

**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 III



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. III: 978-84-941407-1-6
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 <i>R.M. Mateos</i>	23
Estabilidad de Taludes de Cierre de Vertederos de Residuos <i>P. Lapeña, J. Cañizal, C. Sagaseta, A. Da Costa y J. Castro</i>	35
Auscultación de Movimientos de Ladera para la Implementación de Sistemas de Alerta. Ejemplos del Pirineo y Prepirineo Central y Oriental <i>M. Hürlimann, J. Moya, C. Abancó y I. Vilajosana</i>	51
Estabilización de Taludes Mediante Pilotes <i>L. Ortuño Abad y T. Murillo Pérez</i>	83
Taludes de Gran Altura. Enfoque Actual <i>M. Romana Ruiz</i>	123
Modelling of Landslide Propagation: a SPH Approach <i>M. Pastor, T. Blanc, M. Martin Stickle, P. Dutto, P. Mira, J.A. Fernández Merodo, S. Sancho y A.S. Benítez</i>	152

CARACTERIZACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS

Paleodeslizamientos como Agente Espeleogenético. Casos en las Sierras de las Estancias y el Saliente (N de Almería) <i>A. González Ramón y R.M. Mateos</i>	183
El Deslizamiento de es Marroigs (Fornalutx, Mallorca) de 1924. Aportaciones de Bartomeu Darder I Pericàs <i>R.M. Mateos, I. García-Moreno, E. Palmer, G. Herrera y F.J. Roldán</i>	195
Propuesta de Mejora de la Sensibilidad del Ensayo Slake Durability Test para la Caracterización de Taludes Excavados en Rocas Arcillosas <i>J. Martínez-Bofill, J. Corominas, A. Soler, R. Polvoreda y J.A. Navarro</i>	207
Toponimia en Laderas Inestables: el Caso de los Pirineos y Zonas próximas <i>X. Planas Batlle</i>	219
Análisis e Interpretación Geológica del Fondo Documental FRT sobre Eventos de Movimientos de Ladera en España en el Siglo XIX <i>A.L. Moreno Carrero, M.G. Garzón Heydt y A. Díez-Herrero</i>	231
Influencia de las Capas Competentes de Pequeña Potencia en la Estabilidad de Taludes con Litologías Carbonatadas Tipo Flysch de la Provincia de Alicante <i>M. Cano, R. Tomás y J. García-Barba</i>	243
Estimación de la Erosión Producida por las Corrientes de Derrubios Mediante Técnicas de Minería de Datos con Datos de Campo y Topográficos <i>C. Abancó y M. Hürlimann</i>	254

ESTABILIDAD

Factores de Seguridad en la Estabilidad de Taludes de Acuerdo con el Eurocódigo EC-7 y el Anejo Nacional Español <i>J. Estaire y G. Olivenza</i>	269
Papel del Agua Subterránea en la Concentración de Arcillas de Elevada Plasticidad a la Base de Deslizamientos (Caso de Diezma, Granada, España) <i>J.M. Azañón, J. Castro, F.J. Lamas, M.J. Rodríguez-Peces y C. Ureña</i>	281
¿Por qué Calcular sólo a Rotura? Estado Límite de Servicio = Deformación Máxima Admisible. Software BIOS <i>R. Majoral, J. Valdes, A. Eserverri y G. Giacchetti</i>	290
Rotura Plana Diferida de un Desmonte en Pizarras Paleozoicas <i>E. Alonso, D. Tarragó y E. Romero</i>	302
Cálculo de Estabilidad de Terraplenes sobre Terrenos Blandos Reforzados Mediante Columnas de Mezcla Profunda (DMM) <i>S. Melentijevic y P. Morilla</i>	314
Influencia del Desembalse en la Estabilidad de una Ladera. Caso Real <i>N.M. Pinyol, E.E. Alonso, J. Corominas y J. Moya</i>	326
Importancia de la Presencia de Niveles de Caolin en la Estabilidad y Drenaje de Taludes: el Caso de un Desmonte en la Aautovía A-52 de Orense a Pontevedra <i>E. Sanz Pérez, I. Menéndez Pidal, A. Lomoschitz Mora-Figueroa y P. Sanz de Ojeda</i>	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 <i>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</i>	351
Análisis de la Susceptibilidad a los Desprendimientos Rocosos en la Isla de Ibiza. Identificación de las Zonas de Mayor Riesgo <i>S. Farriol Cristóbal, R.M. Mateos y M. Vilaplana</i>	363
Análisis de la Susceptibilidad de las Inestabilidades de laderas por Efectos Sísmicos en los Andes Ecuatorianos <i>D. Gordón y M.J. Rodríguez-Peces</i>	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 <i>M. Guinau, J. Mencos, N. Marsal y E. Álvarez</i>	387
Análisis Geomorfológico de la Susceptibilidad al Deslizamiento Traslacional de un Macizo Rocosos sobre la GC-2 en el Tramo de El Rincón, Gran Canaria <i>J. Yepes Temiño, C. Cabrera Fuentes, M. Martin Betancor y M.J. Rodríguez-Peces</i>	399
Posible Interrupción de la Autovía GC-2 (Gran Canaria) por Deslizamientos y Desprendimientos Rocosos: Análisis de Estabilidad del Acantilado de el Rincón <i>M.J. Rodríguez-Peces, J. Yepes y C. Cabrera Fuentes</i>	411

ESTABILIDAD-CASOS PRÁCTICOS

Los Megadeslizamientos de las Islas de Fogo (Cabo Verde) y el Hierro (Canarias), Diferencias y Semejanzas: una Revisión <i>A. Lomoschitz Mora-Figueroa y I. Galindo Jiménez</i>	425
Descripción y Caracterización Geotécnica del Deslizamiento, de abril de 2009, del Talud del IES Santa Margalida, Mallorca, Illes Balears <i>M. Oliver</i>	437
Análisis Retrospectivo de la Desestabilización de un Muro de Escollera en Obra Urbana <i>S. Alija, F.J. Torrijo, R. Valiente y S. Sobrecases</i>	448
Implicaciones Geotécnicas de las Sucesivas Reactivaciones del Deslizamiento de Pajonales-Rosiana(Depresión de Tirajana, Gran Canaria) <i>M.J. Rodríguez-Peces, J. Yepes, M. Tsige y B. Carrera</i>	460
Determinación de Mecanismos de Deslizamientos en Areas Urbanizadas de la Sierra de las Apretaderas, Término de Alcuzcuz, Benahavis, Málaga I. <i>Menéndez Pidal, E. Sanz Pérez, A. Lomoschitz Mora-Figueroa y L. Jiménez Donaire</i> ...	472
Caracterización y Efectos de las Posibles Reactivaciones en el Pie del Gran Deslizamiento del Forn de Canillo (Andorra) <i>M. Vilalta, J. Torrebadella y J.M. Vilaplana</i>	484

PELIGROSIDAD Y RIESGOS

Reconstrucción de la Frecuencia de Corrientes de Derrubios en el Barranc d'Erill <i>C. Raimat, R. Luis Foncesa, M. HÜRLIMANN, J. Corominas y J. Fernandez</i>	519
Análisis del Riesgo por Desprendimientos Rocosos en Zonas Urbanizadas: Aplicación en Cala LLamp (Andratx, Mallorca) <i>I. García-Moreno, R.M. Mateos, P. Reichenbach y G. Herrera</i>	530
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 <i>J.M. Rius Gibert y R. Aguiló</i>	542
Exposición a los Desprendimientos de Rocas en Montserrat <i>S. Fontquerni, J.M. Vilaplana, M. Guinau y M.J. Royán</i>	554
Metodología para la Evaluación Cuantitativa del Riesgo por Desprendimientos de Rocas en Escala Específica y Local <i>J. Corominas, O. Mavrouli, J. Moya y R. Ruiz</i>	566
Marco de Acción Global para Reducción de Desastres y Campaña de la UN/ISDR para Mejorar la Resiliencia de las Ciudades <i>L.M. Laguna Megal y H. Molin Valdés</i>	578
Risk Assessment of a Unstable Cliff above a Housing Estate in Vully-les-Lacs, Switzerland <i>J. Fretz, E. Prina Howald, C. Bonnard y J.-D Berchten</i>	590

Relación Magnitud-Frecuencia de Cicatrices por Desprendimientos de Rocas, Utilizando Datos de Láser Escáner Terrestre <i>D. Santana, J. Corominas, O. Mavrouli y D. García-Sellés</i>	602
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 <i>M. González, J. Pinyol, M. Camafort, J. Vilaplana y P. Oller</i>	614
Valoración de 10 Años de Mitigación del Riesgo de Caída de Rocas en el Cremallera de Montserrat <i>M. Janeras, J. Palau, E. Prat, J. Pons, H. Rodríguez, P. Martínez y J. Comellas</i>	624

SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y PROTECCIÓN PARA DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Medidas Correctoras Frente al Riesgo por Desprendimiento en Zonas Urbanas. El Caso de Montoro (Córdoba). Integración Paisajística <i>F.J. Roldán, R.M. Mateos, J.M. Azañón y P. Mateos</i>	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) <i>E. Terrado, M. Sanz, J. Daura y M. Méndez</i>	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 <i>R. Luis-Fonseca, A. Sanz y C. Raimat</i>	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 <i>J. Rius Gibert, C. Massanet y C. Raimat</i>	673
Soluciones y Dificultades en la Estabilización del Escarpe Urbano en Chinchilla de Montearagón <i>F. Puell y N. Pastrana</i>	685
Malla de Triple Torsión: la Solución más Usada, se Actualiza. Nueva Norma Europea, EN-10223-3 y Nuevos Productos <i>R. Majoral, J.L. Valdes y A. Eserverri</i>	693
Problemas Planteados y Medidas Correctoras Adoptadas en la Excavación del Desmonte Nº 8 de la CV-13 (Castellon) <i>F.A. Izquierdo Silvestre, F. Zamarbide García y M.E. Garrido de la Torre</i>	705
Reconocimiento Geológico y Métodos de Estabilización de Taludes Rocosos en Formaciones Volcánicas del Sur de Gran Canaria y Fuerteventura, Islas Canarias <i>A. Lomoschitz Mora-Figueroa, A. Cilleros Conde, E. Sanz Pérez y I. Menendez-Pidal de Navascués</i>	715
Análisis de las Medidas Correctoras en Inestabilidades de Taludes con Litologías Carbonatadas tipo Flysch de la Provincia de Alicante <i>M. Cano, R. Tomás y J. García-Barba</i>	726

TÉCNICAS DE AUSCULTACIÓN

Análisis de la Deformación Precursora en Desprendimientos de Rocas Mediante LiDAR Terrestre <i>M.J. Royán, A. Abellán, J.M. Vilaplana, M. Jaboyedoff y J. Calvet</i>	741
Análisis y seguimiento de las laderas del Monasterio de Montserrat mediante LiDAR Terrestre <i>M.J. Royán, M. Guinau, J.M. Vilaplana y A. Abellán</i>	751
Ladera Inestable en Leintz-Gatzaga. Estudio Geotécnico y Control del Deslizamiento con Técnicas Terrestres y Espaciales <i>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</i>	763
Monitorización de Deslizamientos del Terreno con SAR Terrestre <i>M. Crosetto, O. Monserrat, G. Luzi, M. Cuevas-González, N. Devanthery y R. Copons Llorens</i>	775
Monitorización de Deslizamientos muy Lentos en el Valle de Tena (Pirineo Central, España) Mediante Análisis de Imágenes SAR Multi-banda <i>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</i>	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 <i>J. Corominas, R. Iglesias, A. Aguasca, J.J. Mallorquí, X. Fàgrecas, X. Planas y J.A. Gili</i>	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) <i>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</i>	811
Monitorización de un Talud en Yesos Mediante Laser Scanner Terrestre (TLS): el Caso de la Peña de Finestrat, Alicante <i>R. Tomás, A. Abellán, M. Cano, M. Jaboyedoff, J. Delgado, J.M. Saval, A. Tenza y F. Baeza</i>	821
Medida de los Desplazamientos en un Talud Inestable Sobre la Autovía A-44 Mediante Técnicas de Láser Escáner Terrestre <i>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</i>	833
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 Infiltrómetros y el Uso de la Resonancia Magnética Nuclear de Superficie (SNMR) <i>V. Turu, M^c. Gutiérrez y X Ros</i>	845

Resultados Preliminares del uso de Piezómetros de Cuerda Vibrante como Herramienta a Considerar para el Estudio de la Generación de Deslizamiento en Morrenas Glaciales <i>C. Raïmat, M. Zarroca, M. Hürlimann, J. Corominas y R. Luis Fonseca</i>	857
Empleo de una Plataforma Aérea Liger a Tripulada (UAV) y Técnicas Fotogramétricas para el Estudio de una Zona Inestable en la Guardia de Jaén <i>T. Fernández, J.L. Pérez, A. López, J.M. Gómez, M. Sánchez, F.J. Cardenal, J. Delgado y A.M. Pérez de la Torre</i>	869
Análisis Cinemático de un Talud Carretero de la Provincia de Jaén Mediante Técnicas de Laser Escáner Terrestre <i>F. Moya Giménez, J.L. Pérez García, T. Fernández del Castillo y J. Chacón Montero</i> ...	881
Estimación de la Magnitud de Procesos Torrenciales Mediante Diferentes Técnicas Geomáticas. Aplicación a la Cuenca el Rebaixader (Pirineo Central) <i>M. Hürlimann, F. Buill, A. Nuñez, J. López, C. Abancó, J. Moya y J. Bonet</i>	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) <i>T. Fernández del Castillo, J.L. Pérez García, F.J. Cardenal Escarcena, J. Delgado García, C. Colomo Jiménez, C. Irigaray Fernández y J. Chacón Montero</i> ...	905
Control y Seguimiento de una Grieta de Tracción Relacionada con Extracciones Mineras. Medidas de Drenaje. El Caso de Padul (Granada) <i>M. A Diaz Puga y R. M Mateos</i>	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 <i>F.J. Roldán, R.M. Mateos, J.M. Azañón y P. Mateos Ruiz</i>	949
Estudio y Estabilización de un Talud de Gran Altura en la Autovía A-2 (La Panadella, Barcelona) <i>J.L. García de la Oliva, F.J. González-Gallego y C. de las Heras</i>	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 <i>F.J. González-Gallego, J.L. García de la Oliva y C. de las Heras</i>	973
El Deslizamiento del "Comellar de Sa Guixeria" en la Carretera de Andratx a Estellencs de la Serra de Tramuntana de Mallorca <i>J.M. Rius Gibert, C. Massanet y J. Leciñena</i>	985
Ángulo Estable y Tratamientos y Mejora de Taludes en las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG) <i>M. Tsige y F. Corral</i>	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>I. Mochón López, G. Dios Fuentes, A. Romero Bella y L.M. Salazar Martín</i>	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). <i>F. Valperga Ovejero, J. Requena Guerra, P. Roza Manzano, J. Prieto Fernández y A. Álvarez Bengoechea</i>	1021
Corrección de un Talud Inestable en el Puerto de Jávea (Alicante) <i>F.A. Izquierdo Silvestre, V. Ibarra Damía y M. Cánovas Carreño</i>	1033
El camino de Balaam. Soluciones Geotécnicas Integradas en las Carreteras de Mallorca <i>F. Grimalt Vigo</i>	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 <i>R.M. Mateos, I. García-Moreno, P. Reichenbach y G. Herrera</i>	1059
Distancia Recorrida por el Material Afectado por Inestabilidades en Taludes de Carretera <i>D. S Cardoso, M.G. Romana y D.R. Hiltunen</i>	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) <i>A. Abellán, J. Moya, M. Jaboyedoff y J. Corominas</i>	1081
Metodología EUROBLOCv2 para el Estudio de Desprendimientos Rocosos <i>J. Torreadella, J. Altimir, P. Ferrer, C. Lopez y J. Amigo</i>	1093
Aproximación Probabilística al Número y Tamaño de Bloques en Desprendimientos con Fragmentación <i>J. Moya, J. Corominas, O-C. Mavrouli y R. Copons</i>	1107
Modelización Numérica de Movimientos de Ladera Lentos: el Caso del Deslizamiento del Portalet (Huesca) <i>J.A. Fernandez-Merodo, J.C. Garcia-Davalillo y G. Herrera</i>	1119
Experiencia de Aplicación de RAMMS para la Modelización de Flujo tras la Aplicación de las Soluciones Flexibles VX en el Barranc de Portainé <i>C. Raimat, E. Riera, C. Graf, R. Luis-Fonseca, C. Fañanas Aguilera y M. Hürlimann</i>	1131
Análisis de la Rotura de la Presa de Aznalcóllar <i>E.E. Alonso y F. Zabala</i>	1145
Análisis de Procesos termo-hidro-mecánicos en Deslizamientos Rápidos en un Nuevo Equipo de Corte Anular Rápido <i>V. Serri, E. Romero, A. Lloret, J. Suriol y E.E. Alonso</i>	1157

