantifying erosion and deposition by a debris flow event. Geomorphology, 138 (1), 49-60.

Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.-H., Loye, A., Metzger, R., Pedrazzini, A., 2012. Use of LIDAR in landslide investigations: a review. Natural Hazards, 1-24.

Kraus, K., 2007. Photogrammetry : geometry from images and laser scans. 2a. Berlin: Walter de Gruyter.

Schürch, P., Densmore, A.L., Rosser, N.J., Lim M., McArdell, B.W., 2011. Detection of surface change in complex topography using terrestrial laser scanning: application to the Illgraben debris-flow channel. Earth Surf. Process. Landforms, 36, 1847–1859.

Vilaplana, J.M., 1983. Quaternary Glacial Geology of Alta Ribagorça Basin (Central Southern Pyrenees). Acta Geológica Hispánica, 18 ((3/4)), 217-233.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN DE UN DESLIZAMIENTO DIACRÓNICO MEDIANTE LA COMPARACIÓN ENTRE MDE OBTENIDOS MEDIANTE TÉCNICAS DE FOTOGRAMETRÍA DIGITAL Y LIDAR EN LAS ALPUJARRAS (GRANADA)

Tomás FERNÁNDEZ DEL CASTILLO[1], José L. PÉREZ GARCÍA[1], Francisco J. CARDENAL ESCARCENA[1], Jorge DELGADO GARCÍA[1], Carlos COLOMO JIMÉNEZ[1], Clemente IRIGARAY FERNÁNDEZ[2] y José CHACÓN MONTERO[2]

[1] Grupo Sistemas Fotogramétricos y Topométricos. Departamento de Ingeniería Cartográfica, Geodésica y Fotogrametría
Escuela Politécnica Superior de Jaén
Universidad de Jaén

[2] Grupo Investigaciones Medioambientales: Ingeniería del Terreno y Riesgos Geológicos. Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada

RESUMEN

En este trabajo, se presenta la evolución del deslizamiento de Almegíjar en las Alpujarras (Granada), para lo que se han analizado 5 conjuntos de datos y vuelos fotogramétricos de los años 1956, 1992, 2001, 2008 y 2010. El vuelo más reciente de 2010, combinado de cámara y LiDAR, fue orientado mediante los parámetros de vuelo y puntos de control, y a partir de él se elaboró y editó un MDE de alta precisión y resolución. Los otros vuelos se orientaron utilizando puntos de control de segundo orden extraídos desde los vuelos, y los MDE se elaboraron mediante correlación automática y posterior edición, tomando el vuelo de 2010 como referencia. El análisis se basó en la comparación de los MDE, obteniendo modelos diferenciales, cálculos volumétricos y perfiles longitudinales. Los resultados muestran que el deslizamiento se originó después de 1956, probablemente en 1989, y ha evolucionado con una pauta irregular. En términos medios, la superficie del terreno ha descendido unos 8 m en las zonas de depresión y ascendido cerca de 4 m en las de acumulación. El volumen total de la masa movilizada es de unos $300x10^3$ m^3, lo que permite catalogarlo como moderadamente grande, siendo la velocidad media muy lenta en un periodo de tiempo largo, lo que da lugar a un grado VIII de diacronía.

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de fotografías aéreas correspondientes a vuelos históricos es la técnica más adecuada que se dispone actualmente para la reconstrucción de la cinemática de deslizamientos en intervalos de tiempo significativamente amplios (Walstra et al., 2004; Prokesova et al., 2010). Las técnicas fotogramétricas ha sido utilizadas en muchos trabajos previos (Walstra et al., 2004; Cardenal et al., 2006; Kasperki et al., 2010), en algunos casos combinadas con otras técnicas como el LiDAR (DeWitte et al., 2008; Corsini et al., 2009), el GPS (Brückl et al., 2006), la digitalización de mapas antiguos (Corsini et al., 2009) o incluso la tomografía de resistividad eléctrica (de Bari et al., 2011).

En los estudios fotogramétricos, la orientación de los vuelos está basada en técnicas de aerotriangulación y ajuste de bloques por haces (Walstra et al., 2004, 2007; Brückl et al., 2006; Cardenal et al., 2006; DeWitte et al., 2008; Kasperki et al., 2010; Prokesova et al., 2010; de Bari et al., 2011), utilizando un reducido número de puntos de control capturados con GPS para todas las campañas consideradas. Una vez orientados los vuelos, los MDE son obtenidos por correlación automática y a partir de ahí se pueden abordar dos tipos de aproximaciones: por una parte, los análisis de tipo cuantitativo como la obtención de MDE diferenciales entre campañas, perfiles topográficos, cálculos volumétricos y en algunos casos, la determinación de vectores 3D de desplazamiento (Walstra et al., 2004, 2007; Brückl et al., 2006; Kasperki et al., 2010); por otra parte, se pueden extraer observaciones de tipo cualitativo, aunque no por ello menos valiosas (Walstra et al., 2004; Prokesova et al., 2010; Brückl et al., 2006; DeWitte et al., 2008; Prokesova et al., 2010; de Bari et al., 2011).

La aplicación de técnicas LiDAR permite el posicionamiento preciso de los puntos de una nube de puntos de alta resolución, desde la que se pueden derivar MDE, después de un proceso de clasificación y edición. Los modelos así obtenidos y los procedentes de fotogrametría pueden ser comparados para determinar desplazamientos verticales o cambios volumétricos (Corsini et al., 2000) y para obtener parámetros que caracterizan a los formas del relieve y a los movimientos de ladera (Glenn et al., 2005; Kasai et al., 2009).

En este trabajo, ambas técnicas de fotogrametría y LiDAR se combinan para analizar la evolución del deslizamiento de Almegíjar, siguiendo una metodología basada en la georreferenciación de los datos de vuelos históricos sobre un vuelo reciente y de gran precisión, combinado de LiDAR y cámara digital. Los MDE históricos son elaborados mediante la edición y actualización del MDE correspondiente al vuelo más reciente –obtenido a partir de los datos LiDAR- sobre los modelos estereoscópicos de los vuelos correspondientes. Este procedimiento ha permitido una georreferenciación simple pero robusta, eliminando ruido y tiempo de proceso.

Los resultados obtenidos se han aplicado para la identificación de diferentes parámetros del movimiento tal como sus pautas de velocidad, actividad, diacronía e intensidad.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona se localiza en la comarca de las Alpujarras, un área montañosa al Sur de Sierra Nevada en la provincia de Granada, afectada por muchos procesos de inestabilidad de laderas (Figure 1) (Fernández et al., 2003; Chacón et al., 2010; Jiménez et al., 2011).

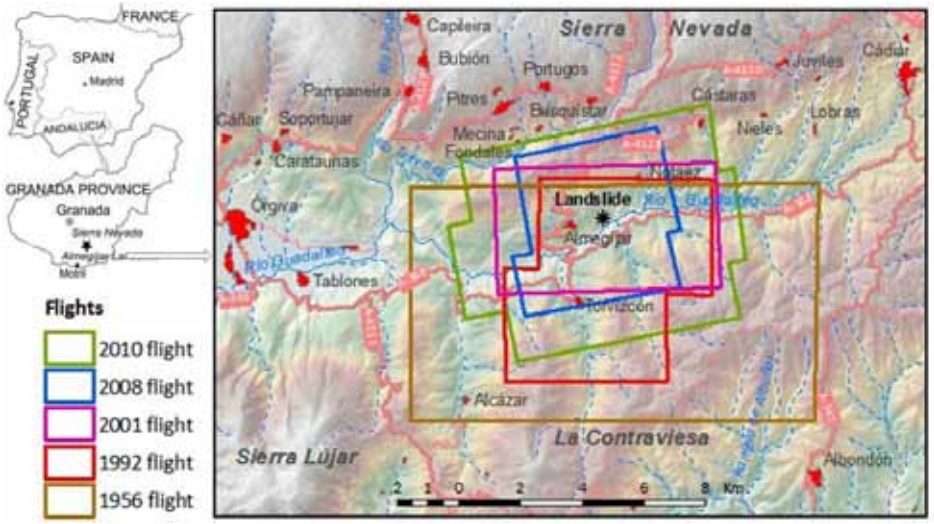


Figura 1. Localización de la zona de estudio y distribución de los vuelos fotogramétricos.

El deslizamiento estudiado está localizado en torno al canal del Río Guadalfeo, próximo a la localidad de Almegíjar, aunque no llega a afectar a infraestructuras o edificaciones relevantes (Figura 2). Se trata de un deslizamiento en apariencia traslacional, con unas dimensiones aproximadas de 250 m de longitud, 300 m de anchura y 140 m de desnivel. Las litologías afectadas por el deslizamiento son principalmente filitas y cuarcitas de edad Permotriásica, correspondientes al Complejo Alpujárride de las Cordilleras Béticas. Sin embargo, se localiza en una zona general de inestabilidad, donde se pueden observar bloques inestables y grietas que afectan a las rocas carbonatadas suprayacentes (Figure 2).