Resultados Preliminares del uso de Piezómetros de Cuerda Vibrante como Herramienta a Considerar para el Estudio de la Generación de Deslizamiento en Morrenas Glaciales <i>C. Raïmat, M. Zarroca, M. Hürlimann, J. Corominas y R. Luis Fonseca</i>	857
Empleo de una Plataforma Aérea Liger a Tripulada (UAV) y Técnicas Fotogramétricas para el Estudio de una Zona Inestable en la Guardia de Jaén <i>T. Fernández, J.L. Pérez, A. López, J.M. Gómez, M. Sánchez, F.J. Cardenal, J. Delgado y A.M. Pérez de la Torre</i>	869
Análisis Cinemático de un Talud Carretero de la Provincia de Jaén Mediante Técnicas de Laser Escáner Terrestre <i>F. Moya Giménez, J.L. Pérez García, T. Fernández del Castillo y J. Chacón Montero</i> ...	881
Estimación de la Magnitud de Procesos Torrenciales Mediante Diferentes Técnicas Geomáticas. Aplicación a la Cuenca el Rebaixader (Pirineo Central) <i>M. Hürlimann, F. Buill, A. Nuñez, J. López, C. Abancó, J. Moya y J. Bonet</i>	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) <i>T. Fernández del Castillo, J.L. Pérez García, F.J. Cardenal Escarcena, J. Delgado García, C. Colomo Jiménez, C. Irigaray Fernández y J. Chacón Montero</i> ...	905
Control y Seguimiento de una Grieta de Tracción Relacionada con Extracciones Mineras. Medidas de Drenaje. El Caso de Padul (Granada) <i>M. A Diaz Puga y R. M Mateos</i>	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 <i>F.J. Roldán, R.M. Mateos, J.M. Azañón y P. Mateos Ruiz</i>	949
Estudio y Estabilización de un Talud de Gran Altura en la Autovía A-2 (La Panadella, Barcelona) <i>J.L. García de la Oliva, F.J. González-Gallego y C. de las Heras</i>	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 <i>F.J. González-Gallego, J.L. García de la Oliva y C. de las Heras</i>	973
El Deslizamiento del "Comellar de Sa Guixeria" en la Carretera de Andratx a Estellencs de la Serra de Tramuntana de Mallorca <i>J.M. Rius Gibert, C. Massanet y J. Leciñena</i>	985
Ángulo Estable y Tratamientos y Mejora de Taludes en las Arcillas Azules del Guadalquivir (AAG) <i>M. Tsige y F. Corral</i>	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>I. Mochón López, G. Dios Fuentes, A. Romero Bella y L.M. Salazar Martín</i>	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). <i>F. Valperga Ovejero, J. Requena Guerra, P. Roza Manzano, J. Prieto Fernández y A. Álvarez Bengoechea</i>	1021
Corrección de un Talud Inestable en el Puerto de Jávea (Alicante) <i>F.A. Izquierdo Silvestre, V. Ibarra Damía y M. Cánovas Carreño</i>	1033
El camino de Balaam. Soluciones Geotécnicas Integradas en las Carreteras de Mallorca <i>F. Grimalt Vigo</i>	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 <i>R.M. Mateos, I. García-Moreno, P. Reichenbach y G. Herrera</i>	1059
Distancia Recorrida por el Material Afectado por Inestabilidades en Taludes de Carretera <i>D. S Cardoso, M.G. Romana y D.R. Hiltunen</i>	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) <i>A. Abellán, J. Moya, M. Jaboyedoff y J. Corominas</i>	1081
Metodología EUROBLOCv2 para el Estudio de Desprendimientos Rocosos <i>J. Torreadella, J. Altimir, P. Ferrer, C. Lopez y J. Amigo</i>	1093
Aproximación Probabilística al Número y Tamaño de Bloques en Desprendimientos con Fragmentación <i>J. Moya, J. Corominas, O-C. Mavrouli y R. Copons</i>	1107
Modelización Numérica de Movimientos de Ladera Lentos: el Caso del Deslizamiento del Portalet (Huesca) <i>J.A. Fernandez-Merodo, J.C. Garcia-Davalillo y G. Herrera</i>	1119
Experiencia de Aplicación de RAMMS para la Modelización de Flujo tras la Aplicación de las Soluciones Flexibles VX en el Barranc de Portainé <i>C. Raimat, E. Riera, C. Graf, R. Luis-Fonseca, C. Fañanas Aguilera y M. Hürlimann</i>	1131
Análisis de la Rotura de la Presa de Aznalcóllar <i>E.E. Alonso y F. Zabala</i>	1145
Análisis de Procesos termo-hidro-mecánicos en Deslizamientos Rápidos en un Nuevo Equipo de Corte Anular Rápido <i>V. Serri, E. Romero, A. Lloret, J. Suriol y E.E. Alonso</i>	1157

ALUDES DE NIEVE

Efecto Combinado de la Temperatura y la Precipitación en la Actividad de Grandes Aludes en el Pirineo Oriental <i>S. Manguán, C. García-Sellés, G. Martí, P. Oller y P. Martínez</i>	1169
Experiencias de Estudio del Riesgo de Aludes de Nieve en Explotaciones Mineras de los Andes Centrales de Chile y Argentina <i>M. Janeras, P. Oller, R. Arancibia, J. Pons, O. Costa y C. Garcia</i>	1181
Cuantificación de Aludes de Nieve a partir de las Señales Sísmicas y de Infrasonido Generadas <i>C. Pérez-Guillén, P. Roig, E. Suriñach y M. Tapia</i>	1193
Evaluación del Desencadenamiento de un Alud en el Vallée de la Sionne (Suiza) Causado Posiblemente por un Terremoto Próximo <i>C. Pérez-Guillén, M. Tapia, E. Suriñach y G. Furdada</i>	1205
Plan de Zonificación del Terreno Según la Peligrosidad por Aludes para el Pirineo de Cataluña <i>P. Oller, M. Janeras, O. Costa, C. García-Sellés, E. Muntán, G. Martí y P. Martínez</i>	1217

SISMICIDAD Y DESLIZAMIENTOS

Primeros Datos Experimentales sobre el Comportamiento Dinámico de Grandes Deslizamientos en la Cordillera Bética (SE España) <i>J. Delgado, C. Esteve, J. Garrido, J.J. Giner, P. Jáuregui, L. Lenti, C. López-Casado, S. Martino y J.L. Soler</i>	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 <i>J. Delgado, P. Alfaro, F.J. García-Tortosa, J.J. Giner, L. Lenti, C. López-Casado, S. Martino y G. Scarascia-Mugnozza</i>	1242
La Orientación de la Sacudida Sísmica como Factor Desencadenante de Inestabilidades de Ladera: El Caso del Terremoto de Lorca de 2011 <i>M.J. Rodríguez-Peces, J.J. Martínez-Díaz, J. García-Mayordomo y M. Tsige</i>	1254
Movimientos de Ladera Inducidos por Terremotos en la Península Ibérica <i>J. Delgado, F.S. Marques y T.G. Vaz</i>	1266

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⁽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.rolდან@igme.es](mailto:fj.rolدان@igme.es); rm.mateos@igme.es

² Dpto. de Geodinámica. Facultad de Ciencias (UGR-CSIC). Universidad de Granada, C/Fuentenueva s/n. 18071. Granada. [jazanon@ugr.es](mailto:jazanон@ugr.es)

³ Delegación Territorial de Agricultura, Pesca y Medio Ambiente. Avda de Madrid 7. 18012 Granada. maria.mateos@juntadeandalucia.es

RESUMEN

Numerosas localidades andaluzas están asentadas sobre materiales blandos, de naturaleza margosa y/o arcillosa, susceptibles de deslizarse aún en bajas pendientes. Suelen rodear determinados relieves carbonatados de las Cordilleras Béticas, por los que surgen habitualmente manantiales en el contacto. La gran expansión urbana e industrial de la última década, ha determinado la aparición de numerosos deslizamientos ligados a los desmontes y excavaciones realizados en las laderas.

Un ejemplo que se presenta en este trabajo es la desestabilización de una ladera en Rute (Córdoba), como consecuencia del desmonte y explanación para la construcción de una nave industrial. La excavación de un talud de entre 7 y 10 m de altura y un frente de más de 120 m, desencadenó en el año 2001 un deslizamiento que movilizó un volumen de material de unos 78.000 m³.

El presente trabajo describe con detalle el deslizamiento y el comportamiento de todos los elementos constructivos, tras 12 años transcurridos desde la ejecución de las obras de estabilización.

1. INTRODUCCIÓN

La expansión urbana de muchas localidades asentadas sobre materiales blandos que rodean relieves montañosos de naturaleza calcárea, ha contribuido a la ubicación de edificios sobre laderas inestables. Uno de los casos que se presenta en este trabajo es la localidad de Rute en la provincia de Córdoba (Fig. 1). Los deslizamientos sobre estas laderas se han visto favorecidos en muchos casos por excavaciones para la construcción de plataforma o solares edificables. El conocimiento de la naturaleza del terreno, sus rasgos morfológicos y la circulación de agua, son factores que no se han tenido en cuenta a la hora de una planificación urbana adecuada.



Figura 1.- A) Perímetro urbano de Rute en 1956. B) Perímetro urbano e industrial de Rute en 2010

La desestabilización de una parte de esta ladera fue inducida por una excavación con un frente de más de 120 m y una altura de talud comprendida entre 7 y 10 m, que se ejecutó en Diciembre del año 2000.

Las propuestas que se hicieron para abordar el problema en una primera fase fueron las siguientes a) elaboración de una topografía de detalle del deslizamiento y zonas adyacentes; b) cartografía geotécnica del terreno con diferenciación de áreas de diferente inestabilidad; c) ensayos de penetración dinámica (EPD) para determinar la superficie de rotura y los niveles de circulación de agua; d) Informe sobre la situación del deslizamiento y propuesta de obras de refuerzo y estabilización.

En la segunda fase se acometieron las obras de restauración, estabilización y refuerzo de la ladera.

El objetivo de este artículo es describir los trabajos llevados a cabo para estabilizar el deslizamiento de Rute, y el estado actual de la ladera, después de 13 años de ejecutada la obra.

2. SITUACIÓN GEOGRÁFICA: MARCO GEOLÓGICO Y GEOMORFOLÓGICO

El sector estudiado se encuentra situado en la localidad de Rute (Córdoba) dentro del Polígono Industrial de las Pozas. El acceso se realiza por la vía pecuaria “Cordel de Priego” que sale al norte de esta localidad y se dirige hacia Priego de Córdoba.

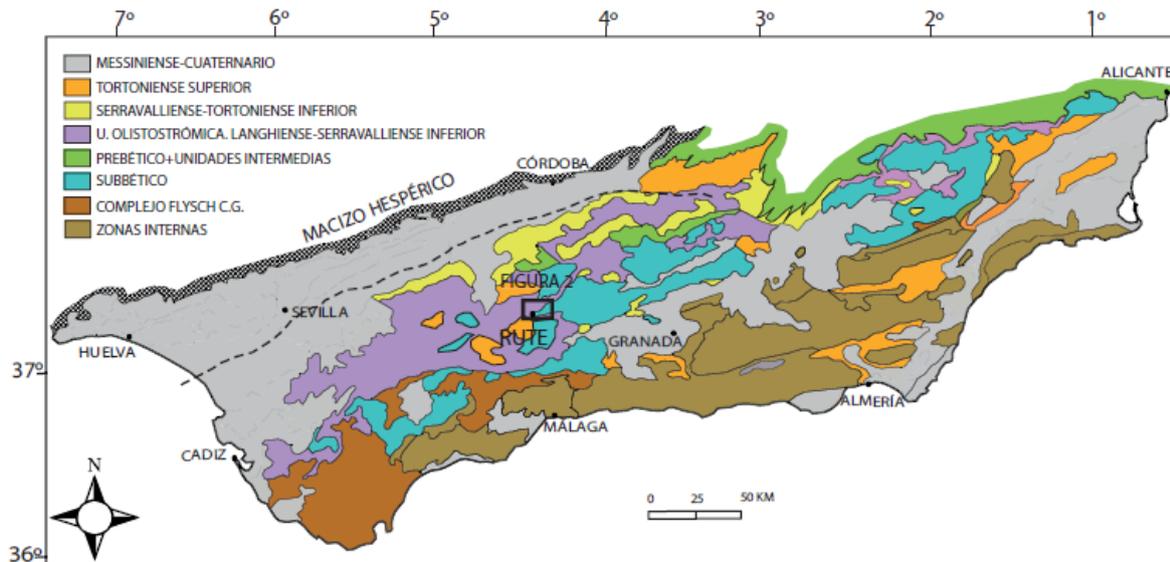


Figura 2.- Mapa geológico de las Cordilleras Béticas, con la ubicación de la zona de estudio (modificado de Roldán et al, 2012)

Desde el punto de vista geológico el área se halla dentro del Dominio Geológico del Subbético de la Cordillera Bética (Fig. 2). Este Dominio que se desarticuló hacia el Mioceno medio, conforma edificios calcáreos situados sobre materiales margosos que le han servido de sustrato sobre el que se han desplazado.

La zona de estudio se enmarca en la vertiente suroccidental de la sierra de rute. presenta tres tipologías de materiales: carbonatados de edad jurásica, margosos y carbonatados del cretácico y otros del mioceno medio de litologías variadas de arcillas y brechas arcillosas. estos últimos materiales constituidos principalmente por minerales de la arcilla de tipo esmectítico, muy expansivos en contacto con agua, son los responsables de inestabilidades frente a pendientes críticas (fig. 3).

La ladera donde se ubica el deslizamiento muestra una morfología generalizada de suaves lóbulos y valles, característicos de una pendiente que ha sido inestable como muestran sus límites de cabecera y flancos (fig. 3). Sin embargo, esta ladera actualmente permanece estabilizada, según ha podido deducirse de las ortofotos consultadas de la Junta de Andalucía entre los años 1956 y 2010; solo se ven algunos deslizamientos asociados a ciertos acarcavamientos inducidos por la red de drenaje incipiente.

El perfil de equilibrio de la ladera en materiales arcillosos está en torno a los 6-7° de inclinación, y aumenta considerablemente al llegar a los materiales carbonatados. Cuando este perfil se ha visto afectado por desmontes con fuertes pendientes (Fig. 3), acompañadas con lluvias, se producen deslizamientos como el que aquí se presenta.

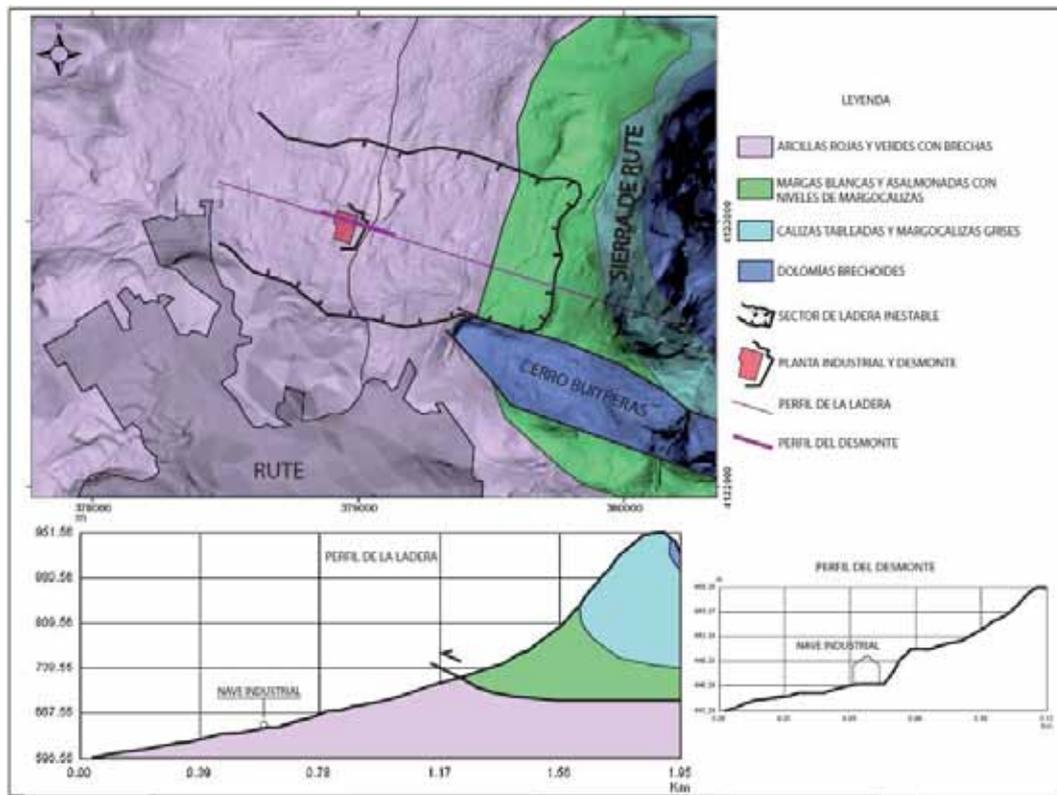


Figura 3.- Mapa geológico con la situación de la ladera inestable, el perfil geológico de la misma y el perfil de detalle donde se hizo el desmorte

3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Se ha elaborado un mapa topográfico a escala 1:1000, diseñado a tal efecto para representar el deslizamiento. Con diferente trama se muestran las zonas de distinto grado de inestabilidad, las grietas inventariadas y los límites del deslizamiento (fig. 4). También se muestra la situación de los **EPD** (Ensayos de Penetración Dinámica) que han sido muy útiles para definir la superficie de rotura y caracterizar el deslizamiento, alguno de ellos se usó como piezómetro.

Zonas del deslizamiento

Se han diferenciado: cabecera, flancos y frente del deslizamiento, a partir de de las superficies de rotura observadas.

Cabecera. Las superficies que conforman la parte superior del deslizamiento tienen una morfología de anfiteatro (Fig. 4).

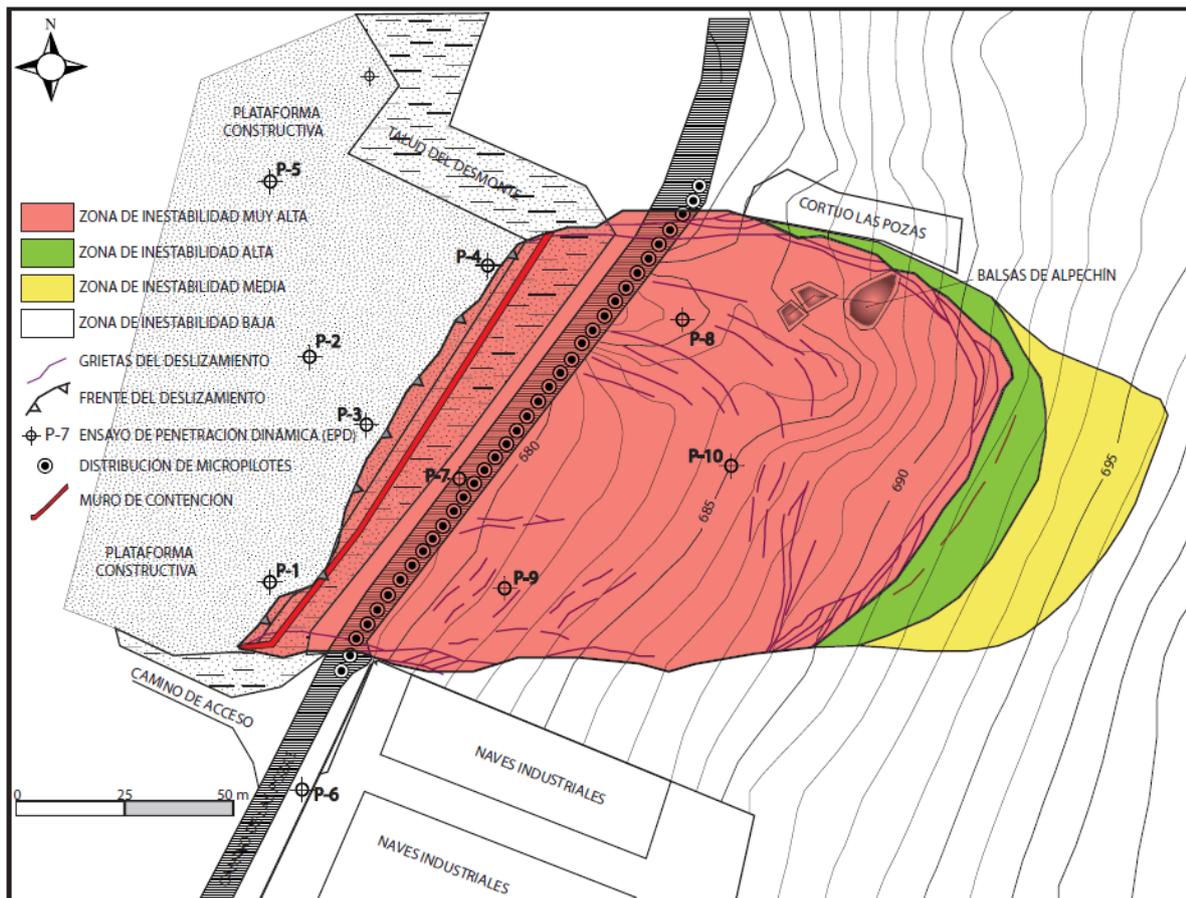


Figura 4.- Mapa geotécnico con las zonas de inestabilidad y las actuaciones propuestas para su estabilización y contención

En el terreno se observan grietas subparalelas y entrecruzadas, asociadas a la extensión por deslizamiento, con más de tres metros de profundidad y escalones asociados que pueden alcanzar un metro de salto (Fig. 5).

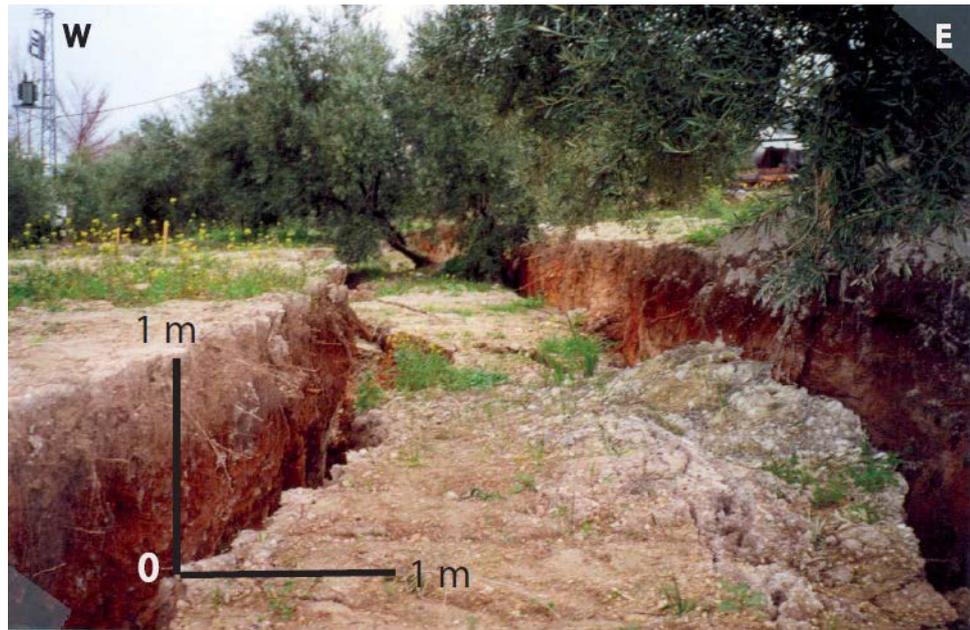


Figura 5.- Grietas en la cabecera del deslizamiento

Flancos. Son subparalelos entre sí y están separados unos 120 m. Ambos flancos muestran varios saltos que pueden alcanzar un desnivel de unos 30-40 cm (Fig. 6 A y B). Muestran grietas paralelas a la dirección del desplazamiento, a las que se asocian otras grietas transversas de tipo anastomosado (*riedel*) (Fig. 4), que indican el sentido del movimiento y la deformación del cuerpo deslizado.

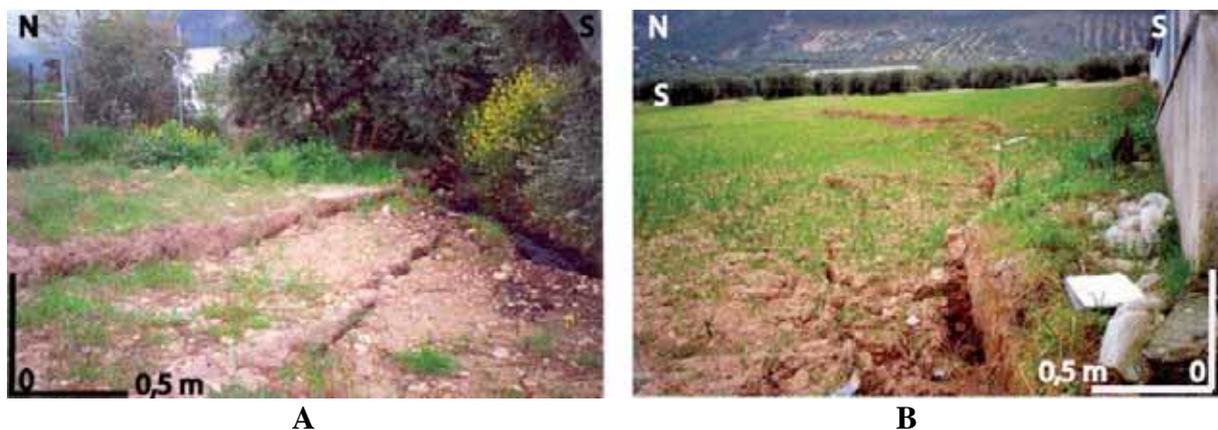


Figura 6.- Grietas en los flancos del deslizamiento. A) flanco norte. B) flanco sur

Frente del deslizamiento. Lo constituye todo el talud excavado. La deformación se produce fundamentalmente en el pie, con arrugas muy patentes del material arcilloso y brechoide (Fig. 7 A). En una de las esquinas de la explanación se puede observar con precisión la intersección del flanco norte con el frente del deslizamiento, donde se reconoce el plano del citado flanco y las arrugas en el pie (Fig. 7 B).

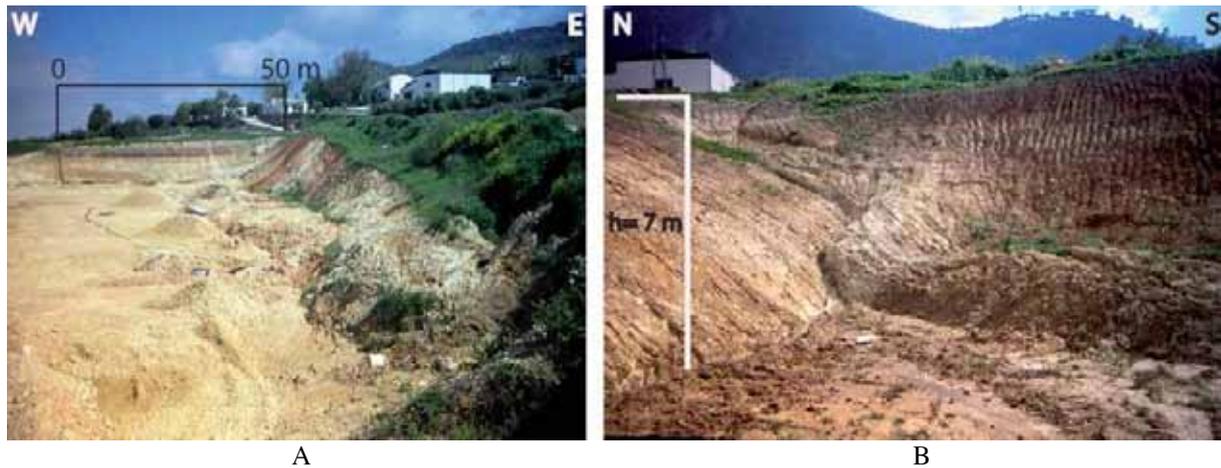


Figura 7.- A) Frente y pie del deslizamiento en el talud excavado y su avance hacia la plataforma constructiva. B) Detalle del deslizamiento en la intersección del flanco norte con el frente

Superficie de rotura. Está definida en superficie por los escarpes del terreno que delimitan perimetralmente al deslizamiento. En profundidad se ha deducido a partir de los EPD 7, 8, 9 y 10 (Fig. 8), que están situados sobre la masa deslizada. La superficie de corte se ha detectado en el EPD-7 entre 3,60 y 5,20 m; en el EPD-8 entre 4 y 5 m; en el EPD-9 entre 3,60 y 5,80 m y en el EPD-10 entre 3,60 y 4,20 m. Estas cotas sugieren que la superficie de rotura es plana y subparalela a la pendiente del terreno.

Tipología del deslizamiento

De acuerdo con las características de las zonas del deslizamiento descritas y la superficie de rotura analizada y calculada mediante los EPD, el tipo de deslizamiento puede clasificarse como planar o traslacional (Varnes, 1978). La masa estudiada se ha desplazado a lo largo de una superficie de rotura planar o suavemente ondulada, que se sitúa entre 3,60 y 5,80 metros de profundidad, con un área subrectangular de unos 17.000 m². El volumen de masa desplazada puede estar alrededor de los 78.000 m³. Dentro de la clasificación de Varnes (1978) se podría catalogar como *deslizamiento traslacional de tierras (Earth planar slide)* (Fig. 8).

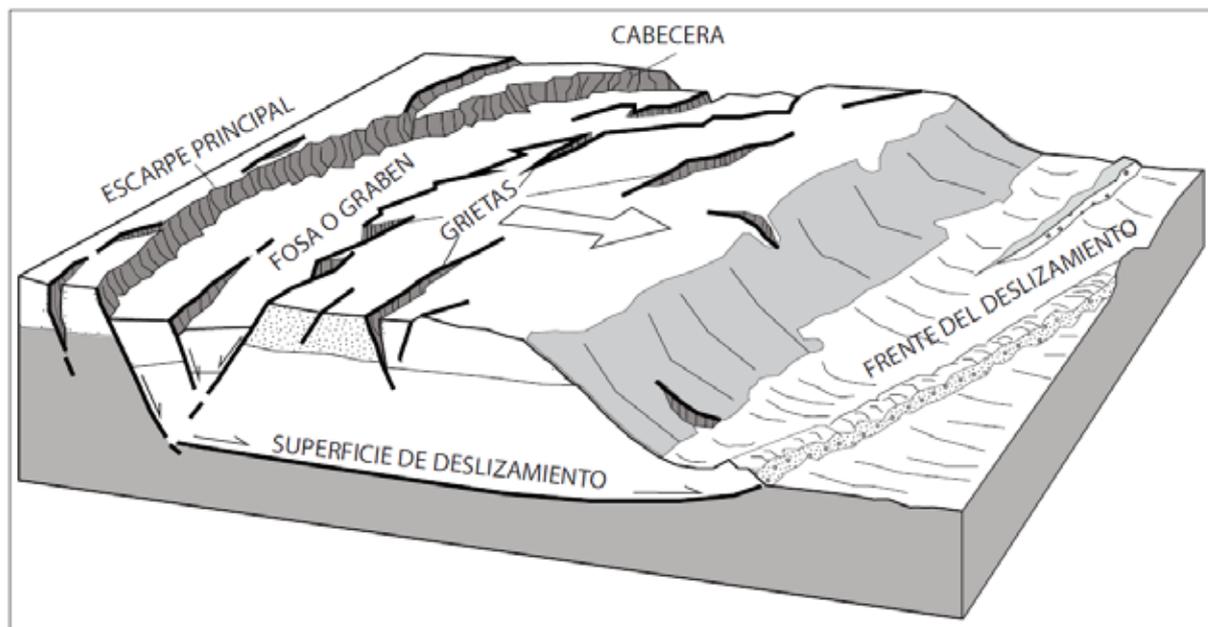


Figura 8.- Esquema de *deslizamiento traslacional de tierras* (modificado de Varnes 1978). Comparar la cabecera y el frente del deslizamiento con las figuras 5 y 7.

Como puede verse en la Fig. 5 existe un hundimiento en la cabecera del deslizamiento debido a grietas de tensión, generando un *graben* igual que el propuesto por Varnes (1978) y que se muestra en la Fig. 8. En el frente del deslizamiento que se muestra en este trabajo, también se registra un repliegue importante (Fig. 7) equivalente al propuesto por Varnes 1978 (Fig.8).

4. MEDIDAS DE ESTABILIZACIÓN

Antes de acometer las medidas de estabilización se recomendaron corregir los daños que produjo el deslizamiento en superficie. Para ello se actuó sobre la cabecera y flancos con el relleno de material arcilloso sobre las grietas y el allanado de los escarpes mediante maquinaria. Se retiraron las tierras acumuladas en el pie del deslizamiento y posteriormente se restituyó la rasante de la vía pecuaria. Todo ello se realizó con vista a evitar que nuevas lluvias pudieran filtrarse a través de las grietas, que favorecieran el deslizamiento y nuevas patologías geotécnicas en las edificaciones limítrofes.

Las obras de estabilización del deslizamiento se hicieron en dos fases. La primera con la ejecución de un cordón de 35 micropilotes junto al talud del camino de las Pozas y la segunda con la construcción de un muro de hormigón armado en el frente del deslizamiento y junto al pie del mismo. En la Fig. 9 se muestra el esquema de emplazamiento de los elementos constructivos propuestos para contener el deslizamiento.

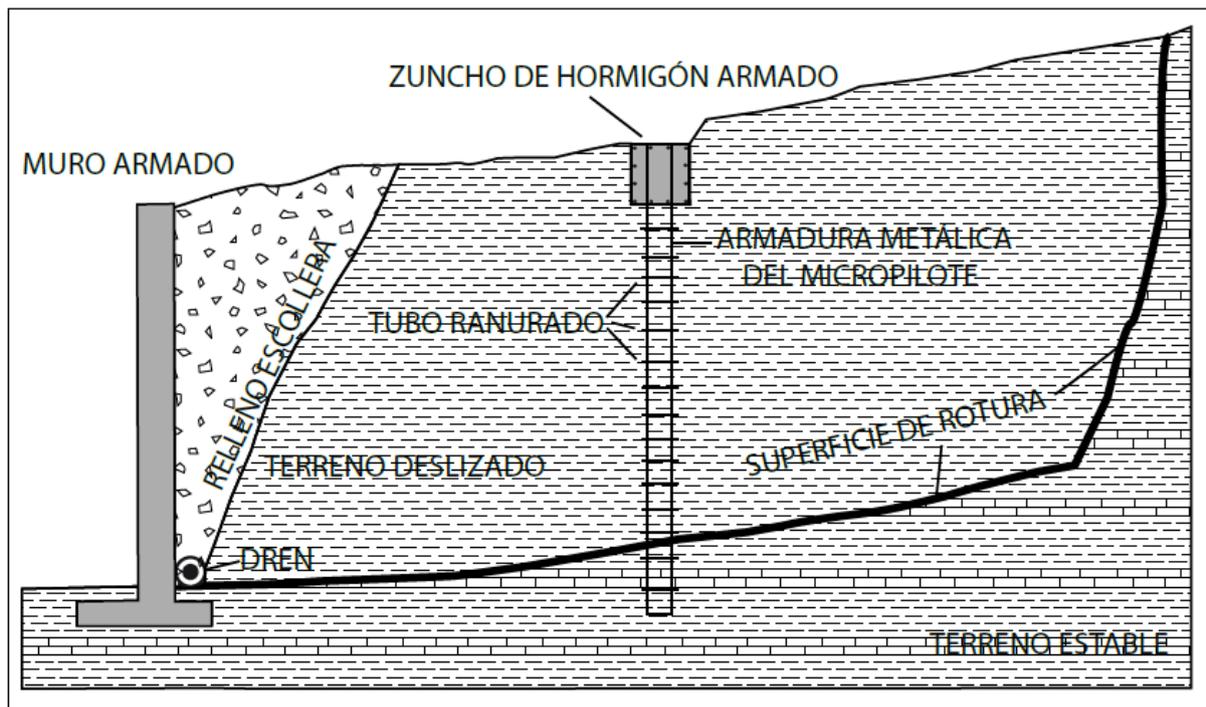


Figura 9.- Esquema de los elementos constructivos para la estabilización y contención del deslizamiento

Micropilotes

En la Fig. 4 se dibuja la distribución del cordón de micropilotes con un total de 35 unidades ancladas sobre la vía pecuaria y separados 4 metros. El objetivo era crear una pantalla de inyección armada mediante micropilotes que cosiera la superficie de rotura y a la vez pudiera contener el avance del deslizamiento.

La longitud de los micropilotes ha estado comprendida entre 8 y 10 m de profundidad. Se ha perforado con diámetro de 4,5 pulgadas (114 mm). Se utilizó una armadura metálica de acero ST-37, con 60,3 mm de sección por 3,6 mm de pared. Las características de esta armadura son de 2400 Kg/cm² de límite elástico y de 3900 Kg/cm² de resistencia a la rotura. A la tubería se le hicieron varias ranuras milimétricas cada 50 cm para inyección de cemento.

Una vez colocada la tubería metálica se procedió a la inyección de una lechada de cemento/agua en proporción de 1:1, con una presión regulada según la profundidad del micropilote y las correspondientes válvulas acopladas según los mismos tramos de 50 cm. Una vez concluida la instalación de micropilotes se procedió al cosido de estos en cabeza mediante un zuncho armado con redondos de media pulgada.

En la Fig. 10 se observa el frente del deslizamiento junto a la plataforma excavada. Este talud se limpió y acondicionó para la construcción del muro de hormigón. En la pared del talud puede verse la zona de rotura que consta de varias superficies de discontinuidad anastomosadas entre sí, las cuales han sido rellenadas por la lechada de cemento inyectada a través de los micropilotes. Esta superficie del orden de un metro y medio de espesor quedó completamente cementada y consolidada.