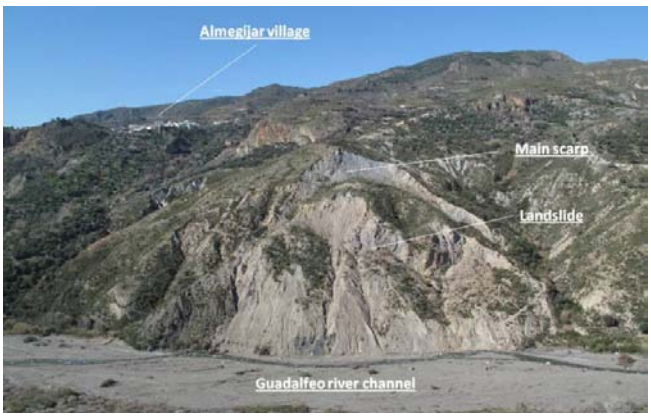


Figura 2. Deslizamiento de Almegíjar.

Para el estudio, se ha dispuesto de dos vuelos fotogramétricos recientes de 2008 y 2010, combinados de cámara digital (Z/I DMC) y sensor LiDAR (Leica ALS50-II), con sistema inercial GPS/IMU para la orientación directa del vuelo. Además, se han utilizado otros vuelos históricos de 1956, 1992 y 2001 (Tabla 1), realizados con cámaras analógicas. La distribución de los vuelos se muestra en la Figura 1.

Campaña	Bandas	Formato	Tamaño pixel	Pixel terreno	LiDAR
1956	Pancromática	Película	15 μm	0,60 m	No
1992/2001	Pancromática	Película	15 μm	0,30 m	No
2008/2010	RGB-NIR	Digital	12 μm	0,20 m	Sí

Tabla 2. Propiedades de los conjuntos de datos y vuelos fotogramétricos.

3. METODOLOGÍA

La fotogrametría digital es un paso importante para los estudios evolutivos de la morfología del terreno (Walstra et al., 2004, Brunsden and Chandler 1996), entre los que se encuentran los relacionados con los movimientos de ladera. La metodología desarrollada por el equipo de trabajo y calibrada en trabajos previos (Cardenal et al., 2006, Fernández et al., 2011) comprende los siguientes pasos:

1. Digitalización de los fotogramas analógicos.
2. Definición del sistema de referencia.
3. Orientación de los vuelos históricos.
4. Elaboración del MDE.
5. Comparación de los modelos y cálculos.

Una vez efectuados los cálculos se ha de proceder a la interpretación de los resultados en términos de velocidad, actividad, diacronía e intensidad de los movimientos de ladera.

3.1 Digitalización de los fotogramas analógicos

Los vuelos más antiguos, correspondientes a 1956, 1992 y 2001, al ser analógicos, requieren una digitalización. Este se ha llevado a cabo mediante el escáner fotogramétrico Vexcel Ultrascan 5000 con un tamaño de pixel de 15 micras que da lugar a imágenes con la resolución mostrada en la Tabla 1.

3.2 Definición del sistema de referencia

El vuelo fotogramétrico más reciente se tomó como referencia debido a su alta resolución y precisión. Previamente este vuelo había sido orientado mediante los datos de orientación directa (GPS e inercial) y puntos de paso. Los parámetros de orientación y el control de calidad de la misma realizado a partir de 20 puntos de chequeo se muestran en la Tabla 2.

Por su parte, los datos brutos de LiDAR (raw data) fueron orientados ajustando las distintas pasadas en una única nube de puntos y a continuación ajustando altimétricamente dicha nube al vuelo fotogramétrico. Este ajuste se produjo mediante una traslación o desplazamiento vertical de los primeros de en torno a -0,45 m, una vez analizada la relación entre ambas superficies. La operación es crítica ya que ambos conjuntos de datos fueron tomados como referencia para orientar los modelos y elaborar los MDT históricos.

3.3 Orientación de los vuelos of históricos

El resto de los vuelos correspondientes a otras campañas se han orientado mediante puntos de control de segundo orden extraídos desde los fotogramas correspondientes al vuelo de referencia y a los propios vuelos históricos. Los resultados de este proceso de orientación, se muestran en la Tabla 2. Este procedimiento permite reducir el número de puntos de control y al mismo tiempo asegura de forma inmediata que los puntos sean observables, accesibles e inequívocamente reconocibles en ambos vuelos, lo que no siempre es posible en las metodologías basadas solamente en puntos medidos sobre el terreno.

Año	Nº Fotos	Puntos de chequeo/ control	Puntos de paso	RMS pixel	Error orientación		Error propagado	
					RMS xy (m)	RMS z (m)	RMS xy (m)	RMS z (m)
2010	36	20	195	0,529	-	-	0,258	0,100
2008	9	8 xyz	82	0,246	0,145	0,042	0,296	0,108
2001	3	8 xyz	14	0,363	0,187	0,213	0,319	0,235
1992	4	7 xyz	21	0,423	0,255	0,067	0,363	0,120
1956	3	8 xyz, 4 z	14	1,038	0,566	0,269	0,622	0,287

Tabla 2. Resultados de la orientación de los vuelos.

3.4 Elaboración del MDE

El MDE de referencia se obtuvo directamente a partir de los datos LiDAR (2010), una vez que estos datos han sido corregidos procesados y editados a través de la observación de las curvas de nivel superpuestas en el correspondiente modelo estereoscópico (Figure 3).

Para elaborar los MDE históricos, se observa el MDE de referencia sobre los distintos modelos estereoscópicos y, a continuación, se edita en aquellas zonas donde se observe una falta de coincidencia o se recalcula mediante correlación automática en caso de que la superficie sea suficientemente amplia (Fernández et al., 2011). Este procedimiento conserva la resolución y precisión del MDE reciente y al mismo tiempo evita introducir ruido en aquellas áreas donde el terreno no ha sufrido cambios significativos (Figura 3).

3.5 Comparación entre modelos y cálculos

La comparación ha sido hecha en este trabajo mediante diferentes técnicas:

1. Cálculo de distancias o desplazamientos verticales, sustrayendo los valores entre cada dos modelos comparados (determinación de MDE diferenciales) (Figura 3).
2. Estimaciones volumétricas para identificar las zonas de depresión y acumulación.
3. Obtención de secciones o perfiles topográficos longitudinales (Figura 4).

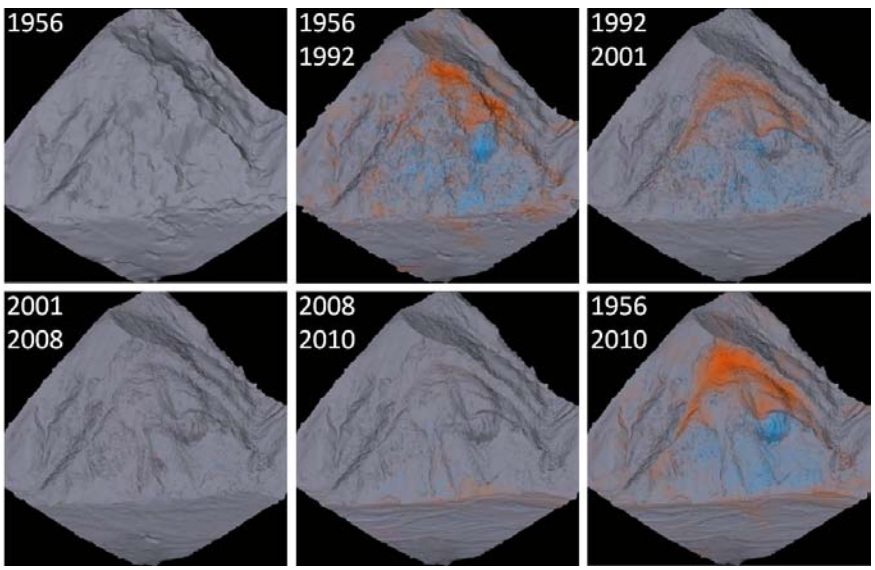


Figura 3. Evolución del movimiento (1996-2010): zonas de depresión (naranja) y de acumulación (azul).