Figura 10.- Limpieza del talud para la construcción del muro de hormigón. Véase, la zona de color más claro entre las superficies de rotura, que corresponde a la lechada de cemento inyectada.

Muro de hormigón

En el pie y frente del deslizamiento se ha construido un muro de hormigón armado sulfurresistente. Se ha excavado un foso por debajo de la superficie de corte del deslizamiento, entre 1 y 1,5 metros, profundidad a la cual los EPD ofrecían una resistencia al golpeo superior a 2 Kg/cm^2 , para que el cimientto del muro estuviera sobre terreno estable. La armadura consta de un esqueleto de redondos de acero de una pulgada (Fig.11 A). Está asentado sobre una base corrida de 2,80 m de sección de hormigón armado, con un pie de 1,80 m y un tacón de 0,50 m. El muro sobre esta base tiene 5,60 m de alto lo que supone un cuerpo de 6,30 m de altura total (Fig. 11 B).



Figura 11.- Fases constructivas del muro de hormigón. A) Estructura armada con redondos de acero sobre base corrida. B) Fase final del muro de hormigón construido.

En el trasdós del muro y sobre el tacón se instaló un tubo drenante horizontal, perforado para evacuar las posibles filtraciones del talud. Este tubo se cubrió con zahorra natural y el hueco del trasdós se relleno de escollera y suelo vegetal en superficie para poder revegetar. El muro dispone de mechinales para la evacuación de las aguas de filtración, procedentes del relleno en su trasdós

Estado actual de la zona deslizada (Febrero 2013)

Después de 12 años la zona afectada por el deslizamiento ha quedado como se muestra en la Fig. 12. En A se muestra el estado actual del muro, la plataforma de carga y la nave industrial. En B puede apreciarse que no existe ninguna huella del deslizamiento después de todas las obras de contención y allanado de grietas efectuadas.



Figura 12.- Estado actual de la zona afectada por el deslizamiento en el año 2011.

6. CONCLUSIONES

La ladera de Rute situada en el Polígono de las Pozas que está constituida por materiales arcillosos y brechoides de edad Mioceno, ha sufrido a lo largo del tiempo deslizamientos muy superficiales como muestran las formas lobuladas de su relieve. El perfil de equilibrio de esta ladera está en torno a 6-7° de inclinación. La excavación producida para la edificación de una nave industrial rebasó este perfil considerablemente, hasta alcanzar más de 45°. El resultado final fue el deslizamiento de una losa de terreno de morfología subrectangular, con una superficie de corte paralela a la superficie del terreno. Este deslizamiento se ha catalogado como de tipo traslacional. El volumen deslizado puede estar en torno a los 78.000 m³.

La construcción de micropilotes a partir de una armadura metálica ranurada e inyectada de cemento cada 50 cm, ha permitido sellar las fisuras generadas por el deslizamiento especialmente en las zonas próximas a la superficie de corte entre los materiales arcillosos y brechoides. Este aspecto ha quedado bien patente en las filtraciones de cemento que aparecieron en el talud, cuando se procedió a la construcción del muro de hormigón en el frente del deslizamiento. El muro de hormigón construido ha servido para consolidar la estabilidad de la ladera y proteger la deformación de la vía pecuaria ante el paso de vehículos pesados. Después de 12 años no se ha observado ningún movimiento en la ladera.

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.).
- 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.
- Varnes, D.J. 1978. Slope-Movement Types and Processes. In *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control* (R.L. Schuster and R.J. Krizek, eds.), TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 11-33.

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

Laboratorio de Geotecnia
CEDEX
Ministerio de Fomento

RESUMEN

El talud de la Panadella está situado en el km 535 de la Autovía A2 (Barcelona, España), en una zona en la que predominan materiales Terciarios (oligoceno), fundamentalmente arcillas, argilitas, margas y calizas margosas.

Desde el inicio de su construcción (2004) presentó problemas de inestabilidad frente a los cuales se ejecutaron diferentes soluciones. Finalmente el talud pasó a tener unos 70 m de altura total, con tres niveles con talud 1,5H:1V y 2 bermas intercaladas.

Cinco años después de su construcción, en 2009, y como consecuencia de un invierno especialmente lluvioso, volvieron a aparecer grandes síntomas de inestabilidad generalizada que afectaban a casi la totalidad del talud.

En el presente artículo se analizan las causas de este nuevo movimiento y se exponen los trabajos de investigación llevados a cabo y la solución finalmente ejecutada.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El talud de la Panadella, que en la actualidad tiene 90 m de altura, está excavado en materiales Terciarios (oligoceno), fundamentalmente arcillas, argilitas, margas y calizas margosas.

En los 25 metros superiores de la zona afectada predominan las calizas y margo-calizas, tableadas en estratos de carácter decimétrico y con un buzamiento inferior a cinco grados orientado de forma oblicua al desmonte, por lo que no tiene incidencia desde el punto de vista de la estabilidad del mismo.



Figura 1. Detalle de la distribución de litologías en el desmorte

Ya durante la fase de construcción (2004) se produjeron inestabilidades de importancia que afectaban al tercio inferior del desmorte. Estas inestabilidades estaban en una franja superficial del terreno aunque con una extensión considerable. Con la información disponible en ese momento, se determinó que la mejor solución para su estabilización era la ejecución de un sistema de mallas de cable ancladas con bulones.

Además, se realizó un reperfilado del talud, con lo que el desmorte finalmente pasó a tener unos 70 m de altura total, con tres niveles con talud 1,5H:1V y 2 bermas intercaladas.

En el mes de marzo de 2004, ya durante la ejecución del reperfilado y sistema de estabilización se apreciaron nuevos movimientos en el desmorte. Se retiró el material deslizado y se ejecutaron las mallas de cable ancladas.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Durante el mes de febrero de 2009 (cinco años después de su construcción) se observaron importantes agrietamientos y movimientos en el talud.

En la primera visita realizada por los técnicos del CEDEX (Febrero 2009) se pudo apreciar que estos movimientos se reflejaban en grietas que alcanzaban hasta la segunda berma y que tenían saltos de hasta 2 m entre ambos lados de la grieta. Además, se apreciaron importantes deformaciones en la malla de cables incluyendo el arrancamiento de bulones.

El tercer nivel del desmonte, constituido por calizas margosas tableadas y algo fracturadas no presentaba signos de inestabilidad. Por otra parte, en esta zona eran visibles señales de karstificación y circulación de agua a través de la red de fracturación del macizo.

La tensión a la que estaba sometida la malla cables anclada provocó el arrancamiento de bulones y la proyección de la cabeza de estos sobre la calzada.



Figura 2. Movimiento, deformaciones en la cuneta y cabezas de bulones proyectadas sobre la calzada

Por otra parte, la cuneta de la autovía mostraba deformaciones y signos de levantamiento.

Una vez visto que el sistema de estabilización no estaba soportando los esfuerzos a los que estaba siendo sometido, dado que el movimiento era de unas dimensiones mucho mayores que las que se habían previsto según el estudio realizado en 2004, se planteó poner en marcha a la mayor brevedad las siguientes actuaciones:

- Recopilación y análisis de la información previa disponible.
- Plano con la situación de todas las grietas existentes.
- Inspección del desmonte, visual y fotográficamente, para comprobar la evolución de las inestabilidades en los taludes y poder tomar medidas en relación con el servicio de la autovía.
- Control topográfico de movimientos superficiales y control de apertura de grietas.
- Ejecución de inclinómetros en el pie del desmonte y las bermas intermedias.

3. ACTUACIONES DE URGENCIA Y AUSCULTACION INICIAL

La primera medida que se tomó fue el corte al tráfico de la autovía dado el gran riesgo de que la inestabilidad afectara a la calzada. Además, en muchas ocasiones las cabezas de los bulones al arrancarse salían proyectadas cayendo sobre la autovía.

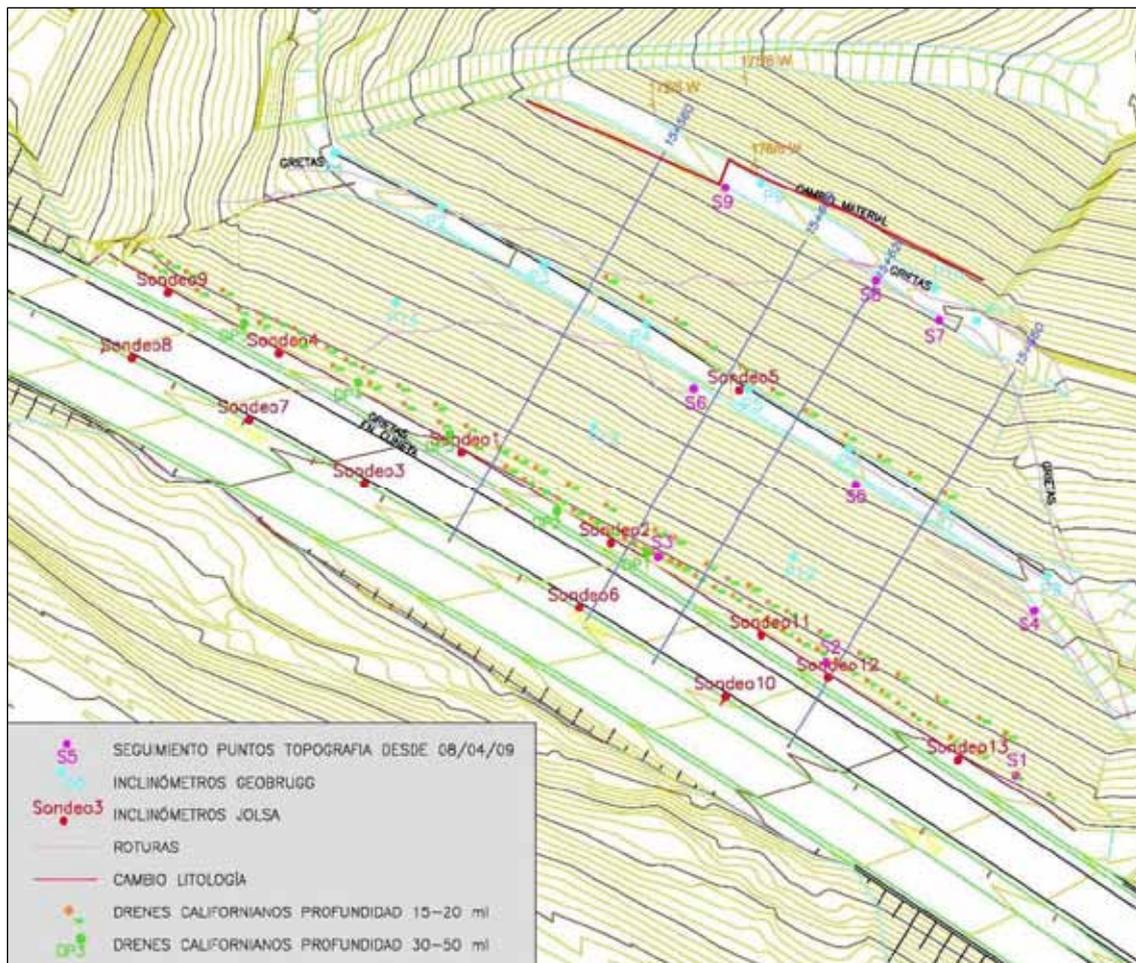


Figura 3. Plano general de actuaciones de auscultación en el talud

Las medidas de auscultación iniciales consistieron en la instalación de inclinómetros tanto en las bermas, como en la zona de cuneta. Además, la cabeza del inclinómetro se controlaba topográficamente para corroborar los resultados obtenidos por el mismo.

Por otra parte se instaló una red de puntos de control topográfico por todo el desmote, incluyendo zonas previsiblemente estables para confirmar la validez de los resultados.

Así mismo, se planteó la ejecución de drenes californianos al pie del desmote para conseguir en la medida de lo posible una disminución en las presiones intersticiales del

macizo. Además, por cuestiones de seguridad se protegieron las cabezas de los bulones de forma que aunque se rompiera la barra, la cabeza del bulón no saliera proyectada hacia la autovía.

4. IDENTIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO Y DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN

Con los datos obtenidos mediante la auscultación se pudo identificar claramente el tipo de movimiento que se estaba produciendo en el talud, sus dimensiones y cinemática del mismo.

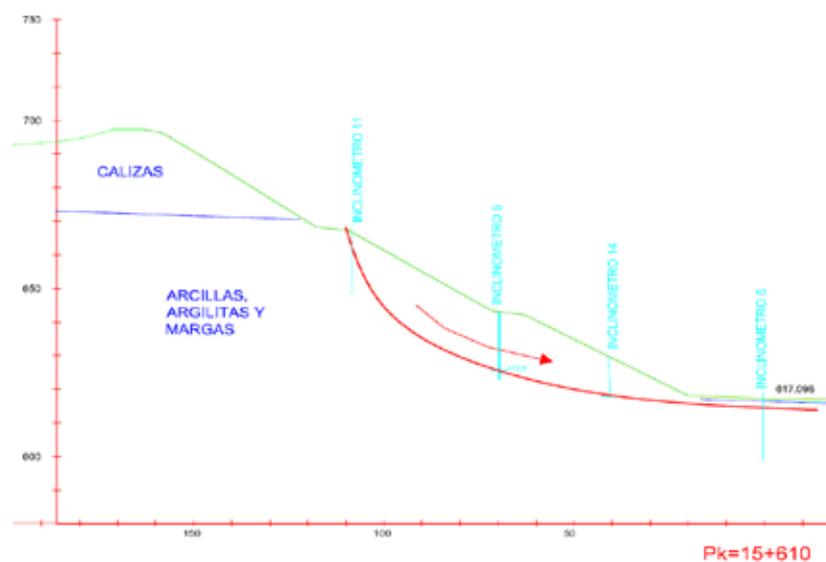


Figura 4. Vista de la superficie de deslizamiento identificada con los inclinómetros.

A través de los datos del control topográfico superficial que se estaba realizando en el talud también pudo confirmarse el tipo de movimiento que se estaba produciendo en el talud (previamente identificado con las lecturas de los inclinómetros).

En la figura 5 puede apreciarse como trazando perpendiculares a los vectores de movimiento de cada uno de los puntos de control existentes en el talud puede estimarse el centro de un movimiento circular de rotura. Este círculo de movimiento era muy similar al obtenido con los inclinómetros.

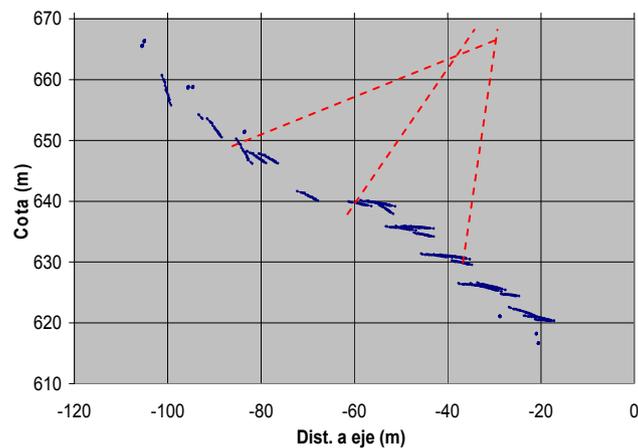


Figura 5. Perfil del desmonte con vectores de movimiento y líneas normales a estos

Una vez identificado el movimiento, se pudo confirmar que el origen del mismo era un gran paleo-deslizamiento que según las informaciones obtenidas en la zona, data aproximadamente del año 1958. Esto puede además confirmarse con otras patologías, como el perfil original que se observaba en la ladera y su topografía, que muestran un claro cambio brusco de pendiente en la zona de cabecera y una acumulación de material en la zona inferior de la ladera.

En uno de los reconocimientos visuales realizados en el entorno del talud pudo encontrarse el límite lateral del paleo-deslizamiento. En esta zona se apreciaba como las margo-calizas tableadas se encontraban cortadas lateralmente por un material mucho más caótico formado por estas mismas margo-calizas trituradas (ver figura 6).



Figura 6. Detalle del límite lateral del paleo-deslizamiento.

El sistema de mallas de cable y bulones instalado en 2004 se había dimensionado frente a una inestabilidad de mucha menor envergadura que la que se había producido, por lo cual este sistema no podía soportar los esfuerzos a los que estaba siendo sometido (la mayor parte de los bulones quedaban por encima del plano de deslizamiento). Entendemos que la

inestabilidad no puede relacionarse con un posible mal comportamiento de este sistema de tratamiento.

Para estimar los parámetros resistentes del terreno y poder analizar la solución que se planteaba se realizó un análisis retrospectivo de la rotura que se había producido.

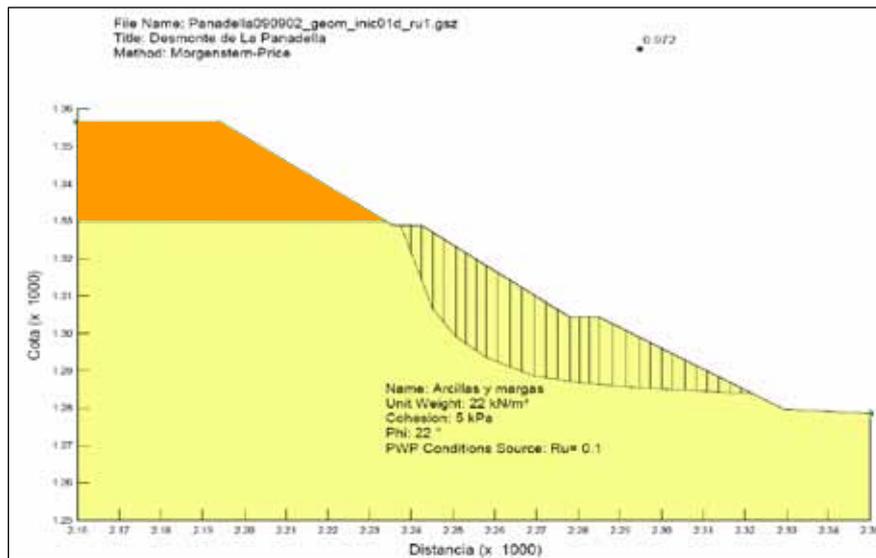


Figura 7. Uno de los retro-análisis realizados para estimar los parámetros resistentes del terreno

Finalmente, la solución consistió en un retaluzado general del desmonte de forma que se quitara todo el material perteneciente al paleodeslizamiento y quedara una pendiente estable. Esta geometría ha consistido en taludes de abajo hacia arriba de 29° , 34° y 45° , con dos bermas de 6 m de anchura. El talud superior se realizó con una pendiente mayor (1H/1V) ya que se ejecutó íntegramente en las calizas de la zona alta del macizo (figura 8), que no presentaban ningún síntoma de inestabilidad.