4. RESULTADOS

Como resultados preliminares, se pueden destacar en primer lugar algunos aspectos de carácter cualitativo. Así, a partir de las Figuras 2, 3 y 4, se observa que el deslizamiento estudiado no aparece en el modelo de 1956, aunque está localizado en una zona general inestable, con evidencias de inestabilidad más antigua ladera arriba. El movimiento se desencadenó posteriormente a 1956, de tal forma que en los siguientes modelos (vuelo de 1992 y posteriores) pueden observarse distintas evidencias de inestabilidad, tal como un escarpe principal bien desarrollado, así como una ladera escalonada, escarpes menores, grietas abiertas y una zona de acumulación en la base de la ladera.

Sin embargo, observaciones posteriores en ortofotografías (1977 y 1984) han permitido datar el movimiento en una fecha posterior a 1984, ya que en ellas no se observan evidencias claras del deslizamiento. Con bastante probabilidad el deslizamiento se produjo en el año 1989, el más lluvioso del periodo comprendido entre 1984 y 1992.

La comparación entre los MDE de 1956 y 2010 -el primero y el último de la serie- muestra dos áreas bien diferenciadas: la zona de depresión en la parte superior del deslizamiento y la zona de acumulación en la parte inferior (Figuras 3 y 4).

La substracción de los MDE (Tabla 3) revela importantes desplazamientos verticales con un descenso medio de la superficie del terreno en la zona de depresión –tasa anual de 0,16 m/año-, y valores máximos locales de casi 28 m, y con un ascenso medio de la superficie de 3,9 m –tasa anual de 0,07 m/año-, y valores máximos superiores a 27 m. Si se considera el origen del deslizamiento en 1989, la tasa media anual alcanza 0,40 m/año y 0,19 m/año, respectivamente, en cada zona. A partir de estos datos la velocidad del deslizamiento se estima en unos pocos cm/año, lo que permite catalogarla como muy lenta en caso de que se considere la actividad como continua y uniforme en el tiempo.

Periodos	Desplazamientos absolutos		Desplazamientos relativos	
	Depresión	Acumulación	Depresión	Acumulación
1956-1992	-5,22	2,56	-0,15	0,07
1989-1992	-5,22	2,56	-1,74	0,85
1992-2001	-2,87	1,78	-0,32	0,20
2001-2008	-0,30	0,27	-0,04	0,04
2008-2010	-0,43	0,23	-0,21	0,12
1956-2010	-8,49	3,94	-0,16	0,07
1989-2010	-8,49	3,94	-0,40	0,19

Tabla 3. Desplazamientos verticales entre los MDE de las distintas campañas.

Period	Volúmenes absolutos			Volúmenes relativos		
	Depresión	Acum.	Pérdidas	Depresión	Acum.	Pérdidas
1956-1992	-178909	55697	-123212	-4970	1547	-3423
1989-1992	-178909	55697	-123212	-59636	18565	-41070
1992-2001	-85784	46182	-39602	-9532	5131	-4400
2001-2008	-9252	8705	-547	-1322	1244	-78
2008-2010	-18389	7124	-11265	-9195	3562	-5632
1956-2010	-292333	117707	-174626	-5414	2180	-3234
1989-2010	-292333	117707	-174626	-13920	5605	-8315

Tabla 4. Cáculos volumétricos entre los MDE de las distintas campañas.

En relación con los periodos considerados y puesto que estos tienen distinta amplitud, la comparación más útil es la que se establece entre las tasas anuales de desplazamiento. Así, las mayores tasas se producen en los periodos 1992-2001 (0,32 m/año en la zona de depresión y 0,20 m/año en la de acumulación) y 2008-2010 (0,21 m/año y 0,12 m/año); por el contrario, las menores tasas de desplazamiento se encuentran en el periodo 2001-2008 (0,04 m/año en ambas zonas), mientras que la tasa del periodo 1956-2010 tiene un valor intermedio (0,15 m/año y 0,07 m/año), similar a la del periodo completo de estudio. No obstante, si en vez de considerar como primer periodo el correspondiente a 1956-1992, se considera el de 1989-1992, la tasa del mismo alcanza un valor (1,74 m/año y 0,85 m/año), significativamente superior a todos los demás periodos.

El análisis de los cambios volumétricos muestra un volumen total erosionado en todo el periodo considerado de casi $300x10^3$ m^3 y un volumen total acumulado de unos $120x10^3$ m^3; la diferencia de casi $175x10^3$ m^3 corresponde a las pérdidas de material, evacuadas por el río (Tabla 4). Las tasas anuales muestran valores en torno a 5400 m^3/año de material erosionado, 2200 m^3/año de material acumulado y consecuentemente 3200 m^3/año de pérdidas; sin embargo, considerando el origen del deslizamiento en 1989, las tasas se triplican, hasta casi 14000 m^3/año, 5600 m^3/año y 8300 m^3/año, respectivamente.

Por periodos, se encuentran unos resultados equivalentes, con valores máximos de los materiales movilizados en los periodos 1992-2001 (9500, 5000 y 4440 m^3/año) y 2008-2010 (9200, 3600 y 5600 m^3/año) y mínimos en el periodo 2001-2008 (1300, 1200 y 100 m^3/año), mientras que en el periodo 1956-1992 se observan unas tasas similares (5000, 1500 y 3500 m^3/año) a las del intervalo completo. Si se considera como origen del deslizamiento el año 1989, las tasas volumétricas del primer periodo son significativamente mayores (casi 60000 m^3/año, más de 18000 m^3/año y 13000 m^3/año).

En conjunto, la masa movilizada es de unos $300x10^3$ m^3, correspondiente a un deslizamiento moderadamente grande. Asimismo, a partir de observaciones en los perfiles se puede inferir que la superficie de deslizamiento se aproxima a un plano, lo que permite catalogarlo como traslacional, sin evidencias de mecanismos de rotación, y con un espesor en torno a 50 m.

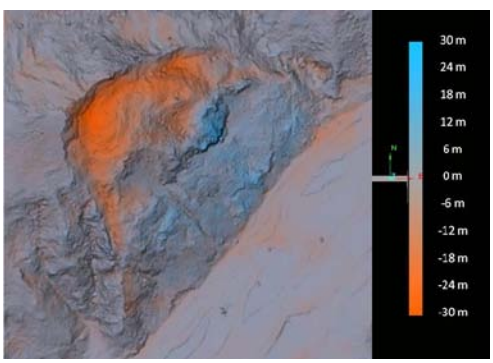


Figura 3. Desplazamientos verticales en el periodo considerado completo (1956-2010).

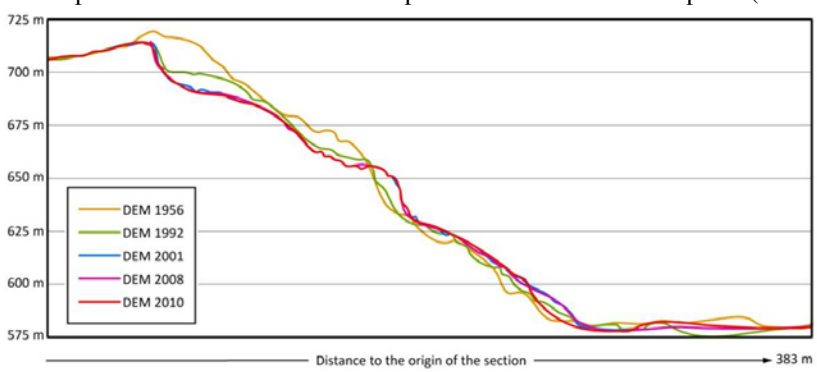


Figura 4. Secciones longitudinales del deslizamiento.

5. DISCUSIÓN

La presencia de evidencias de inestabilidad junto a otros rasgos geomorfológicos recientes, como erosión en cárcavas o barrancos, ponen de manifiesto una importante actividad geomorfológica en el área de trabajo, confirmada con las grandes pérdidas de material que resulta evacuado por el río en episodios de tipo rambla. Esta actividad no es solo reciente sino que se remonta a cientos o miles de años atrás en procesos de reactivación del paisaje desde el Mioceno Superior al Holoceno (García et al., 2002).

A partir de la observación de los modelos digitales del terreno y los perfiles, se deduce una morfología plana para el escarpe y en consecuencia para la superficie del deslizamiento, con una masa de espesor limitado a unos 50 metros, parcialmente erosionada y afectada por corrientes derrubios en la superficie. No se observan evidencias claras de rotación, aunque de acuerdo con datos complementarios (Palenzuela et al., 2011), la reactivación del deslizamiento en el periodo 2009-2010 se produjo según un patrón de acortamiento longitudinal a lo largo de la dirección de la pendiente con una extensión perpendicular a ella, resultando en un abombamiento de la zona inferior (Agliardi et al., 2001).

Los parámetros obtenidos relativos al deslizamiento permiten la definición de sus dimensiones, velocidad, actividad, diacronía e intensidad, de acuerdo a distintas clasificaciones publicadas (Cardinali et al., 2002, Chacón et al., 2010, Fell 1994, WP/WLI 1993, 1995). Así, su volumen en torno a $300x10^3$ m^3 permite catalogar al deslizamiento como moderadamente grande y su velocidad media del orden de unos centímetros por año, como muy lento (Fell, 1994, WP/WLI 1993, 1995), tanto si consideramos todo el periodo desde 1956 (16 y 7 cm/año para la zona de depresión y acumulación, respectivamente), como si consideramos la probable fecha de origen en 1989 (40 y 21 cm/año).

Todo ello, partiendo de una edad contemporánea para el deslizamiento, conduce a establecer un grado VIII de diacronía (Chacón et al., 2010), durante el cual ha tenido lugar una importante intensidad de deslizamiento (Cardinali et al., 2002) que se extiende por un intervalo de decenas años. Sin embargo, la distinta tasa de desplazamiento anual estimada para los distintos periodos considerados lleva a pensar en distintos grados de intensidad del movimiento, y a variaciones en la diacronía del mismo a lo largo del tiempo.

Así, puesto que la tasa de desplazamiento de algunos periodos –concretamente el periodo inicial de 1989-1992- supera el metro por año, se deduce que el deslizamiento puede alcanzar momentos de máxima intensidad en las que el grado de diacronía aumenta a un grado VII o incluso VI, con una actividad concentrada en unos pocos años o meses. Esta última observación parece corroborada por datos complementarios obtenidos con láser escáner terrestre (Palenzuela et al., 2011), en el que se observa una fase de reactivación entre 2009 y 2010, con tasas de desplazamiento igualmente superiores a 1 m/año concentrados probablemente en unos cuantos meses.

El mecanismo desencadenante del movimiento parece ser la precipitación, que en la zona tiene un carácter irregular y en muchos casos torrencial, y que se produce tanto en el comienzo del otoño (gota fría), como durante el invierno y principio de la primavera, en cuyo caso se pueden originar caudales importantes como consecuencia de la fusión de la nieve de Sierra Nevada. Así, el análisis de los datos climáticos disponibles en la zona desde 1940 muestra 5 periodos lluviosos, similares a los registrados en 1997 y 2010, generadores de una intensa actividad de los movimientos de ladera en la zona. Estos periodos, que se repiten en ciclos de unos 10-15 años, se extienden por intervalos de 2-3 años y presentan picos superiores a 400 mm en 3 meses. Junto a estos periodos hay otros de menor intensidad (300 mm) que en conjunto dan una ciclicidad de unos 8 años, lo que está de acuerdo con estudios regionales (Trigo et al., 2000; Pozo et al., 2004) en los que se relaciona las intensas precipitaciones con valores negativos del índice ANO (North Atlantic Oscillation), cuya periodicidad es de 8 años.

6. CONCLUSIONES

Las técnicas de fotogrametría digital, así como la elaboración y edición de modelos digitales de elevaciones, se comprueban una vez más como una herramienta muy útil y precisa para el estudio de movimientos de ladera y de su evolución temporal.

La metodología propuesta está basada en la orientación precisa por medio de datos de orientación directa del vuelo más reciente y exacto, que se toma como referencia. En cuanto a los vuelos históricos, estos se orientan empleando puntos de control de segundo orden extraídos del vuelo de referencia. Este procedimiento asegura una buena orientación de los vuelos y una integración consistente de los datos en el mismo sistema de referencia. Al mismo tiempo, la elaboración de MDE tomando como referencia los datos LiDAR del vuelo más reciente, reduce el tiempo de edición de los MDE históricos y evita el ruido introducido por los métodos de correlación automática aplicados independientemente a cada vuelo.

Respecto a los resultados, se ha podido estimar un desplazamiento vertical de unos 8 y 4 m en las zonas de depresión y acumulación, respectivamente, y cambios volumétricos totales de aproximadamente $300x10^3$ m^3. Además, se han podido extraer algunas ideas cualitativas sobre la descripción del movimiento (deslizamiento traslacional) y su evolución no uniforme en el tiempo. Así, el deslizamiento de Almegíjar se puede definir como moderadamente grande, y su evolución se produce con una velocidad muy lenta a lo largo de un periodo amplio de decenas de años, resultando en un grado VIII de diacronía con una importante intensidad en algunos periodos de tiempo determinados. No obstante, las observaciones conducen a establecer que la evolución no es continua en el tiempo y que se produce una alternancia de periodos de mayor actividad concentrados en unos pocos meses-años y otros con una actividad muy reducida, relacionada con la intensidad de los periodos lluviosos.

Sin embargo, la investigación en curso precisa de más datos de detalle sobre los desplazamientos y su evolución, empleando un mayor número de vuelos, disponibles principalmente en la última década, e incorporando otras técnicas como el láser escáner terrestre (TLS), la fotogrametría de gran escala y bajo coste a partir de vehículos ligeros no tripulados (UAV), así como redes de sensores inalámbricos dispuestos sobre la superficie del terreno (WSN) para monitorizar el movimiento.

Por otra parte, la utilización de otras técnicas de análisis como la determinación de vectores de desplazamiento 3D o el cálculo de distancias absolutas (ortogonales a la superficie del terreno) pueden ayudar a definir el movimiento de una forma más precisa. Finalmente, debe procurarse la extensión de los estudios locales a estudios regionales, que permitan la elaboración de mapas de peligrosidad más precisos y realistas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto ISTEGEO RNM-06862 (Plan Andaluz de Investigación) y los proyectos CGL2008.04854 y TIN2009-09939 del Plan Nacional de Investigación, así como los Grupos de Investigación PAIDI TEP-213 y RNM-221.

REFERENCIAS

Agliardi, F.; Crosta,G.; Zanchi, A. (2001). Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. Engineering Geology 59: 83-102.

Brückl, E., Brunner, F.K. and Kraus, K. 2006. Kinematics of a deep-seated landslide derived from photogrammetric, GPS and geophysical data. Engineering Geology, 88: 149–159.

Brunsden, D. and Chandler, J.H., 1996. Development of an Episodic Landform Change Model Based Upon the Black Ven Mudslide, 1946-1995. In: Anderson, M. G. and Brooks, S. M. (eds.) Advances in Hillslope Processes. John Wiley & Sons Ltd., Chichester: pp. 869-896.

Cardenal, J., Delgado, J., Mata, E., González, A. and Olague, I., 2006. Use of historical flight for land-slide monitoring. Proceedings of Spatial Accuracy 2006, Lisbonne, Portugal, 129-138.

Cardinali, M., Reichenbach, P., Guzzetti, F., Ardizzone, F., Antonini, G., Galli, M., Cacciano, M., Castellani, M. and Salvati, P., 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 2:57-72. EGS.

Chacón, J., Irigaray, C., El Hamdouni, R. and Jiménez, J.D., 2010. Diachroneity of land-slides. In: Geologically Active - Williams et al. (eds) © 2010 Taylor & Francis Group, London, 999-1006.

Corsini, A., Borgatti, L., Cervi, F., Dahne, A., Ronchetti, F. and Sterzai, P., 2009. Estimating mass-wasting processes in active earth slides-Earth flows with time-series of High-Resolution DEMs from photogrammetry and airborne LiDAR. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9: 433–439.

de Bari, C., Lapenna, V., Perrone, A., Puglisi, C. and Sdao, F., 2011. Digital photogram-metric analysis and electrical resistivity tomography for investigating the Picerno land-slide (Basilicata region, southern Italy). Geomorphology, 133, 1-2, 34–46.

Dewitte, O., Jasselette, J.C., Cornet, Y., Van Den Eeckhaut, M., Collignon, A., Poesen, J. and Demoulin, A., 2008. Tracking landslide displacement by multi-temporal DTMs: a combined aerial stereophotogrammetric and LiDAR approach in Belgium, Eng. Geology, 99, 11-22.

Fell, R., 1994. Landslide risk assessment and acceptable risk. Can Geotech J 31:261–272.

Fernández, T., Irigaray, C., El Hamdouni, R. and Chacón, J., 2003. Methodology for land-slide susceptibility mapping by means of a GIS. Application to the Contraviesa area (Granada, Spain). Nat Hazards 30(3): 297-308.

Fernández, T., Pérez, J.L., Delgado, J., Cardenal, J., Irigaray, C. and Chacón, J., 2011. Evolution of a diachronic landslide by comparison between different DEMs obtained from digital photo-grammetry techniques in las Alpujarras, GI4DM, Antalya, Turkey.

García, A.F., Zhu, Z., Ku, T.L., Sanz de Galdeano, C., Chadwick, O.A. and Chacón, J., 2003. Tectonically driven landscape development within the eastern Alpujarran Corridor, Betic Cordillera, SE Spain (Almería). Geomorphology. 50: 83–110.