Este retaluzado suponía el retranqueo de la superficie del desmonte en su zona de pie de unos 40 m, hacía el interior de la ladera.

Esta geometría se planteó como un diseño inicial, necesario para comenzar los trabajos de movimiento de tierras, basada en la información disponible al inicio y que se fue optimizando en función de la información recogida durante las obras.

Además, de cara a la previsión de futuras inestabilidades y para mantener confinado el pie del desmonte, compuesto por arcillas y margas muy susceptibles a la decompresión y alteración, se instaló un relleno estabilizador con el material procedente de la excavación de las calizas de la zona superior (figura 8).

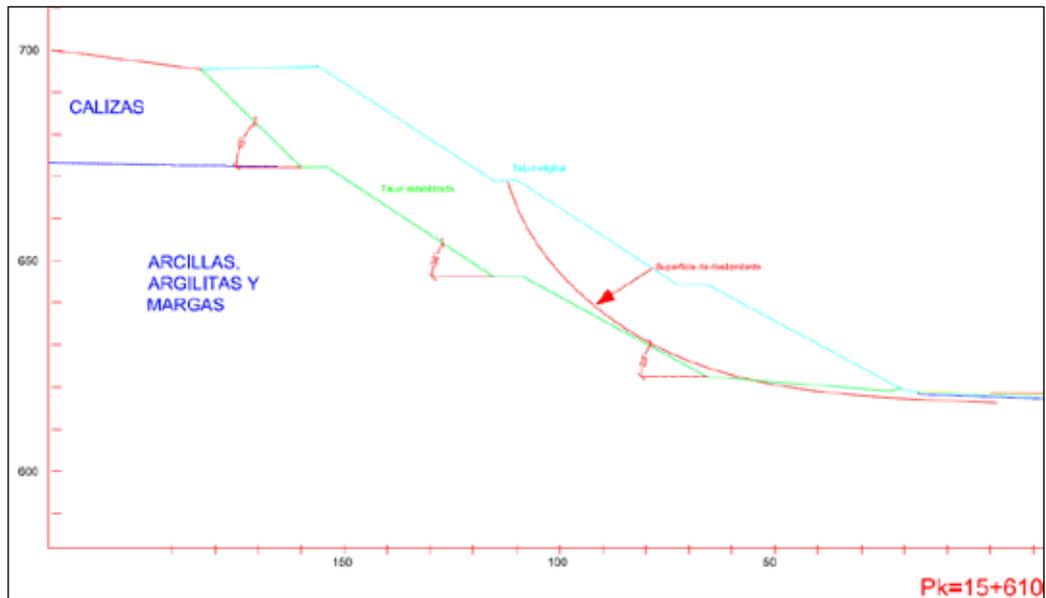


Figura 8. Detalle del reperfilado efectuado para eliminar el material perteneciente al paleo-deslizamiento

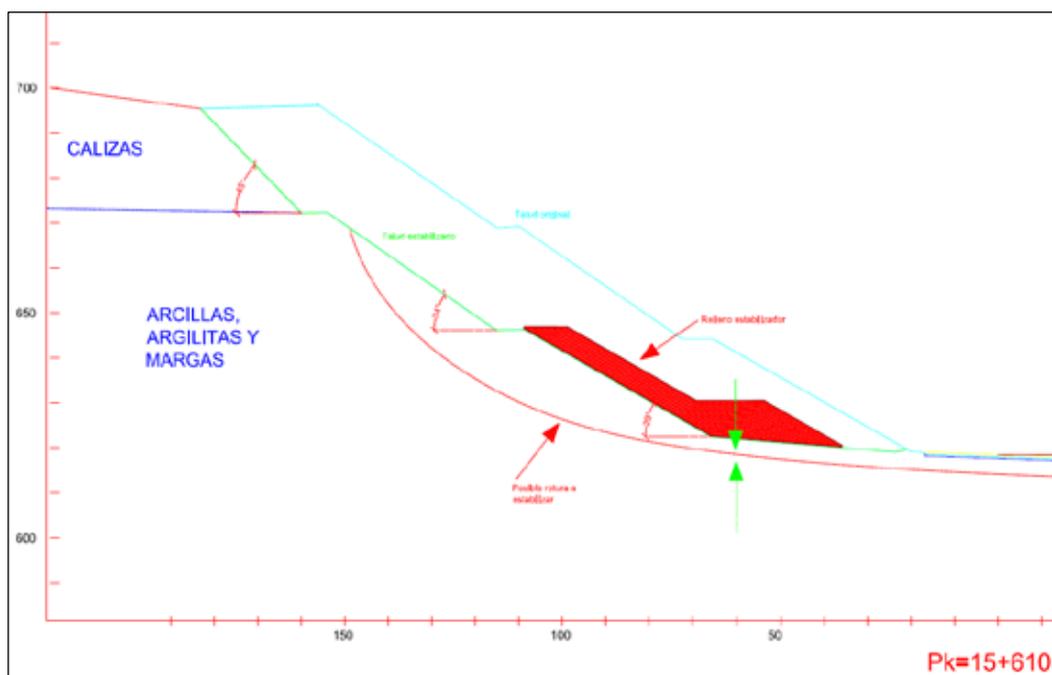


Figura 9. Vista del relleno estabilizador ejecutado en previsión de nuevas superficies de rotura

Como actuaciones complementarias se instalaron una red de drenes californianos para evitar la acumulación de presiones intersticiales, y se impermeabilizó la superficie de las bermas.

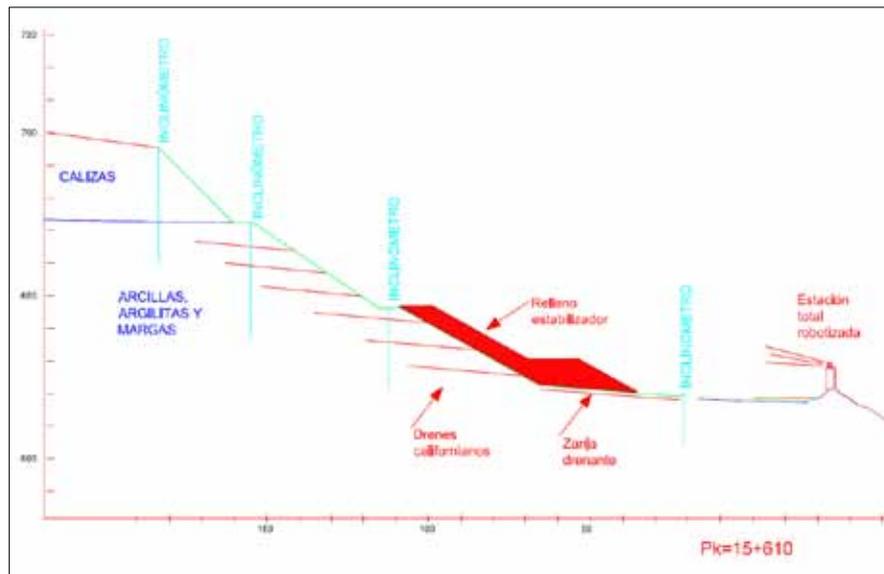


Figura 10. Vista de las actuaciones realizadas y sistema de auscultación final en el talud

En la base del pedraplén inferior se implantó un sistema de drenaje, consistente en zanjas drenantes cada 10 m, rellenas también del material procedente de la excavación de las calizas.

5. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS Y AUSCULTACIÓN

Dado el riesgo provocado por la situación del desmote y los trabajos de estabilización, se mantuvo el corte de tráfico en la calzada más próxima a éste (calzada izquierda).

El trabajo se planteó efectuando la excavación desde la parte superior, retirando el material movilizado progresivamente, lo que reducía el peso inestabilizante mejorando de forma progresiva las condiciones de estabilidad del desmote. De esta forma se consiguió ralentizar en gran medida el deslizamiento durante las primeras fases del movimiento de tierras.

Se fijó la prescripción de no quitar las redes y bulones hasta no ser estrictamente necesario, por el proceso del movimiento de tierras, debido al efecto de estabilización superficial que estaba produciendo y que contribuía a que el deslizamiento no incrementara su velocidad.

Se efectuaron drenes sub-horizontales en el pie del desmote y en la superficie del mismo, en fase provisional y posteriormente como elementos definitivos de estabilización. Durante la perforación de los drenes se detectaron incidencias que parecían señalar la presencia de zonas de debilidad concordantes con la situación de la superficie de inestabilidad deducida de la instrumentación mediante inclinómetros. Varios de los drenes

evacuaron caudales importantes de agua, especialmente en su primer periodo de servicio.

En julio de 2009 se planteó la necesidad de abrir al tráfico la calzada próxima al desmante manteniendo los trabajos de estabilización. Con el fin de tener una mayor garantía de las condiciones de seguridad para poder realizar la apertura al tráfico, se planteó la instalación de un sistema automatizado de control continuo de deformaciones en el desmante mediante una estación topográfica robotizada y un conjunto de miniprismas dispuestos en la superficie del mismo.

Con este sistema se podía abrir parcialmente la calzada al tráfico al contar con un sistema que en tiempo real identificaba cualquier tipo de movimiento en la superficie del talud.

De esta forma se registró la evolución de los movimientos en tiempo real, pudiendo efectuarse el seguimiento vía Internet, desde el puesto de control en la autovía así como desde el ordenador de cada uno de los técnicos implicados.

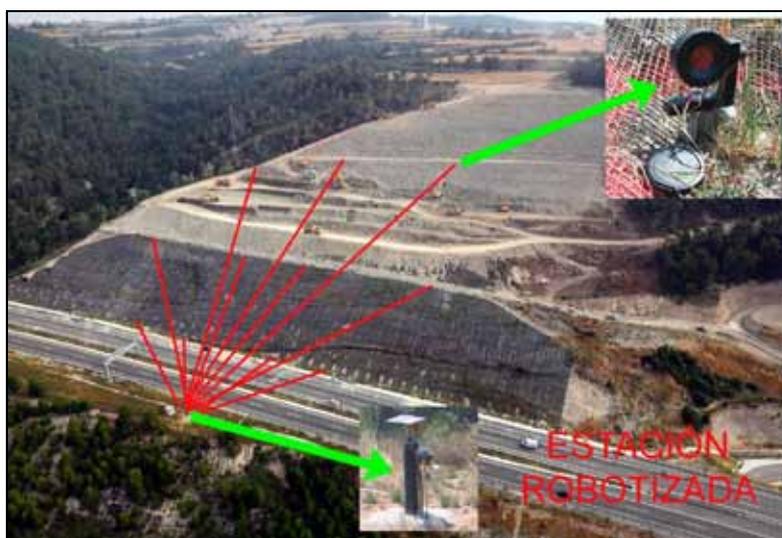


Figura 11. Sistema automatizado de control topográfico

En el sistema se implantaron criterios de alarma para avisar de forma automatizada mediante mensaje de alerta a teléfonos móviles y variando el color del hito correspondiente en la visualización de la planta del desmante (figura 11), cuando las medidas superasen los umbrales de alarma.

En la Tabla 1 se recogen los criterios de alarma que se establecieron inicialmente. Los niveles de alarma se definieron considerando los movimientos registrados con el control topográfico inicial del desmante.

Nivel alarma	Movimiento en 24 horas (m)	Movimiento en 3 días (m)	Actuación
1	< 0,05	< 0,10	Mantener seguimiento
2	0,05 - 0,20	0,10 - 0,40	Revisión de lecturas del punto y puntos próximos, y en su caso planteamiento de medidas de estabilización
3	> 0,20	> 0,40	Envío de aviso de alerta. Revisión de lecturas del punto y puntos próximos, y en su caso corte de tráfico y planteamiento de medidas de estabilización

Notas: El nivel de alarma en cada punto corresponde a la condición más desfavorable de las dos

Tabla 1.- Criterios de alarma

Además, para poder trabajar con seguridad y proteger la calzada de forma adecuada se instalaron barreras dinámicas para evitar que durante las labores de reperfilado pudieran caer bloques a la calzada. Estas barreras se mostraron efectivas dado que el gran movimiento de tierras que se estaba efectuando hacía inevitable la caída de piedras por la superficie del talud.

Durante los trabajos de excavación bajo el nivel de la berma inferior se produjo una inestabilidad que obligó a efectuar un retaluzado local. En esta zona parece que la excavación prevista inicialmente no llegó a retirar el conjunto de material movilizado. De esta forma, el reperfilado final se fue ajustando en función de la información adicional que se iba obteniendo con los trabajos de movimiento de tierras.



Figura 12. Vista de los trabajos de movimiento de tierras en una fase intermedia de la reparación

Los trabajos de movimiento de tierras han supuesto la retirada de 360.000 m³ de material, gran parte de este material, el perteneciente a la zona superior de calizas se ha aprovechado para la construcción del relleno estabilizante construido al pie del desmonte. Al utilizar las calizas previamente excavadas se ha minimizado, en gran parte, el impacto ambiental que supone una obra de movimiento de tierras de estas dimensiones.

Como puede confirmarse por los inclinómetros que siguen situados en la calzada, los movimientos una vez que comenzó a retirarse la zona de cabecera del deslizamiento fueron ralentizándose, habiéndose detenido desde el mes de septiembre de 2009.

Para el control de movimientos en fase posterior a obra quedarán instalados en el desmonte 10 inclinómetros, además de la auscultación de movimientos superficiales por topografía que se mantendrá de forma permanente.

5. CONCLUSIONES

Se describe la evolución de las patologías, las medidas de control y estabilización previas, y los trabajos de estabilización y medidas de control postconstructivo adoptados en un desmonte de 70 m de altura de la autovía A2.

El planteamiento general de los trabajos de estabilización del desmonte ha consistido en el retaluzado para la retirada del material movilizado, que estaba afectado por un paleodeslizamiento previo y la disposición de elementos de drenaje y protección de la superficie final.

Los movimientos de tierra han permitido asimismo alejar el desmonte de la autovía, reduciendo el riesgo de afección a la misma en caso de que se produjera algún fenómeno de inestabilidad no previsto.

Tanto en el diseño de la solución de estabilización como en el seguimiento de las obras y la apertura al tráfico de la calzada ha tenido un papel importante la instrumentación.

En la fase final de las obras, tanto los inclinómetros como el control topográfico de superficie reflejan la estabilidad del desmonte.

Agradecimientos

Este trabajo no hubiera podido llevarse a cabo sin la participación de los técnicos de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cataluña así como de las empresas Fomento de Construcciones y Contratas, S.A y Geobrugg, S.A.

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

Laboratorio de Geotecnia
CEDEX
Ministerio de Fomento

RESUMEN

El desmonte 32 corresponde a una trinchera situada entre los pp.kk. 12+645 y 13+010 del tramo Polopos-Albuñol de la Autovía del Mediterráneo, A-7, actualmente en construcción. La morfología del terreno y la orientación del trazado dan lugar entre esos puntos a una trinchera muy asimétrica, en la que el talud derecho (lado mar) es de muy pequeña altura, mientras que el izquierdo (lado tierra) alcanza un valor máximo de unos 50 m.

El talud del lado tierra presentó, a finales de 2009, síntomas de inestabilidad consistentes en el levantamiento de la rasante, agrietamiento general de la superficie y de la zona superior, hasta 200 m ladera arriba de la cabecera.

En este artículo se analizan las posibles causas y evolución de los fenómenos que afectan al desmonte y se proponen las medidas correctoras que permitan su reparación y evitar posibles daños futuros que afecten a la autovía.

1. INTRODUCCIÓN Y MARCO GEOLÓGICO

La zona en la cual está ubicado el desmonte 32, así como del resto del tramo Polopos-Albuñol, se caracteriza por una configuración lito-estructural especialmente compleja que dificulta el desarrollo de las obras de construcción de la autovía.

Los problemas de inestabilidad se han presentado, al parecer a partir del otoño de 2009, tanto en el talud izquierdo del desmonte, como en una franja amplia del terreno, de hasta algo más de 200 m de anchura máxima, situada por encima de la cabeza del mismo. Junto a la cabeza

del desmonte existe una vivienda en la que han aparecido grietas importantes, al igual que en el camino existente sobre el desmonte. Esa franja de terreno está ocupada por invernaderos y pequeñas edificaciones afines que han sufrido daños a causa de las grietas y movimientos producidos en el terreno de apoyo.

La autovía A-7, en el tramo Polopos-Albuñol transcurre paralela a la costa y muy próxima a la misma. En esta zona, las pendientes de las laderas naturales son muy acusadas (25° - 35°) por lo que el trazado se caracteriza por grandes desmontes en los taludes del lado montaña. En el caso del desmonte 32, se trata de una trinchera de 360 m de longitud, en la cual, el talud izquierdo (norte) presenta una altura máxima de 50 m y el talud derecho (sur) de 6 m.

Si algo caracteriza especialmente a esta zona es la superposición en el espacio de un número relativamente elevado de mantos de cabalgamiento, alternándose en la vertical capas con diferentes grados de metamorfismo y distintas edades.

En esta zona, en concreto, existe un manto de cabalgamiento de la unidad de Melicena sobre la de Sorvilán. Todo esto explica una particular disposición de las capas en la zona en la que se desarrollan las obras. En la Figura 1 se muestra un detalle del corte geológico en la zona por la que discurre la traza.

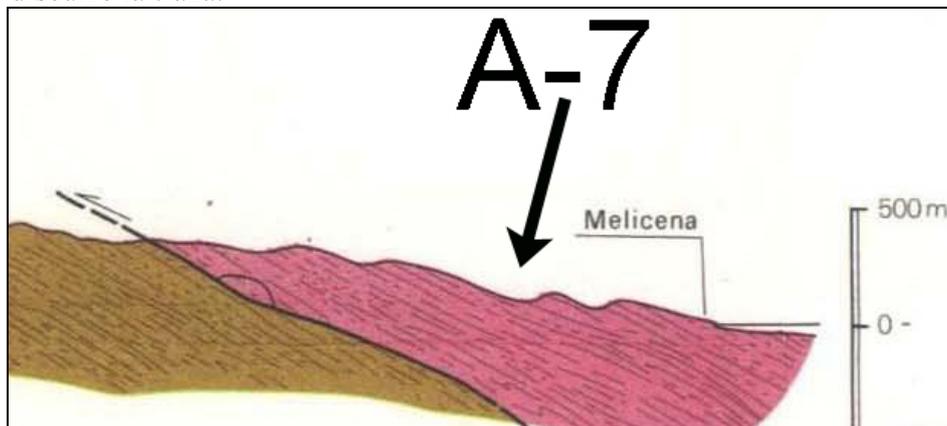


Figura 1. Vista detallada del corte geológico en la zona del Desmonte 32.

De esta forma, y aunque pueden apreciarse plegamientos locales, la estructura general marca una orientación de las capas con dirección de buzamiento hacia los 180° (hacia el mar) y un buzamiento variable entre 10° y 35° . Esto hace que todos los taludes del lado montaña tengan, desde el punto de vista de su estabilidad, una orientación desfavorable de los estratos.

Además, al tratarse de mantos de cabalgamiento muchas capas están desplazadas respecto a las que las rodean por lo que el ángulo de rozamiento de estas superficies es prácticamente residual.

La litología está compuesta fundamentalmente por esquistos (rocas metamórficas de grado

medio-bajo procedentes del metamorfismo de arcillas) que en muchas ocasiones se definen como esquistos micáceos altamente fracturados y alterados. Una particularidad de los esquistos micáceos es su alta concentración de biotitas y moscovitas, minerales que se alteran fácilmente pasando a ser arcillas muy plásticas y con bajos ángulos de rozamiento (“launas”).

En la Figura 2 se muestra una imagen de satélite de la zona en la que se ha excavado el talud 32 (uno de los más problemáticos y objeto de este informe) en el que puede verse (en verde) la orientación de las capas y en rojo el trazado de la autovía. En esta figura puede apreciarse como la zona en la cual se ha excavado el desmonte 32 (esta imagen es previa a la excavación del desmonte) es una loma que sobresale de la ladera y que está cortada por barrancos laterales en los cuales puede verse claramente el buzamiento hacia el mar de las capas. A falta de más datos, una posibilidad sería que esta loma que sobresale perteneciera al manto de Melicena que cabalga sobre el de Sorvilán en esta zona.



Figura 2. Imagen de satélite para ilustrar la configuración lito-estructural de la zona del desmonte 32.

A modo de síntesis podría decirse que existe una configuración lito-estructural generalizada en todo el tramo que consiste en una dirección de buzamiento de las capas de 180° (hacia el mar) y un buzamiento entre 10° y 35° . Los materiales afectados por la traza son esquistos en muchas ocasiones micáceos, que tienen unos ángulos de rozamiento en general bastante bajos y en muchas ocasiones ha habido desplazamiento de escamas de cabalgamiento dejando un ángulo de rozamiento prácticamente residual.

3. INVESTIGACIÓN REALIZADA

Los trabajos de reconocimiento y los posteriores de auscultación del desmorte se han llevado a cabo a lo largo de los años 2010, 2011 y comienzo de 2012, incluyendo en el periodo de control las temporadas de lluvias entre el otoño de 2010 y la primavera de 2011 y el otoño de 2011 y la primavera de 2012.

Han consistido en control topográfico superficial, ejecución de 11 sondeos con instalación de inclinómetros y piezómetros. Además se han realizado estaciones geomecánicas y ensayos de permeabilidad en los sondeos.



Figura 3. Situación de los sondeos de investigación realizados.

Sondeo	fecha ejecución	profundidad	Instrumentación	Tipo
S-01i	mar-10	50,5	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-02i	abr-10	50,4	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-03i	abr-10	50,0	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-04i	abr-10	50,1	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-05i	dic-10	75,0	No se puede instrumentar, se rompe la tubería de revestimiento	Recuperación testigo
S-05i bis	dic-10	75,0	Inclinómetro+ 4 piezómetros puntuales	Destroza
S-05p	ene-11	75,0	Tubería ranurada	Destroza
S-06i	ene-11	80,0	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-06p	ene-11	80,0	Tubería ranurada y 3 piezómetros puntuales	Destroza
S-07i	ene-11	72,0	Inclinómetro	Recuperación testigo
S-07p	feb-11	72,0	Tubería ranurada y 4 piezómetros puntuales	Destroza

Tabla 1. Resumen de los sondeos e instrumentación instalada

Este control topográfico se ha extendido a un centenar de puntos situados en el pie y la cabeza del desmorte, así como en la franja superior de terreno afectada por las grietas.

En una primera campaña se planteó realizar una investigación geotécnica mediante 4 sondeos mecánicos, equipados a su vez con tubería inclinométrica para detectar los movimientos profundos del terreno.

El control topográfico puso de manifiesto la existencia de importantes movimientos horizontales (hasta 100 cm/año) fundamentalmente en dirección norte-sur, coincidente en gran medida con la de la esquistosidad de macizo rocoso.

Estos movimientos se compararon con el régimen de precipitaciones para poder establecer si existía una relación directa entre los episodios lluviosos y los movimientos registrados en la ladera.

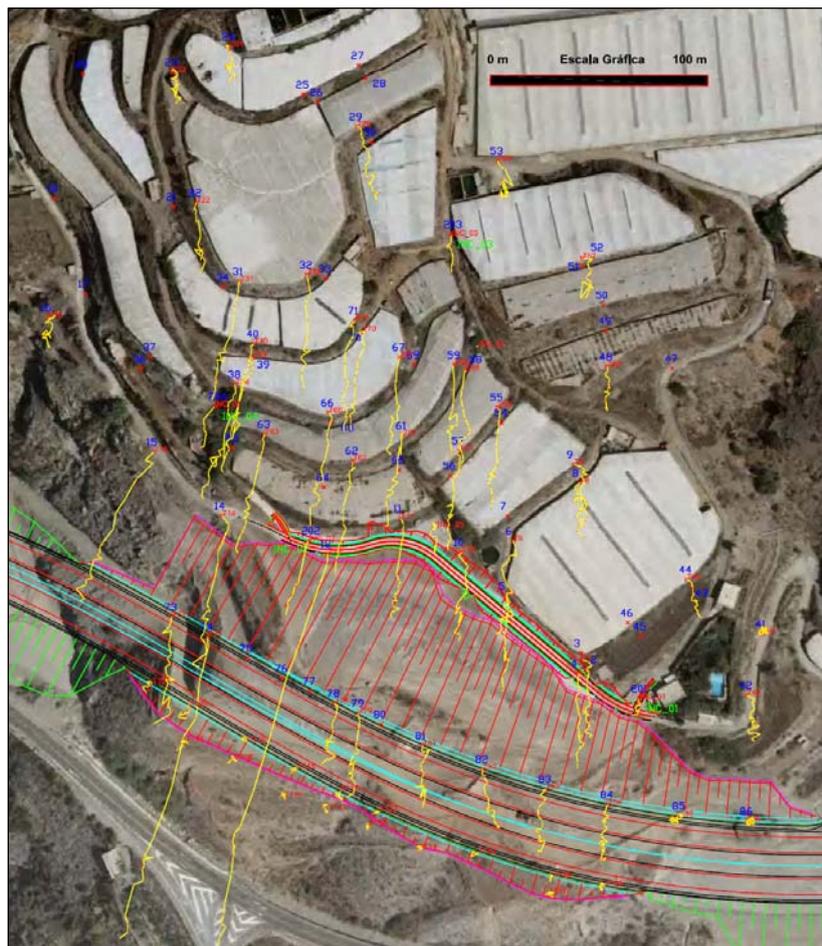


Figura 4. Representación de las trayectorias seguidas por los puntos de control topográfico (magnitud de las trayectorias magnificada 250 veces)

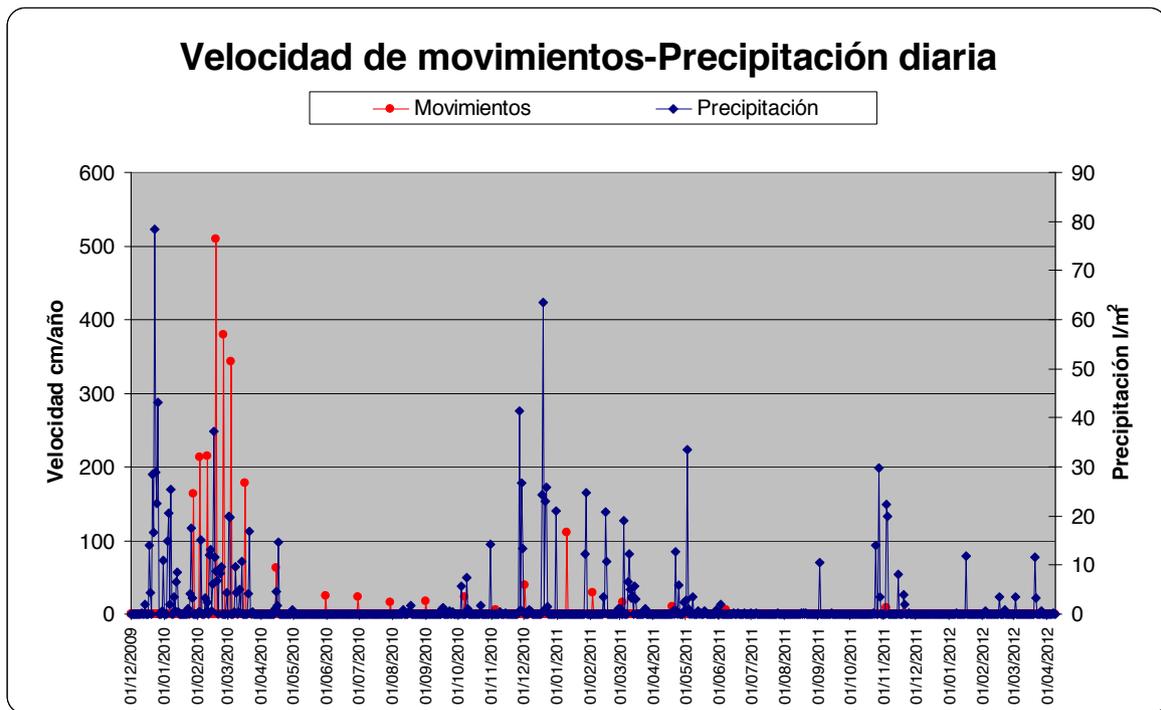


Figura 5. Comparación entre las precipitaciones diarias y la velocidad de movimiento del punto T-12

Estos datos de precipitación muestran cómo en el invierno de 2009 a 2010 el número de días de lluvia ha sido muy elevado. Además, se llegó a registrar la precipitación de 80 litros en un día, algo totalmente inusual para esta zona de la península. El año hidrológico 2009-2010 ha sido excepcional, llegando a registrar una precipitación (680 litros) que es mayor del doble de lo que sería un año normal (275 litros).

De los resultados obtenidos en los cuatro inclinómetros iniciales (50 m de profundidad), y su contraste con los movimientos obtenidos en la boca de los sondeos mediante el control topográfico, se dedujo que en algunos puntos se producían movimientos a una profundidad mayor que la auscultada. Este hecho llevó a plantear la perforación de otros 3 sondeos inclinométricos de mayor longitud (70-80 m).

A partir de las lecturas de los nuevos inclinómetros se detectaron movimientos a profundidades del orden de 70-75 m, correspondientes a cotas inferiores a las de la rasante de la autovía.

En el registro de los sondeos no se ha detectado una singularidad litológica marcada que pueda indicar la posición de la superficie de deslizamiento. En todos los casos se trata de una serie sedimentaria rítmica que ha sufrido metamorfismo de grado bajo constituida por Esquistos micáceos con cuarzo de grano fino-medio.

Con los datos obtenidos en la campaña de investigación se estableció la hipótesis de rotura en la ladera que se muestra en la Figura 6.

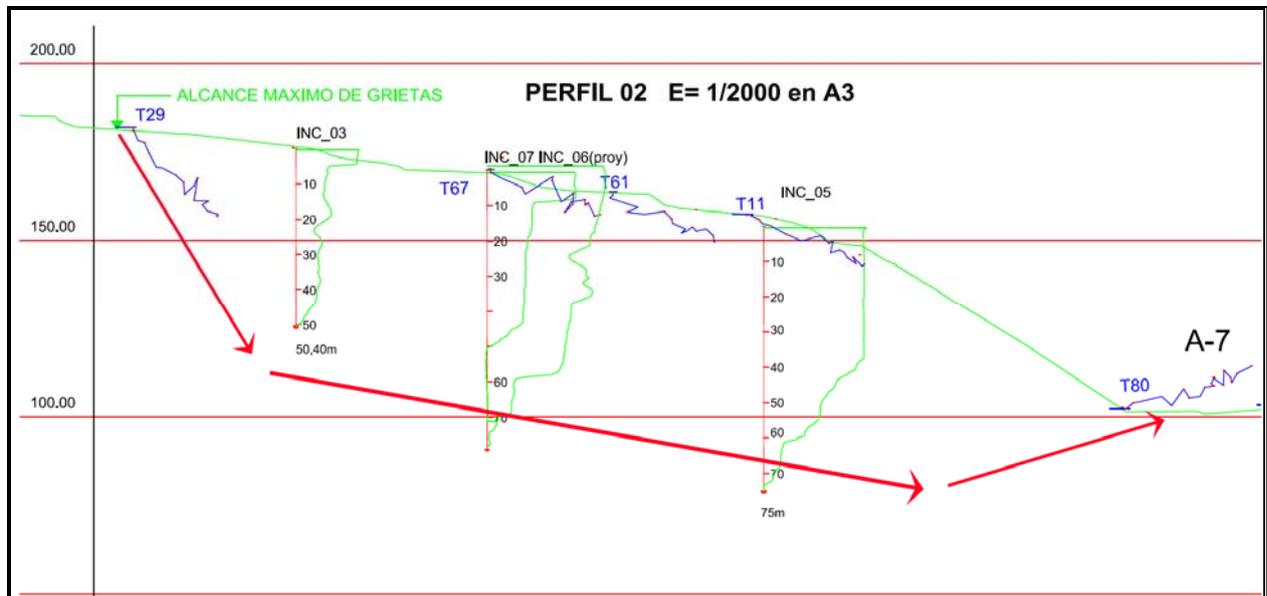


Figura 6. Vectores (en rojo) que indican la situación aproximada de la superficie de rotura.

4. ANALISIS DE LA ROTURA

Partiendo de la definición geométrica de las masas inestables proporcionada por los trabajos de reconocimiento y auscultación, el análisis retrospectivo pasa por hacer hipótesis acerca de los parámetros resistentes en las posibles superficies de rotura y del estado de presiones intersticiales, derivado de los niveles de agua detectados en el terreno.

En el análisis de estabilidad global se han considerado diferentes formas geométricas para las superficies de deslizamiento, poligonales ajustadas en el interior del terreno estrictamente a los datos obtenidos de la auscultación inclinométrica, circulares limitadas por un nivel rocoso coincidente con la situación de la superficie tectónica supuesta que canaliza la rotura y en forma de bloque o cuña, con el plano inferior situado aproximadamente a las profundidades indicadas por los inclinómetros.

En cuanto a las presiones intersticiales, se han considerado fundamentalmente dos situaciones. La primera corresponde a los niveles de agua detectados en los sondeos realizados. La segunda corresponde a una hipótesis acerca de la situación de estos niveles cuando se produjeron los movimientos más significativos en el terreno.

Valorar las características resistentes del terreno es el tercer aspecto a considerar en el análisis del fenómeno de inestabilidad existente. Las características supuestas en este

fenómeno, inestabilidad canalizada fundamentalmente a través de una superficie o plano de origen tectónico con resistencia baja (posiblemente en estado próximo al residual), ha llevado a considerar a efectos de cálculo dos tipos de materiales, uno superior representativo del conjunto del macizo rocoso y otro inferior, por el que se desarrolla la parte fundamental de las superficies de rotura supuestas, al que se le asignan las características resistentes representativas del mismo macizo rocoso pero en situación próxima al estado residual.

Los valores asignados al macizo rocoso superior son también muy bajos, habiéndose hecho la hipótesis de que representan a las zonas más débiles por la que tendrían su salida las posibles superficies de inestabilidad y no al conjunto del macizo rocoso.

A partir de estas consideraciones se han considerado en los cálculos de estabilidad para deslizamientos profundos los siguientes parámetros resistentes:

Material superior: Esquistos	$c= 1 \text{ kPa}$	$\varphi= 20^\circ$
Material inferior: Esquistos en residual	$c= \text{nula}$	$\varphi= \text{variable } 14^\circ \text{ a } 18^\circ$

Tabla 2. Parámetros considerados en los cálculos de estabilidad

La variación del ángulo de rozamiento interno (φ) del material inferior se ha fijado en un rango que abarque de forma razonable valores en estado residual o algo superiores.

En los cálculos se trata de encontrar el modelo representativo de la rotura producida, en el que se justifique la situación en el momento de la rotura de 2009/2010 y el estado de actual de inestabilidad contenida, con movimientos del orden de 10-20 cm/año. En el momento de la rotura del invierno 2009/2010 se registraron en bastantes puntos movimientos concentrados del orden de 100 cm/año, y en algunos incluso bastante superiores.

Para definir el modelo representativo de la inestabilidad general, se han realizado cálculos para cada tipo de rotura, diferentes ángulos de rozamiento en los esquistos en residual y el nivel de agua en el terreno correspondiente a la situación actual de inestabilidad contenida.

Para cada tipo de superficie se han tanteado tres ángulos de rozamiento diferentes, con objeto de obtener valores del coeficiente de seguridad algo superiores a la unidad, aunque próximos. Se considera que al estado de inestabilidad contenida planteado, le corresponderían valores del coeficiente de seguridad dentro de ese rango, aproximadamente entre 1,03 y 1,1.

Los resultados obtenidos en estos cálculos se resumen en la Tabla 3, y en la Figura 7 se muestra el que mejor representa los movimientos detectados en la ladera.

En dicha tabla se comprueba, que los valores del ángulo de rozamiento para los que se obtienen los coeficientes de seguridad que podrían corresponder a esa situación de estabilidad varían ligeramente con el tipo de superficie de deslizamiento considerada.