Glenn, N.F., Streutker, D.R., Chadwick, D.J., Thackray, G.D. and Dorsch, S.J., 2005. Analysis of LiDAR-derived topographic information for characterizing and differenti-ating landslide morphology and activity. Geomorphology 73,131–148.

Jiménez, J.D., Irigaray, C., El Hamdouni, R. and Chacón, J., 2011. Landslide-susceptibility mapping in a semi-arid mountain environment: an example from the southern slopes of Sierra Nevada (Granada, Spain). Bull Eng Geol Environ 70: 265-277.

Kasai, M., Ikeda, M., Asahina, T. and Fujisawa, K., 2009. LiDAR-derived DEM evaluation of deep-seated landslides in a steep and rocky region of Japan. Geomorphology, 113: 57–69.

Kasperski, J., Delacourt, C., Allemand, P. and Potherat, P., 2010. Evolution of the Sedrun landslide (Graubünden, Switzerland) with ortho-rectified air images. Bull.Eng.Geol.Env, 69:421-430.

Palenzuela, J.A., Irigaray, C., Jiménez-Perálvarez, J.D., Chacón, J. (2011). Application of Terrestrial Laser Scanner to the assessment of the evolution of diachronic landslides. Proceedings of the Second World Landslide Forum, p.0753. In: F Catani, C Margottini, ATrigila, C Iadanza. ISPRA.

Pozo, D., Esteban, M.J., Rodrigo, F.S. and Castro, Y. (2000).An analysis of the variability of the North Atlantic Oscillation in the time and frequency domains.Int.J.Climatol. 20:1675–1692.

Prokešová, R., Kardoš, M. and Medveďová A., 2010. Landslide dynamics from high-resolution aerial photographs: A case study from W Carpathians, Slovakia. Geomor-phology, 115: 90–101.

Trigo, R.M., Pozo, D., Timothy, C., Osborn, J., Castro, Y., S., Esteban, M.J. (2004). NAO influence on precipitation, river flow and water resources in the Iberian Peninsula. Int. J. Clim. 24: 925–94.

Walstra, J., Chandler, J.H., Dixon, N. and Dijkstra, T.A., 2004. Time for Change - Quanti-fying Land-slide Evolution Using Historical Aerial Photographs and Modern Photo-grammetric Methods. Intern. Arc. Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial In-formation Sc. XXXV: 475-480.

Walstra, J., Chandler, J.H., Dixon, N. and Dijkstra, T.A., 2006. Aerial Photography and Digital Photo-grammetry for Landslide Monitoring. In: Mapping Hazardous Terrain Using Remote Sensing. Geological Society Special Publications.

WP/WLI, 1993 a. A Suggested Method for Describing the Activity of a Landslide. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No.47, pp.53-57.

WP/WLI, 1995. A suggested method for describing the rate of movement of a landslide. Bulletin of the International Association of Engineering Geology,52: 75-78.

VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables
Palma de Mallorca, Junio 2013
E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.)
CIMNE, Barcelona, 2013

CONTROL Y SEGUIMIENTO DE UNA GRIETA DE TRACCIÓN RELACIONADA CON EXTRACCIONES MINERAS. MEDIDAS DE DRENAJE. EL CASO DE PADUL (GRANADA)

Miguel Ángel DÍAZ-PUGA [1], Rosa María MATEOS [2]

[1] Parque Nacional y Natural de Sierra Nevada. Consejería de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente. Junta de Andalucía. E.mail: miguel.diaz.puga@juntadeandalucia.es

[2]Instituto Geológico y Minero de España. Unidad de Granada. Urb. Alcázar del Genil, 4. Edificio Zulema, bajo 18006 Granada. E.mail: rm.mateos@igme.es

RESUMEN

En este trabajo se presentan las medidas adoptadas para frenar y vigilar la apertura de una grieta de tracción de un posible deslizamiento, situado en la cabecera de una cantera de áridos en el municipio de Padul (Granada). La grieta, muy penetrativa y con 200 m de longitud, presenta ya desplazamientos verticales de varios centímetros, y amenaza la única pista forestal de acceso al Parque Nacional de Sierra Nevada, en su sector occidental. La actividad de la grieta, monitorizada con una serie de hitos topográficos, está directamente relacionada con los eventos de lluvias intensas en la zona. Para desviar la escorrentía superficial se han llevado a cabo una serie de medidas de drenaje, que han funcionado con éxito en el reciente periodo lluvioso 2012-2013.

1. INTRODUCCIÓN

El Macizo de Sierra Nevada es el techo de la Península Ibérica, con varios picos que superan los 3000 metros de altura, siendo el más alto el Mulhacén con 3479 m. Tiene una superficie de unas 172.000 hectáreas y está situado en el corazón de las llamadas Zonas Internas de la Cordillera Bética.

La gran variedad de tipos de rocas y procesos geológicos presentes en el Parque Natural y

Nacional de Sierra Nevada, determinan una rica geodiversidad y biodiversidad. Debido a su alto valor paisajístico, ecológico y socioeconómico, en los últimos 20 años Sierra Nevada ha sido legalmente reconocida como espacio natural protegido. Así, en 1986, fue incluido por la UNESCO en el Patrimonio de la Humanidad como *Reserva de la Biosfera.* Más tarde, en julio de 1989, con la promulgación de la Ley de Espacios Naturales Protegidos de Andalucía se declaró Sierra Nevada como *Parque Natural,* y finalmente, en enero de 1999, parte de este Espacio Natural fue declarado por las Cortes Generales como Parque Nacional de Sierra Nevada, e incluido en la Red de Parques Nacionales.

En entorno del Parque Nacional, y dentro del Parque Natural, en el margen occidental de Sierra Nevada (borde Padul), existen una serie de explotaciones mineras a cielo abierto donde se explotan para áridos los materiales carbonatados triásicos dolomíticos del Complejo Alpujárride. Estos materiales se encuentran intensamente tectonizados, fracturados y diaclasados, ya que están afectados por numerosas fallas de borde del macizo de Sierra Nevada, algunas de ellas activas desde el Mioceno Superior. Esto determina un comportamiento homogéneo de sus dolomías, que puede asimilarse al de un suelo desde el punto de vista geotécnico.

Desde mediados de 2009, en la cabecera de una de estas canteras, se vienen desarrollando fracturas de varias decenas de centímetros de apertura y profundidades superiores al metro. La generación de estas fracturas coinciden temporalmente con la explotación de la cantera en este sector, que ha producido un importante descalce de la ladera. Adicionalmente, la apertura y evolución de la grieta coincide con los episodios de intensas lluvias que ocurrieron durante los años 2009 y 2010.

La fractura principal corresponde a una grieta de tracción de un deslizamiento incipiente, que de llegar a producirse en su totalidad, podría poner en movimiento varios miles de metros cúbicos de material, que afectarían seriamente a una pista forestal y al frente de la cantera, y además pondría en peligro la seguridad de las personas que suelen transitan por el lugar. La mencionada pista forestal no presenta trazados alternativos, constituyendo la vía preferencial para la circulación de la población local y para el desarrollo de los servicios técnicos del Parque Nacional y Natural de Sierra Nevada.

Para controlar la evolución de las fracturas, la Administración del Parque Nacional de Sierra Nevada, en colaboración con el IGME, han instalado cuatro puntos topográficos de control, a lo largo de la fractura principal, en los que se han realizado mediciones periódicas. Así mismo se han establecido unas medidas de drenaje para la reconducción de la escorrentía superficial de la zona fuera del área de influencia del posible deslizamiento.

En el presente trabajo se analizan las diferentes medidas adoptadas, tanto para hacer el seguimiento de la evolución de la grieta de tracción, como para evitar su desarrollo, teniendo en cuenta el interés estratégico de la zona como vía de acceso a este sector de Sierra Nevada.

2.- CONTEXTO GEOLÓGICO

El área estudiada se sitúa a unos 2,5 Km al E-NE de la localidad de Padul (Granada) en el borde occidental de Sierra Nevada. Se localiza sobre materiales del Complejo Alpujárride (Vera, 2004), los cuales forman parte de las Zonas Internas de las Cordilleras Béticas (Fig.1).

Las unidades del Complejo Alpujárride se caracterizan en general por tener un paquete inferior Paleozoico de metapelitas grafitosas oscuras y cuarcitas con niveles de gneises; un conjunto intermedio de metapelitas pobres en grafito, de diversos colores claros con niveles de cuarcitas, carbonatos y yesos, de edad Permo-Triásica; y por último un paquete carbonatado superior de edad Triásica. Este último paquete está formado por calizas y dolomías más o menos marmorizadas dependiendo de la unidad a la que pertenezcan, siendo en general más metamórficas las unidades superiores. Tiene espesores de hasta varios cientos de metros y es el material más abundante en el área, formando entre otras las sierras de la Silleta (1521 m) y del Manar (1336 m) (Fig.2).