En las superficies poligonales corresponde a ángulos de rozamiento entre 15° y 16°, en las circulares son algo mayores, entre 17° y 18°, y por último en las superficies con forma de bloques o cuñas entre 14° y 15°.

Tipo de rotura	Ángulo de rozamiento (°)	Coefficiente de seguridad
Poligonal	14	0,974
	15	1,033
	16	1,093
Circular	16	0,979
	17	1,036
	18	1,095
Bloques	14	1,020
	15	1,086
	16	1,151

Tabla 3.- Resultados estabilidad con nivel de agua actual

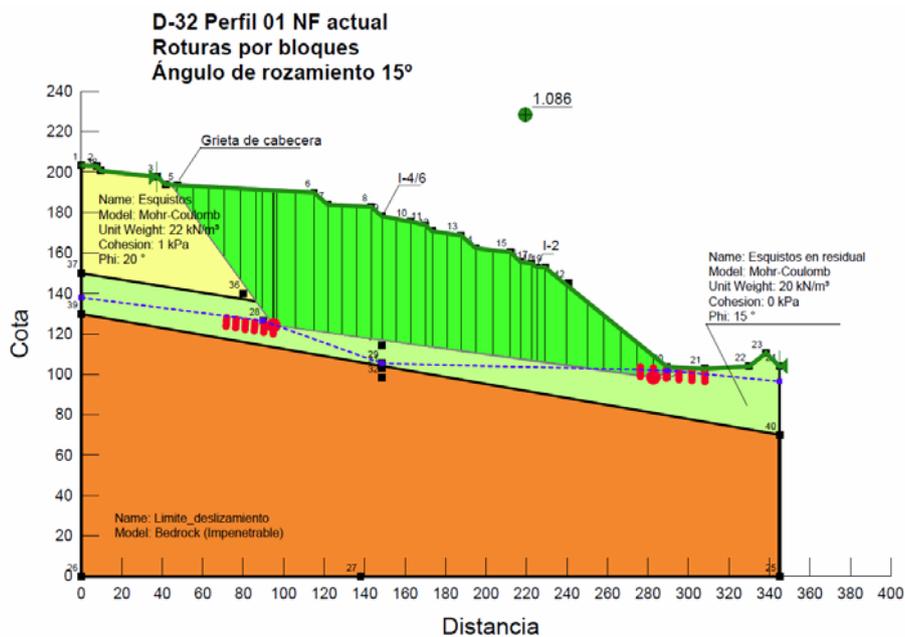


Figura 7.- Análisis de estabilidad con roturas por bloques. NF actual. Ángulo de rozamiento 16°

A continuación, se han repetido los cálculos para estos valores del ángulo de rozamiento, subiendo el nivel de agua en el terreno hasta alcanzar un coeficiente de seguridad en el

entorno de la unidad para cada caso (Figura 8).

Los coeficientes de seguridad obtenidos para cada hipótesis de ángulo de rozamiento se recogen en la Tabla 4. Estos resultados se han alcanzado, después de varios tanteos, para un nivel de agua en el terreno situado 15 m por encima del actual, disposición que se ha supuesto representativa de la que existió durante la rotura de 2009/2010.

Tipo de rotura	Ángulo de rozamiento (°)	Coefficiente de seguridad
Poligonal datos inclinometría	15	0,965
	16	1,020
Circular	17	0,971
	18	1,025
Bloques	14	0,947
	15	1,008

Tabla 4. Resultados estabilidad con nivel de agua rotura de 2009/2010

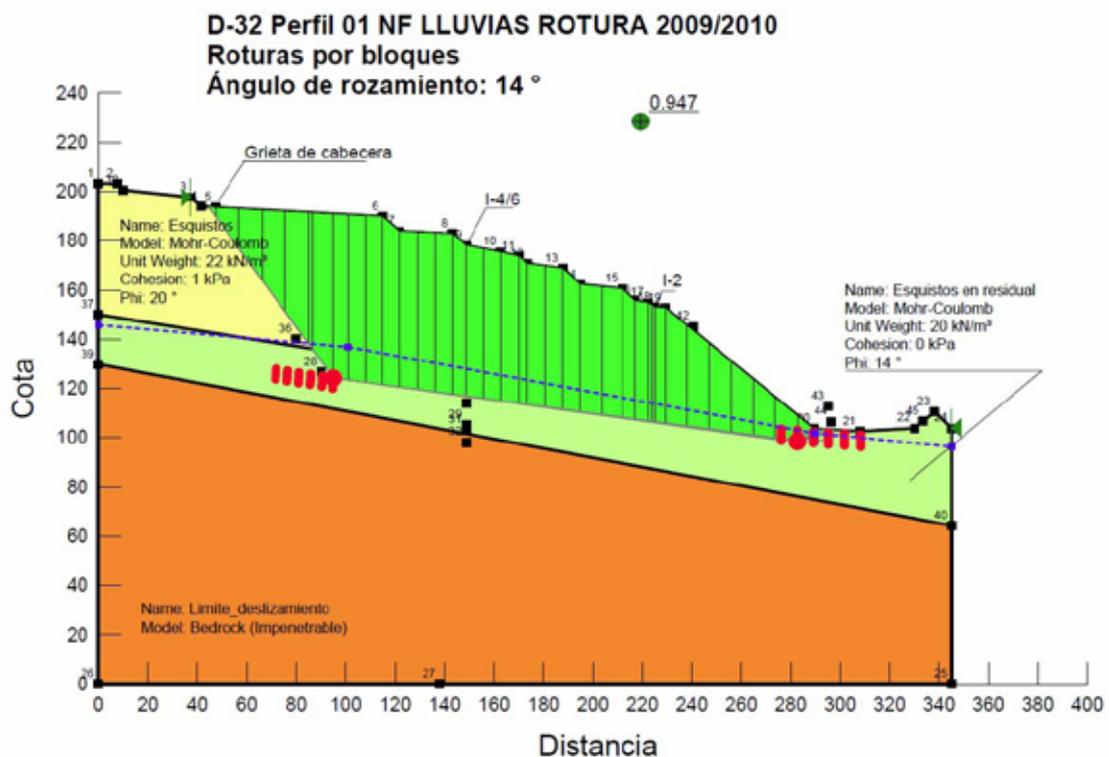


Figura 8.- Análisis de estabilidad con roturas por bloques. NF lluvias rotura 2009/2010. Ángulo de rozamiento 14°

Observando el conjunto de estos resultados, se aprecia que no existen grandes diferencias entre las distintas hipótesis de formas de rotura, siendo muy parecidos los valores

obtenidos para las roturas poligonales y por bloques.

Para definir las características resistentes en los cálculos, se ha considerado el comportamiento anisotrópico del macizo rocoso, con una resistencia al corte menor en la dirección de los planos de esquistosidad.

5. ESTUDIO DE LAS POSIBLES MEDIDAS CORRECTORAS. ACTUACIONES RECOMENDADAS.

Para abordar el problema de inestabilidad general básicamente pueden plantearse tres tipos de actuaciones: rebajamiento de los niveles de agua en el terreno efectuando un drenaje profundo, modificación de la distribución de pesos dentro de la masa inestable mediante movimiento de tierras y por último aplicación de fuerzas exteriores estabilizadoras a través de la ejecución de anclajes. La solución podría consistir, en principio, en la realización de cualquiera de las tres exclusivamente, o incluso en su combinación si fuera necesario.

Teniendo en cuenta las diferentes consideraciones acerca de las posibles medidas correctoras del fenómeno de inestabilidad global del desmonte existente, se ha analizado la mejora de los márgenes de estabilidad que pueden conseguirse con las que se han considerado viables: galería de drenaje, excavación en la zona superior de la ladera y elevación de la rasante y relleno adosado al desmonte.

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.

Tipo de medida correctora		Coficiente de seguridad (CS)	Δ CS
Situación inicial		1,008	-
Galería de drenaje		1,085	0,077
Excavación en cabeza	Cota 162	1,223	0,215
	Cota 171	1,186	0,178
	Cota 178	1,129	0,121
Relleno adosado y elevación rasante		1,051	0,043

Tabla 5. Análisis de estabilidad medidas correctoras. Resultados

A la vista de estos resultados, se comprueba que la solución de la excavación en cabeza (Figura 9) es la que proporciona una mejora más clara del coeficiente de seguridad, además de las otras ventajas expuestas anteriormente.

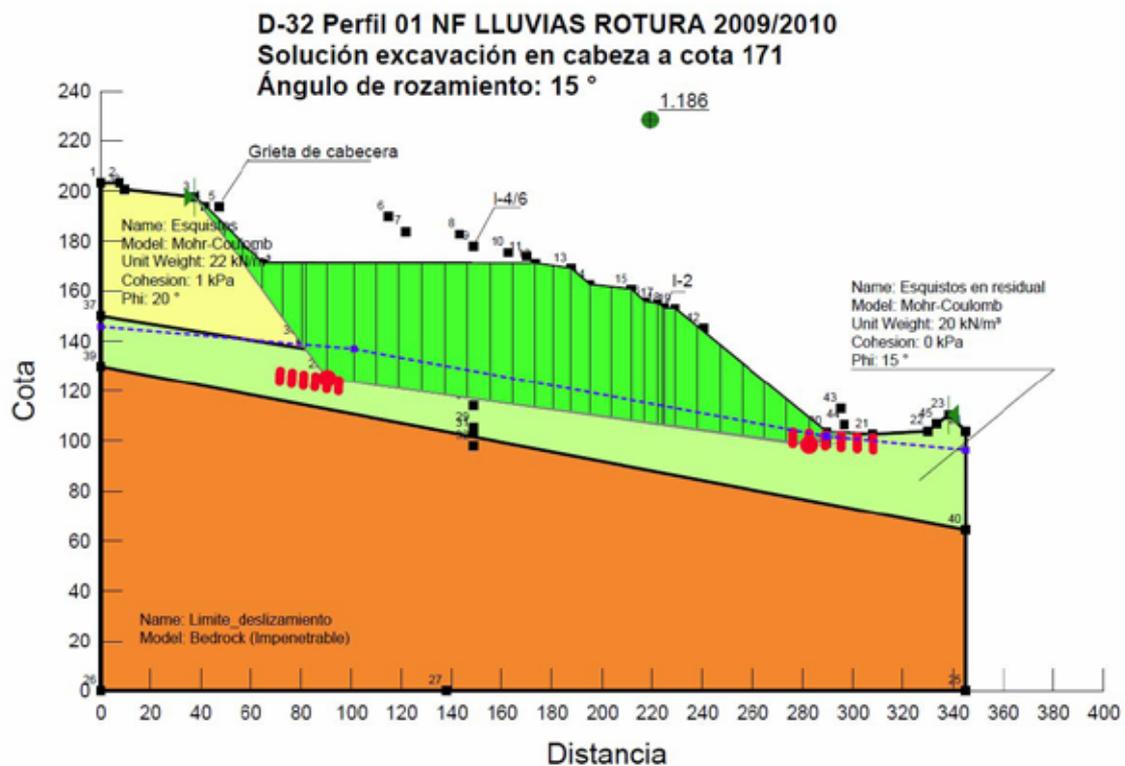


Figura 9.- Análisis de estabilidad medidas correctoras. Excavación en cabeza cota 171

6. CONCLUSIONES

La configuración lito-estructural de la zona (buzamiento de los micaesquistos hacia el sur) hace que una gran parte de los taludes del lazo montaña (norte) presenten problemas de inestabilidad.

El desmante 32 es uno de los más problemáticos dadas sus dimensiones y la existencia de terrenos de cultivo y edificaciones en su parte superior.

El invierno 2009-2010 ha sido excepcionalmente lluvioso dando lugar al inicio de los movimientos en el desmante. Los episodios de precipitación y velocidades de movimiento están claramente relacionados.

Los condicionantes geométricos de la ladera (carretera nacional 340 al pie de la autovía y la existencia de terrenos de cultivo en la parte superior) han condicionado en gran medida la solución al no poder hacer modificaciones en el trazado de la misma.

EL DESLIZAMIENTO DEL “COMELLAR DE SA GUIXERIA” EN LA CARRETERA DE ANDRATX A ESTELLENCS DE LA SERRA DE TRAMUNTANA DE MALLORCA

Joan M. Rius Gibert^{1*}, Cristòfol MASSANET¹ y Javier LECIÑENA²

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

² Contratistas Mallorquines Asociados, S.A.
COMASA

RESUMEN

El deslizamiento del “Comellar de sa Guixeria” ha representado una de las mayores incidencias en la red viaria de la Serra de Tramuntana de Mallorca entre los años 2005 a 2012, periodo especialmente activo por inestabilidad de laderas. La ladera en cuestión y el tramo de carretera que la cruza venían sufriendo movimientos desde hacía varios años coincidiendo con períodos lluviosos. En marzo de 2010, tras un invierno especialmente lluvioso, se produjo un deslizamiento de unos 15000 m³ de la ladera que interrumpió el servicio de la carretera. Tras decretarse una actuación de emergencia para estabilizar la ladera se proyectó una solución basada en una contención de la misma mediante pantalla de micropilotes anclada en cabeza, junto con otras actuaciones de restitución de firme y de contención mediante muros así como de drenaje superficial y profundo. En poco más de 2 meses de obras se pudo reabrir la carretera al tráfico.

1. INTRODUCCIÓN

El día 8 de marzo de 2010 se produjo un deslizamiento en la ladera conocida como el “Comellar de sa Guixeria”, situada al oeste de la isla de Mallorca, en la Serra de Tramuntana, que afectó gravemente la principal carretera de la Serra, la Ma-10, que cruza longitudinalmente la misma desde las poblaciones de Pollença hasta Andratx, con un longitud de 111 km. El corte se produjo a la altura del km 105, entre las poblaciones de Andratx y Estellencs, quedando cortadas las comunicaciones entre las mismas. El deslizamiento afectó

tanto a los taludes de la carretera como al propio pavimento que quedó desplazado varios metros de su posición original en un tramo de unos 80 metros. No fue este el único incidente de estas características que ocurrió en el periodo que va entre los años 2008 y 2011 aproximadamente, que se mostró especialmente activo en incidencias por desprendimientos y deslizamientos. En todo caso, puede considerarse el deslizamiento de mayores proporciones y consecuencias para la red viaria de la isla. El periodo de 2008 a 2011 fue, pues, especialmente frío y lluvioso en Mallorca (Mateos, 2011) y la consecuencia fue la producción de gran cantidad de inestabilidades de diversa importancia en taludes y laderas con afecciones a las carreteras de la Serra.

El “Comellar de sa Guixeria” está situado entre las poblaciones de Andratx y Estellencs en la vertiente norte de la Serra, entre unas cotas aproximadas de 200 y 400 m y cerca de la costa en una zona de pendientes pronunciadas. Se puede ver su ubicación en la figura 1. La carretera Ma-10, que lo atraviesa en su punto kilométrico 105, había sufrido sistemáticamente desplazamientos y otras incidencias en forma de grietas en el pavimento en los últimos años, siendo las mayores actuaciones de reparación hasta la fecha coincidentes, o con posterioridad, a períodos de lluvias prolongados.

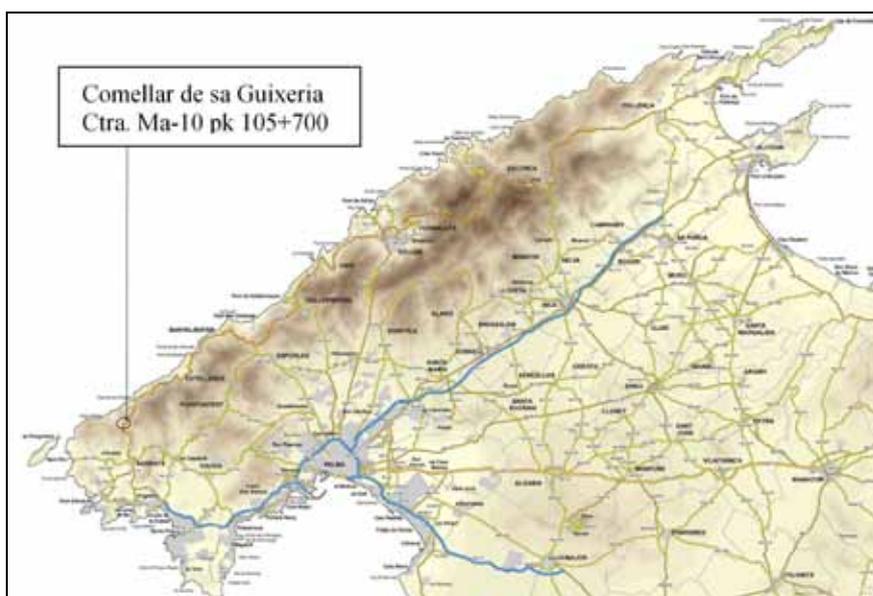


Figura 1. Localización del Comellar de sa Guixería en la Serra de Tramuntana de Mallorca.

En el caso del deslizamiento del “Comellar de sa Guixeria”, la Dirección Insular de Carreteras (DIC) del Consell de Mallorca tuvo que afrontar una importante inversión para restablecer el servicio en la carretera así como para garantizar las condiciones de servicio y seguridad en este tramo que supone la comunicación más razonable de la población de Estellencs con el resto de la isla. Es más, tuvo que ser una actuación de emergencia al

quedar el tráfico cortado en este punto. La inversión para la restitución de la carretera requirió diversas fases de trabajos: caracterización del deslizamiento, análisis de las posibles soluciones, dimensionamiento y cálculo de la más viable. Esta se basó en la contención de la ladera y plataforma de la carretera mediante la ejecución de una pantalla de micropilotes anclada al terreno. Así mismo, se iniciaron los trabajos previos a la ejecución de la citada solución para minimizar el tiempo de corte de la carretera.

2. MARCO GEOLÓGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

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 desniveles que alcanzan desde el nivel del mar hasta 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. En la costa Noroeste existen acantilados que pueden llegar a varios centenares de metros de altura.

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 Triás, junto con niveles de conglomerados, calizas detríticas y margas y arcillas del Mioceno. Su estructura geológica es muy compleja, con abundantes fallas longitudinales y transversales y diversos cabalgamientos. En los materiales calcáreos se han desarrollado numerosas y variadas formas kársticas. Las zonas de materiales competentes, básicamente formados por estratos de calizas y dolomías jurásicas que forman una serie de escarpes y acantilados, descansan sobre materiales menos competentes como las margas y calizas del Rethiense junto con lutitas y yesos del Keuper. La meteorización y alteración de estos frentes rocosos provoca frecuentes desprendimientos rocosos con volúmenes de hasta miles de metros cúbicos.