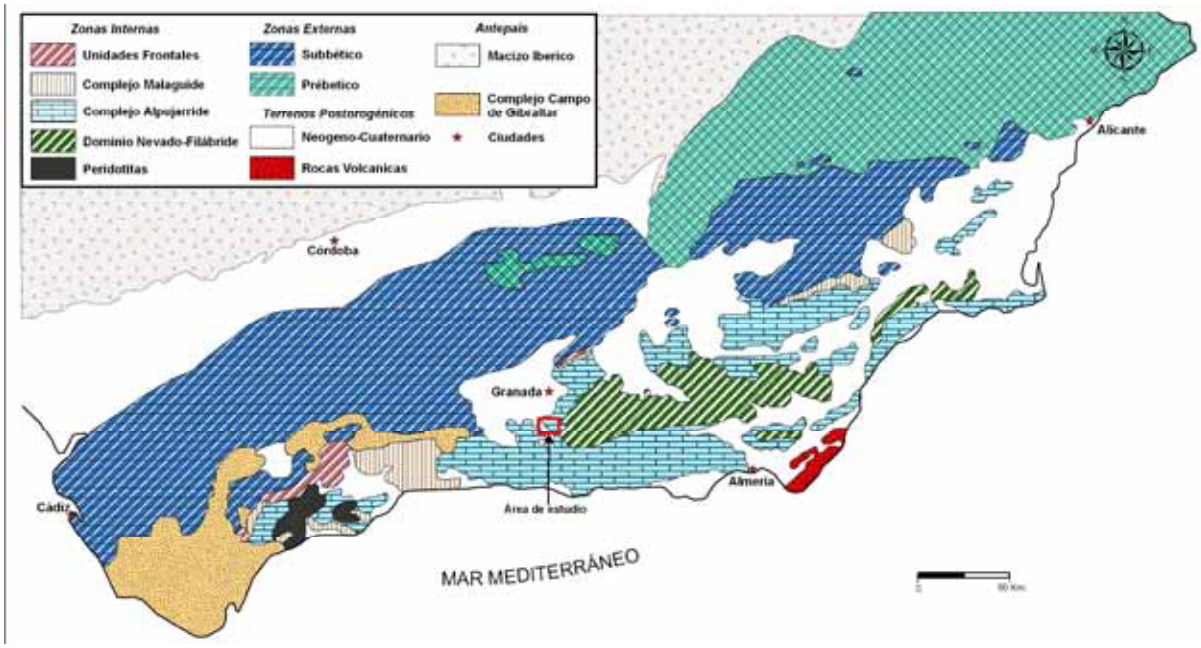


Fig. 1. Contexto geológico de la zona de estudio en el ámbito del Complejo Alpujárride de las Zonas Internas de las Cordilleras Béticas, en el borde occidental de Sierra Nevada.

En concreto los materiales objeto de estudio son las dolomías y mármoles dolomíticos muy brechoides que llegan a tener aspecto de cataclasitas en grandes extensiones. Esta intensa tectonización, fracturación y diaclasado, se debe a que están afectados por numerosas fallas de borde del macizo de Sierra Nevada, algunas de ellas activas desde el Mioceno Superior. La

más espectacular de todas es la conocida con el nombre de falla de Padul-Nigüelas, que se trata de una falla normal de unos 15 Km de longitud y dirección NNO-SSE (Fig.2). El grado de fracturación de este material determina una excelente excavabilidad, sin necesidad de recurrir a explosivos, por lo que existen numerosas canteras de áridos que explotan el citado material.

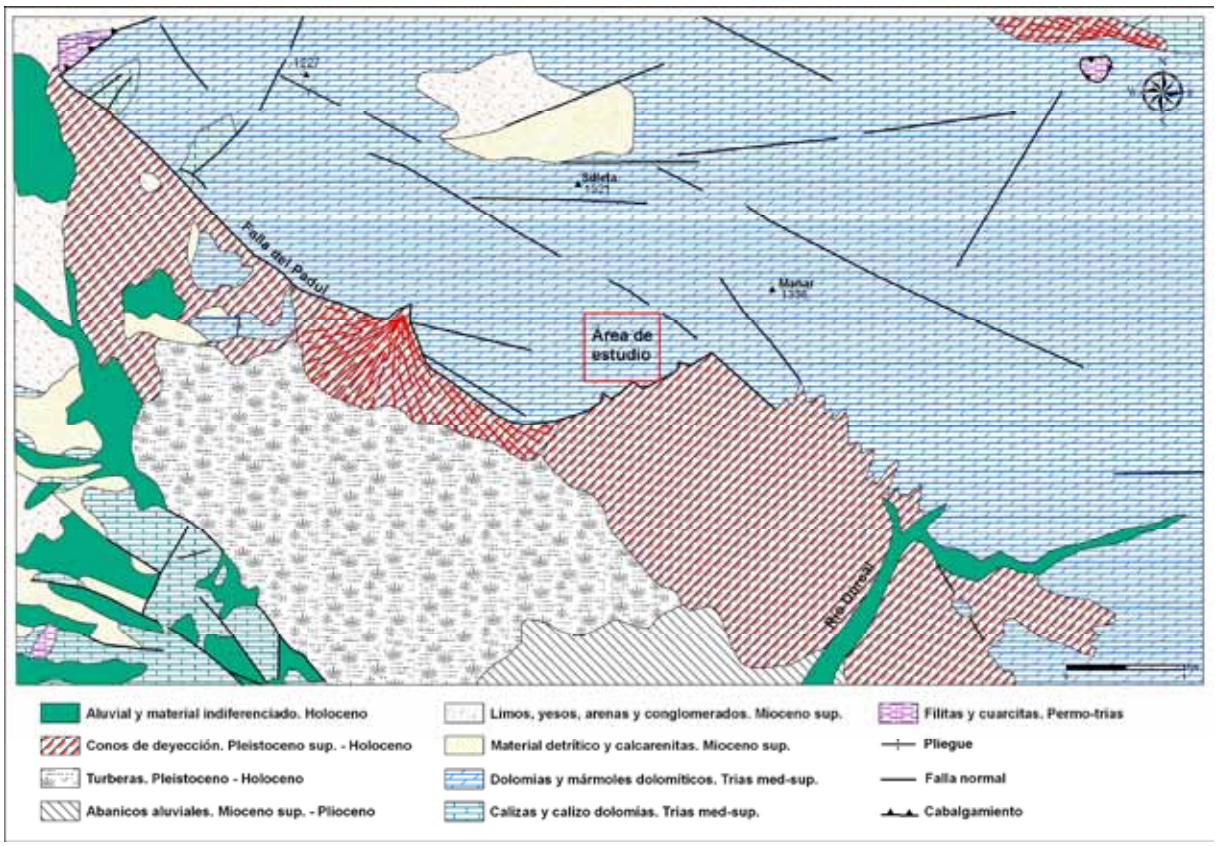


Fig. 2. Mapa geológico de la zona de estudio, donde se localizan las canteras de áridos que explotan las dolomías Alpujárrides, en el entorno de la falla del Padul.

3. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS DE LA GRIETA

Las primeras observaciones de las grietas fueron realizadas a finales del año 2009 por los agentes y celadores del Espacio Natural de Sierra Nevada, en una curva de la pista forestal que discurre desde la población de Marchena (Padul), en dirección hacia La Maguera y Ermita vieja en la Sierra de Dúrcal. Dichas fracturas afectaban tanto al firme y taludes de la pista forestal como al cerro próximo rodeado por dicha curva. La mayor grieta que afectaba al firme de dicha pista, que llego a tener hasta 60 cm de apertura y más de 3 m de profundidad, ha sido

reparada en varias ocasiones en los últimos años, debido a que afectaba al tráfico que circula por ella hasta llegar a imposibilitarlo.

Posteriormente, entre Julio y Septiembre de 2012, se realizó un detallado estudio de campo en el que se determinaron las características del deslizamiento y de las rocas involucradas y se cartografió la grieta de tracción (Fig.3).

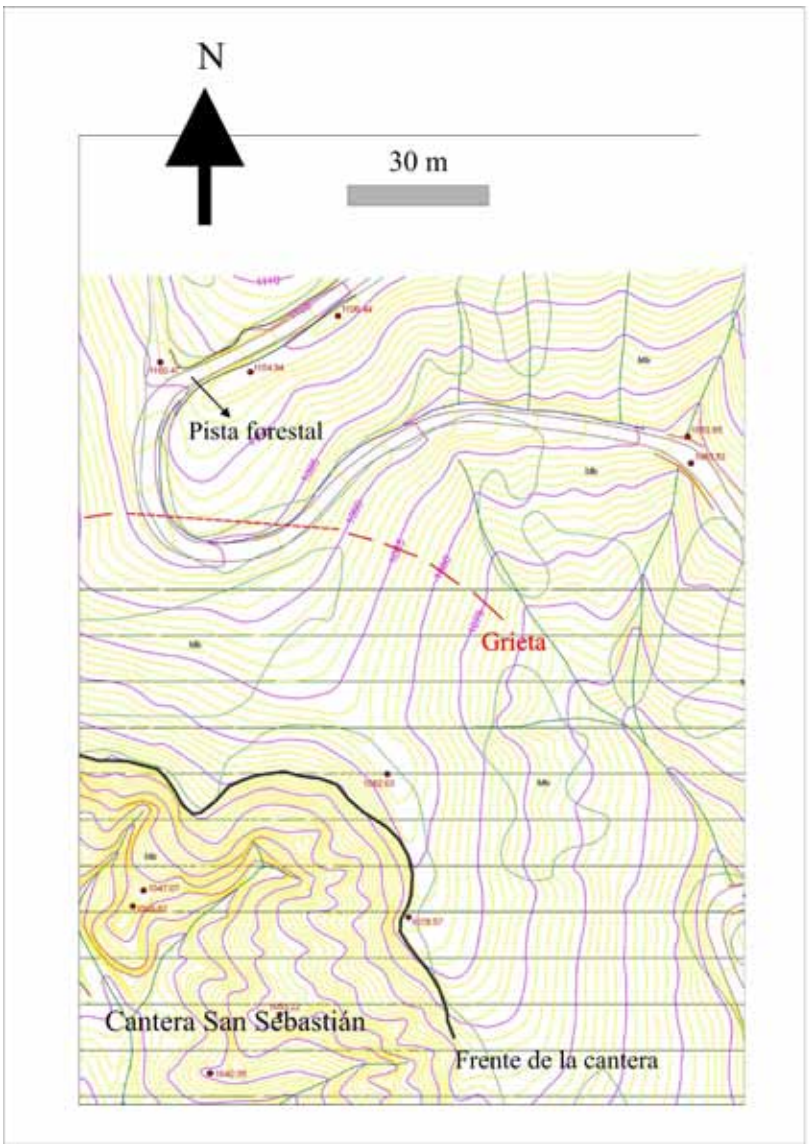


Fig. 3. Cartografía de la grieta de tracción en la cabecera de la cantera, con una dirección N110ºE.

Los materiales geológicos que constituyen la zona, y que se explotan en la propia cantera, son las dolomías triásicas del Complejo Alpujárride, muy tectonizadas y alteradas, debido a la

penetrativa red de fracturación en este sector de la Sierra de Dúrcal, que sigue una dirección predominante N135ºE, paralela a la falla del Padul-Nigüelas (Delgado et al., 2002). Esto determina un comportamiento homogéneo del material que puede asimilarse a un "suelo", desde el punto de vista geotécnico. Debido a las fuertes pendientes de la zona, y al fuerte poder erosivo del agua provocado por las lluvias, en ocasiones torrenciales (hasta 547,7 mm en un mes), se observan intensos procesos erosivos que dan lugar a morfologías de cárcavas, que son muy patentes a cotas superiores de la cabecera de la cantera (Fig. 4).

En cuanto a las grietas, se trata de multitud de fracturas subparalelas que forman una familia con dirección que varía entre N105ºE y N115ºE, y buzamiento subvertical, asociadas a una fractura principal. Estas fracturas corresponden a grietas de tracción pertenecientes a la cabecera de un deslizamiento incipiente. La anchura de estas fracturas varía entre los 5 y 15 cm, y la mayor parte no tienen aún relleno en su interior, lo que indica que son muy recientes.

La grieta dominante tiene una dirección N11OºE y está localizada a una cota media en torno a los 1090 m.s.n.m. Es subparalela al frente de la cantera en este sector, el cual está situado a unos 50 m al SO de dicha grieta. Este frente de explotación, más cercano a la zona afectada por el deslizamiento, tiene una altura de unos 110 m y se encuentra abancalado mediante taludes de entre 20 y 25 m de altura y bermas de unos 8 metros de anchura. La zona más baja de este frente consiste en un talud de unos 75º de inclinación y una altura aproximada de 40 metros (Fig.4).

La grieta es muy penetrativa, con un buzamiento de unos 70º hacia el SSO, y puede seguirse su trazado a lo largo de una longitud de 200 m (Fig. 3 y 4). La apertura y profundidad de la grieta varía a lo largo de su recorrido, pero se han medido aperturas de hasta 60 cm y profundidades superiores al metro. Cabe destacar que se observa en la grieta un desplazamiento vertical de unos 30 cm, con sentido hacia SSO (Fig.4). Se trata de una grieta reciente y activa, ya que corta al escaso suelo vegetal existente y no se observa ningún relleno natural de la misma.

Según la clasificación de movimientos de ladera (Cruden & Varnes, 1996), este deslizamiento, de llegar a producirse en su totalidad, podría clasificarse como un deslizamiento rocoso rotacional, con una estructura homogénea por la intensa brechificación y tectonización del material.

4. EL AGUA COMO MOTOR

Es sabido que el agua es un importante factor desencadenante de este tipo de procesos geológicos. Esto se debe a que el agua en el terreno modifica las propiedades y resistencia de los materiales, mediante aumentos en la presión intersticial y el peso, generando estados de desequilibrio que dan lugar a la inestabilidad de la ladera. Una rápida infiltración del agua de



Fig. 4. Detalles de la grieta de tracción que afecta a la cabecera de la cantera y llega a cortar la pista forestal de acceso al Parque Nacional de Sierra Nevada.

lluvia, saturando el terreno superficial y aumentando las presiones intersticiales puede explicar la generación del deslizamiento. En nuestro caso, la capacidad de infiltración se ve favorecida por la escasa vegetación, así como por la presencia de materiales altamente brechificados y fracturados en la zona afectada, lo que determina una elevada permeabilidad de los mismos.

La influencia del agua está directamente relacionada con el volumen e intensidad de las precipitaciones y con su distribución. También depende del régimen climático de cada zona. En el área que nos ocupa el clima mediterráneo esta caracterizado por lluvias torrenciales, pudiendo sobrepasarse la media anual en unos pocos días de lluvias intensas.

Para analizar los datos de precipitaciones en la zona de estudio hemos elegido la estación meteorológica de "El Robledal de Cañar", perteneciente a la red de seguimiento del cambio global en Parques Nacionales. Está situado a 15 Km al SE y se localiza en la misma vertiente de Sierra Nevada, por lo que las características climáticas son muy parecidas. El periodo de tiempo de registros es desde enero de 2008 a febrero de 2013.

Como pueden apreciarse en la Fig. 5, la precipitación anual de los años 2011 y 2012 es inferior a la media de la zona (452 mm), mientras que el resto de años fueron más lluviosos, destacando el año 2010 que tuvo una precipitación anual cuatro veces superior a los valores medios. Haciendo un análisis mensual, se observa cómo en el periodo comprendido entre diciembre de 2009 y febrero de 2010, así como de noviembre a diciembre de 2010, los meses fueron extraordinariamente lluviosos, destacando el mes de diciembre de 2010 en el que se superó la media anual de la zona con 547.7 mm. También cabe destacar que, aunque el año 2012 no fue demasiado lluvioso, en el periodo comprendido entre septiembre y noviembre las precipitaciones fueron muy abundantes, y continúan en la actualidad.

Estos periodos de fuertes lluvias han sido determinantes en la apertura y desplazamiento de la grieta. Los vigilantes del Parque Nacional constatan lo afirmado, llevando a cabo sucesivas obras de tapado de la grieta en el camino forestal tras los citados eventos lluviosos. La curva de la pista forestal, donde se observan con nitidez varios juegos de grietas, constituye una zona preferencial de acumulación del agua de escorrentía superficial. Por ello, las medidas de drenaje que se exponen a continuación van encaminadas a desviar hacia otras zonas las aguas superficiales, que se introducían en gran medida en la grieta en su trazado por el firme de la pista forestal.

AÑO	2008	2009	2010	2011	2012	2013
MES	Lluvia (mm)	Lluvia (mm)	Lluvia (mm)	Lluvia (mm)	Lluvia (mm)	Lluvia (mm)
1	68.9	60.2	251.7	49	0	128.56
2	56.2	44.6	359.8	45.3	0	91.45
3	14	69.8	202	81.9	0	
4	113.6	65.7	36.6	60.3	0	
5	54	10.3	22.9	65.1	2.08	
6	1.2	2.7	21.1	12.1	3.38	
7	0.1	0	11.2	0	0.2	
8	0	5	22.8	0	0.3	
9	79.2	34.4	42.7	0	115.76	
10	93.1	33.3	111.8	0	133.46	
11	59.2	63.9	439.6	0	154.14	
12	63.3	451.3	547.7	0	9.77	
TOTAL	**602.8**	**841.2**	**2069.9**	**313.7**	**419.09**	**220.01**

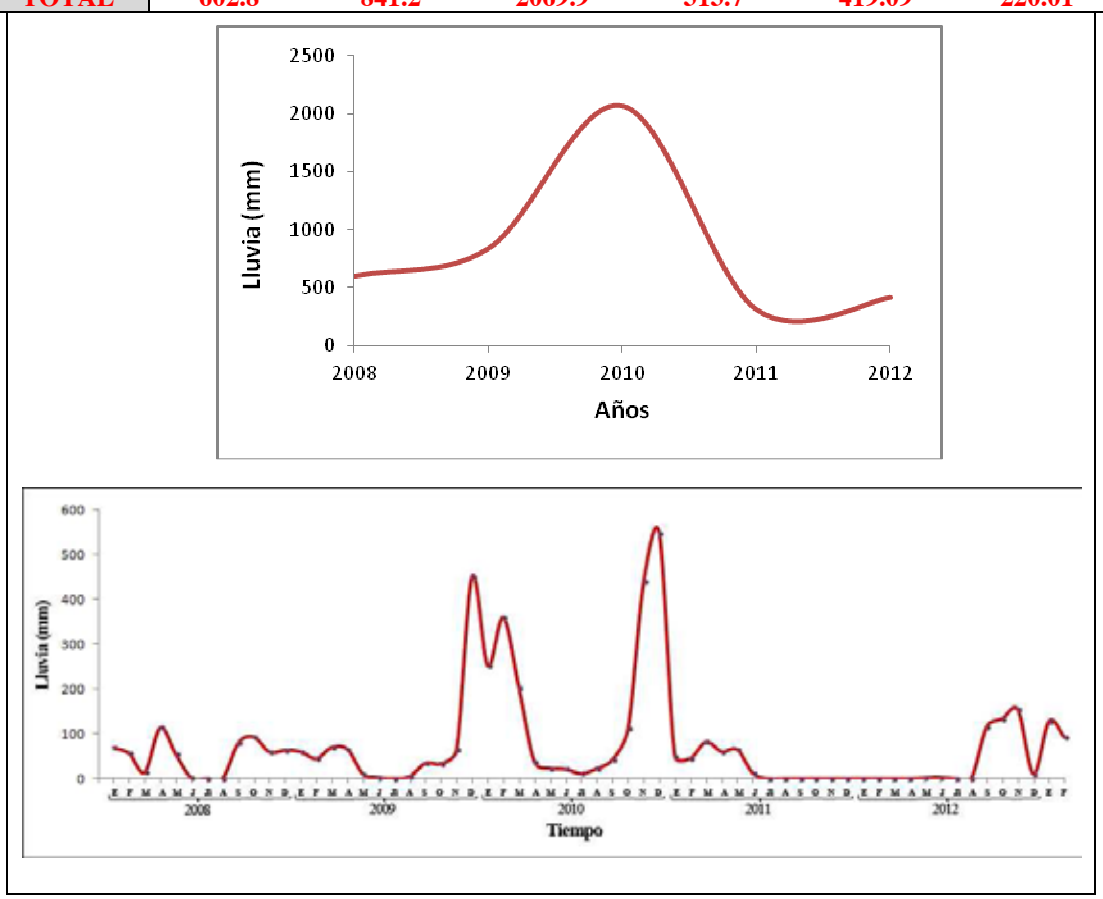


Fig. 5. Valores de precipitaciones mensuales en el periodo comprendido entre 2008 y la actualidad. Los vigilantes del parque constatan que, tras los picos de lluvias la grieta se abría, procediendo a su tapado en el firme de la pista forestal

5.- MEDIDAS PREVENTIVAS DE DRENAJE Y CONTROL DE LA GRIETA DE TRACCIÓN

5.1. Actuaciones para el drenaje de la escorrentía superficial

Habiéndose constatado la gran importancia que el agua tenía en el aumento de la actividad de la grieta principal tras los principales eventos lluviosos, y tras comprobar que en la zona afectada se producía una gran acumulación de agua de escorrentía superficial, se tomaron algunas medidas preventivas encaminadas al drenaje de la ladera. Estas tenían la finalidad de que el agua no llegara a la zona de fracturas y se infiltrara produciendo el aumento de la inestabilidad de la ladera.

Para ello se efectuaron en el mes de noviembre de 2012 las siguientes actuaciones (Figura 6):

- Reconducción de la escorrentía superficial de la zona hacia el puente y barranco situados inmediatamente aguas arriba de la zona donde se localizan las grietas, mediante la realización de una cuneta drenante en el margen derecho del camino (Fig. 6, fotografía inferior).
- Creación de dos drenes oblicuos a la pista forestal en el tramo comprendido entre la actuación anterior y la curva afectada, para conducir las aguas de escorrentía hacia el barranco de la margen izquierda del camino.
- Cambio de peralte de la curva en cuestión de la pista forestal, para evacuar el agua que pudiera llegar hasta allí pese a las anteriores medidas adoptadas, hacia la margen derecha del camino.

5.2. Control del movimiento de la grieta de tracción

Para controlar la apertura de la grieta y hacer así un seguimiento del movimiento de la ladera, en el mes de Julio de 2012, se instalaron una serie de testigos en tres estaciones de medida a lo largo de la grieta de tracción. Las medidas se han ido realizando con una periodicidad de 15 días hasta el mes de Marzo de 2013, cubriendo un periodo de nueve meses. En ninguna de estas medidas se han detectado movimientos significativos de apertura de la grieta, incluso tras el actual periodo lluvioso, que comenzó en el mes de septiembre de 2012, y continúa hasta la fecha de envío del presente artículo. Los resultados reflejan la eficacia de las medidas de drenaje realizadas.



A - Cuneta de desague hacia barranco aguas arriba. B - Zanja drenante próxima a la curva con alks grietas. C - Máquina cambiando el peralte de la curva con las grietas. D - Zanja drenante desaguando hacia el barranco tras lluvias intensas. E - Detalle de las dolomías intensamente tectonizadas. F - Panorámica de la zona

Fig. 6. Medidas de drenaje para desviar la escorrentía superficial y evitar su infiltración en la zona de la grieta

5.- DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La grieta principal observada parece corresponder con una grieta de tracción de un deslizamiento en la zona, donde ya se detecta un cierto movimiento en la vertical, con sentido hacia el SSO. En la actualidad el proceso parece ser incipiente, si bien su evolución dependerá en gran medida del futuro régimen de precipitaciones en la zona. De seguir avanzando el proceso podría ponerse en movimiento un importante volumen de material (varios miles de metros cúbicos), que afectaría seriamente a la pista forestal y, probablemente, al frente de la cantera en este sector de la misma.

Parece que la grieta tiene una relación directa con el descalce de la ladera, producido por la actividad minera en ese sector, ya que se han modificado los esfuerzos naturales que mantenían el equilibrio de la misma. La coincidencia de la dirección de la grieta con el frente del talud minero, así como la relación temporal entre la apertura de la grieta y la explotación de este sector de la cantera, parecen corroborar esta afirmación.

Las aperturas periódicas que ha tenido esta grieta de tracción entre los años 2009 y 2012, de hasta 60 cm de anchura y profundidades de unos 3 metros, han estado influenciadas por los periodos de abundantes e intensas precipitaciones.

Las medidas de drenaje adoptadas en noviembre de 2012 parecen tener un efecto muy positivo sobre la estabilidad de la ladera, no detectándose movimientos significativos en la grieta. A pesar del periodo húmedo que acontece desde el otoño de 2012 hasta el presente, ni la apertura, ni el desplazamiento vertical en la grieta se han incrementado, lo que confirma la eficacia de las medidas adoptadas.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto TOPOBÉTICA- CGL2011-29920, del Ministerio de Economía y Competitividad.

Referencias

Cruden, DM., and Varnes,J., 1996. Landslide types and processes. In: Landslides Investigation and Mitigation. Special Report 247. Keith Turner and Robert Schuster Eds. *Transportation Research Board* (US). 36-90

Vera, J.A., 2004. Cordillera Bética y Baleares. En: *Geología de España, Capítulo 4*. Instituto Geológico y Minero de España y Sociedad Geológica de España. J.A. Vera (Editor principal). 884 p.