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 el caso del “Comellar de sa Guixeria” corresponde a este segundo caso, la carretera cruza a lo largo de 1 km aproximadamente una ladera de suelos de edad Triásica (lutitas del Keuper) flanqueado

por potentes acantilados de calizas jurásicas. De hecho, el topónimo “Guixeria” hace referencia a los frecuentes afloramientos de yeso de la zona.

3. EL DESLIZAMIENTO DEL COMELLAR DE SA GUIXERIA

3.1. ANTECEDENTES

El tramo de carretera que atraviesa el “Comellar de sa Guixeria” había sufrido incidencias más o menos graves en forma de grietas y movimientos en el pavimento de forma sistemática en periodos de lluvias desde hacía bastantes años. Se tiene constancia de una serie de incidencias en el registro de la DIC, con datos desde 2004, que se pueden ver en la tabla 1. Sin embargo, hay que indicar que los problemas en este punto, probablemente se remontan a bastantes años atrás. Las actuaciones efectuadas hasta la fecha habían consistido, básicamente, en la reposición del pavimento y corrección local de algún talud.

Fecha	Incidencia registrada en la base de datos
Oct. 2004	Reparación de pavimento
Nov. 2005	Blandón de 3 x 1 m
Mar. 2006	Bache en pavimento
Jun. 2007	Sellado de grietas en capa de rodadura
3/6/2008	Blandón con grietas.
17/6/2008	Blandón reparado recientemente tiene nuevas grietas de 2 cm
16/4/2009	Blandón y grieta en calzada
6/5/2009	Blandones muy peligrosos, reparados en 3 ocasiones se han vuelto a reproducir
14/1/2010	Grietas de 5 cm, restricción de tráfico de 1 carril
9/2/2010	Reparación de 2 tramos: carril afectado y grietas transversales cruzando calzada
23/2/2010	Reproducción de grietas en pavimento y detección de grietas de tracción en talud superior. Corte total de tráfico
2/3/2010	Apertura de grietas con desplazamiento vertical de unos 10 cm
8/3/2010	Deslizamiento total de pavimento en unos 5 m aproximadamente

Tabla 1. Incidencias en el tramo de estudio

El invierno de 2010 estaba siendo muy húmedo y esto había provocado diversas incidencias en el tramo afectado, como grietas en el pavimento así como en el terreno de los alrededores. Así mismo, los niveles freáticos en esta ladera se habían elevado hasta las proximidades de la superficie del terreno surgiendo en superficie en algunos puntos próximos a la carretera. A

finales de febrero de 2010 se había restringido el tráfico en el tramo afectado, puesto que habían aparecido dos síntomas claros de inestabilidad de la ladera: por una parte, un agrietamiento en forma circular de unos 15 m de longitud y 3 de ancho ocupando el carril lado ladera. Por otro lado, a unos 10 m del primero aparecieron dos grietas transversales al pavimento, separadas unos 50 m junto con una serie de grietas de tracción en el talud de la carretera entre las dos grietas transversales del pavimento, lo que indicaba una nueva superficie circular, se puede ver en la figura 2. Ante las evidencias de inestabilidad de la ladera la DIC había decidido realizar una actuación de más calado que una simple reparación de firme y había encargado a la empresa COMASA, concesionaria del mantenimiento de las carreteras de la zona, la realización de estudios geotécnicos con el fin de analizar la estabilidad de la ladera. En fecha de 3 de marzo se empezaron las tareas para la realización de un informe geotécnico por parte de la empresa LBC Cemos, encargado a ésta por COMASA.

3.2. EL DIA DEL DESLIZAMIENTO: 8 DE MARZO DE 2010

Así pues, a principios de marzo de 2010 se estaban realizando trabajos sobre el terreno para la caracterización del mismo. El tráfico ya había sido cortado, pero se estaban realizando diversos sondeos mecánicos. El día 8 de marzo se estaban realizando sondeos sobre la traza de la carretera. A media mañana, el equipo de operarios y técnicos presentes empezaron a detectar nuevos agrietamientos en la carretera en la misma zona, reproducción de movimientos anteriores. Poco después, sobre las 13h, tuvieron que retirar las máquinas de perforación con urgencia ante el evidente deslizamiento que se estaba produciendo, quedando afectada una longitud total de unos 80 m de carretera (50m de un deslizamiento principal y otro adyacente de unos 20 m) con una superficie total aproximada de 5.000 m² de afectación. El movimiento fue avanzando ante la presencia de técnicos y operarios (figura 2), y sobre las 15:30 h se estabilizó el mismo. Se había producido un desplazamiento tanto de explanada como plataforma y firme de unos 5 m ladera abajo, la carretera quedó totalmente inutilizable y el servicio de la misma interrumpido indefinidamente.

Posteriormente se comprobó que había diversos deslizamientos con una rotura principal del terreno y otras menores. La principal, que era de tipo circular con el escarpe superior del deslizamiento por encima de la carretera y el pie de falla junto con la zona de acumulación por debajo de la misma, movilizó un volumen de terreno de unos 15.000 m³ pasando la superficie de rotura hasta unos 8 m de profundidad. El desplazamiento vertical total del firme fue de unos 5 m. Las otras roturas menores, también circulares, afectaron superficies menores adyacentes de la carretera.

Ante la magnitud del incidente, se activaron diversos mecanismos de la administración para restablecer el servicio lo antes posible, puesto que quedaba la población de Estellencs prácticamente incomunicada. Se decretó una actuación de emergencia que posibilitó la

realización de un proyecto de rehabilitación total del tramo, que realizó la empresa TEC4, así como la ejecución de otras actuaciones necesarias para restablecer el servicio a la carretera Ma-10 de forma urgente, por parte de la empresa concesionaria.



Figura 2. Evolución del deslizamiento entre febrero y marzo de 2010. Fotografías de COMASA.

3.3. CARACTERIZACIÓN DEL DESLIZAMIENTO

Como ya se ha comentado, el “Comellar de sa Guixeria” está formado por arcillas y lutitas de edad Triásica pertenecientes al Keuper. Concretamente, en esta zona de la ladera se han detectado arcillas oscuras con presencia de intercalaciones de cristales de yeso. Por encima de estas arcillas se presenta una formación de calizas tableadas y brechas calcáreas pertenecientes a la serie basal de edad jurásico. El techo de esta unidad aflora en las zonas más elevadas topográficamente con litologías dolomíticas. El trazado de la carretera Ma-10 transcurre por el contacto entre calizas y arcillas (figura 3).

Para caracterizar el terreno afectado por el deslizamiento se realizaron diversas campañas de sondeos, como se ha comentado, tanto previos al deslizamiento del 8 de marzo, como a posteriori. También se realizó una campaña de prospección geofísica mediante georádar, así como un análisis previo de la documentación fotográfica aérea existente. El levantamiento topográfico realizado permitió determinar las dimensiones del deslizamiento y acotar su área de influencia. En la figura 4 se puede ver un esquema geomorfológico del deslizamiento.

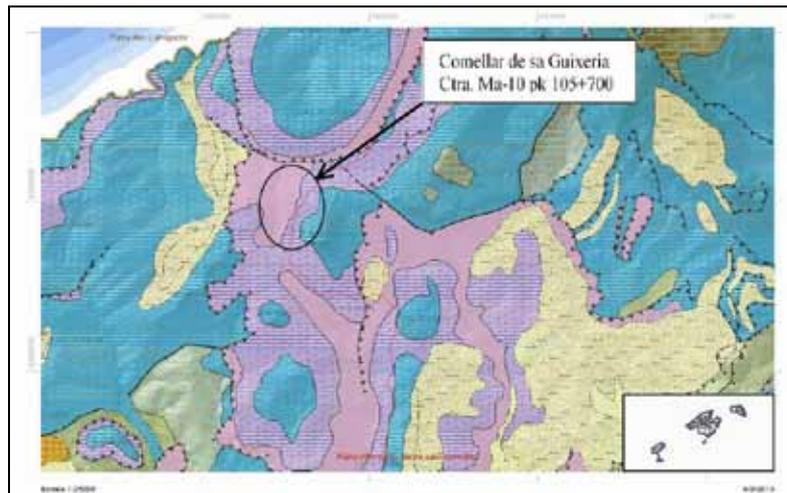


Figura 3. Geología de la zona de estudio: arcillas del Keuper (rosado) y calizas tableadas jurásicas (trama rosada y azul). Mapa: SITIBSA.

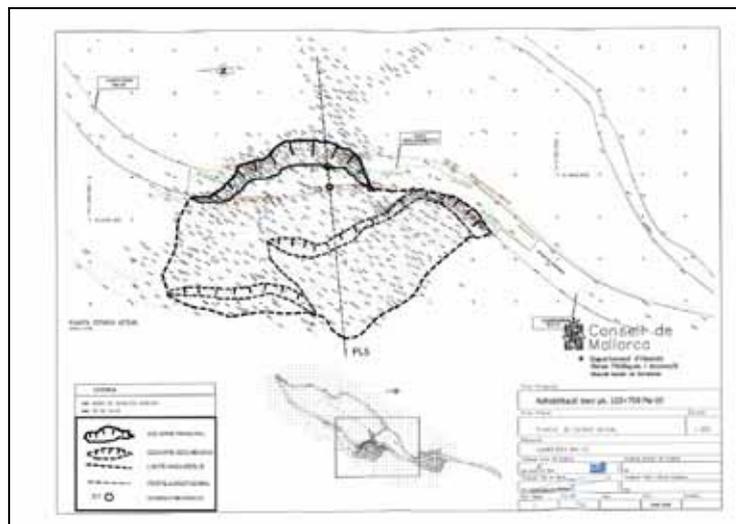


Figura 4. Esquema geomorfológico del deslizamiento sobre planta topográfica

Toda esta información se cartografió y se pudo determinar, por un lado y a partir de la confección de una serie de perfiles del terreno, la superficie circular por donde trascurre la superficie de deslizamiento (figura 5). Por otra parte, a partir de la fotointerpretación, se pudo estimar que la longitud de la inestabilidad de ladera era de aproximadamente unos 155 m, con una anchura entre flancos de unos 60 m. El escarpe se situaría a una cota absoluta de 370 m y su zona de borde inferior a 307 m., lo que supone un desnivel de 63 m. La pendiente general de la ladera sería de unos 23°. La profundidad máxima se establece a unos 8 m en su parte central. En la figura 5 se pueden ver un perfil del terreno deslizado así como su reconstrucción interpretada a la situación previa al deslizamiento.

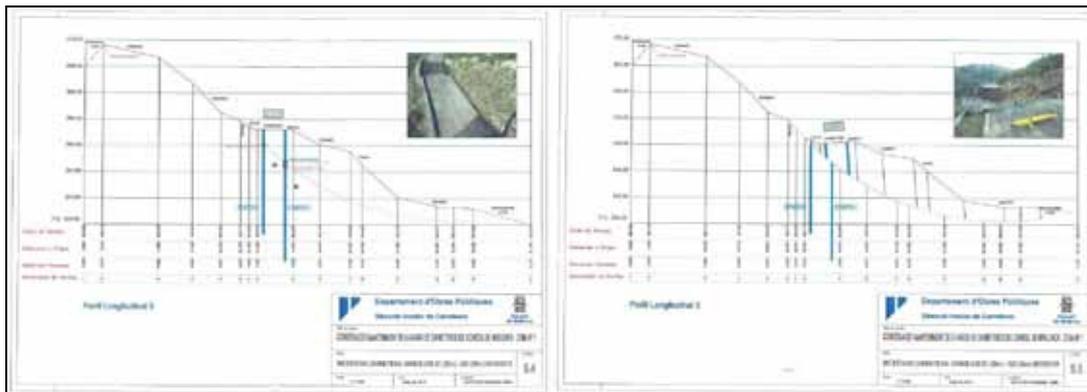


Figura 5. Perfil transversal del deslizamiento (ubicado en figura 4): situación previa al deslizamiento (izquierda) y situación posterior al deslizamiento (derecha)

Por otro lado, se pudo caracterizar geotécnicamente los materiales presentes, básicamente las arcillas del Keuper. De los sondeos realizados se ha podido interpretar que en la ladera está compuesta por unos depósitos de ladera formados por unas gravas con matriz arcillosa de origen coluvial que tienen una potencia variable entre 4 y 6 m. Bajo estos materiales se encuentra el sustrato compuesto por arcillas margosas que a cierta profundidad, entre 15 y 20 m presentan cristalizaciones de yesos. En la tabla 2 se pueden ver sus principales características geotécnicas.

Parámetro	Unidades	Gravas arcillosas	Arcillas margosas
γ_n	kN/m ³	16	17
γ_{sat}	kN/m ³	20	20
N	SPT	20	35
E	kPa	15000	50000
c'	kPa	0,1	17
ϕ	°	28	26
ν	-	0,3	0,3

Tabla 2. Parámetros geotécnicos del terreno analizado

Con la totalidad de los datos recopilados, se pudo concluir que se trata de una inestabilidad “histórica”, donde si bien es difícil de precisar su inicio en el tiempo, su edad es superior al registro histórico de la documentación consultada, que data de 1956. Estas inestabilidades forman parte de los procesos naturales que condicionan la modelización de relieves. El progresivo encaje de la red fluvial ocasiona un aumento de las pendientes del terreno hasta que alcanzan éstas el equilibrio estricto hecho que desencadena el inicio de la inestabilidad.

El factor desencadenante fundamental en estos procesos es la presencia de niveles freáticos elevados lo que supone un aumento de las presiones intersticiales con la consiguiente disminución de las tensiones efectivas. Así, en la zona estudiada, existe una importante área de captación de agua constituida por los afloramientos de dolomías Jurásicas. Las aguas recogidas en esta formación tienen su salida en la formación arcillosa que constituye el substrato impermeable de la zona, ocasionando su saturación y la reducción de seguridad de la ladera. Una vez producida la inestabilidad el comportamiento de ésta, desde el punto de vista de su movimiento, puede ser considerado cíclico y siempre asociado al régimen de lluvias de la zona. De hecho, en épocas de sequía el deslizamiento se mantiene en equilibrio, mientras que en épocas lluviosas los niveles freáticos ascienden y la inestabilidad se moviliza. Desde el punto de vista de la cuantificación de movimientos este tipo de deslizamientos sería calificado como “lento” oscilando desde valores casi nulos o de pocos milimétricos en épocas de estiaje, pudiendo alcanzar valores diarios de hasta orden métrico en épocas de abundantes lluvias.

3.4. MODELIZACIÓN DEL TERRENO Y ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA

Una vez caracterizado el deslizamiento, el principal problema que se presentó era la restitución del terreno a su cota original para poder rehacer la plataforma de la carretera. Como se puede ver en las fotografías de la figura 3, la traza de la carretera había quedado unos cuantos metros más abajo en cota en la zona deslizada respecto a la zona sin deslizar. La idea principal era restablecer la cota de la carretera a lo largo del tramo para afectar lo mínimo posible a la calidad de la misma. Para conseguir este aumento de cota era necesario rellenar parte de la ladera y, una vez restablecida la cota del terreno, reponer el pavimento de la carretera. Ante esta situación se planteó el citado mantenimiento de la cota de la carretera mediante la contención del mismo con un muro de hormigón armado cuya base estaría en la cota actual del terreno siendo necesario un relleno de entre 3 y 4 metros hasta la rasante de la carretera. De esta forma se podía restablecer la cota de rasante de la carretera a su posición previa en condiciones de seguridad (figura 6).

Otro problema existente era la demostrada inestabilidad general de la ladera con el añadido de la cimentación de un muro sobre terreno deslizado. Se planteó una solución mediante apantallamiento continuo del terreno pero, las dificultades de acceso de maquinaria a la zona hicieron que se optase por una solución basada en la contención del terreno mediante pantallas de micropilotes ancladas al terreno por debajo de la superficie de rotura en la zona no deslizada. El nivel superficial de esta pantalla tendría una viga de atado de los elementos que también limitaría y serviría de apoyo para el muro de contención de la explanada y plataforma de la carretera.

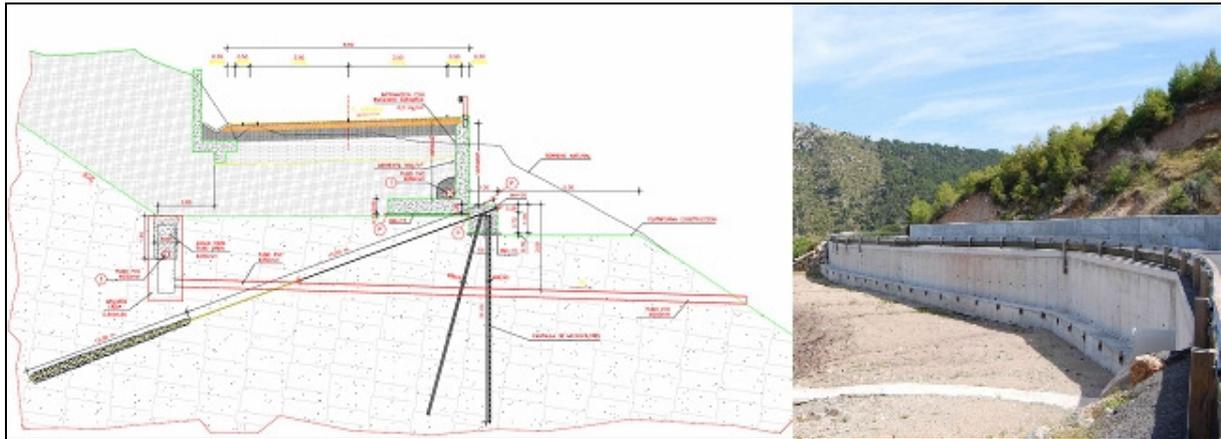


Figura 6. Sección tipo con los diferentes elementos proyectados y fotografía de la obra terminada.

Para comprobar la estabilidad de las soluciones planteadas, se modelizó mediante el método de equilibrio límite (MEL) diversos perfiles de la ladera, reproduciendo tanto la situación actual como la situación con los elementos de protección. Los primeros análisis de los perfiles del terreno deslizado mostraron una clara inestabilidad del mismo. Se analizó el terreno compuesto por dos estratos: uno de gravas superficiales de 4 a 6 m de potencia y un sustrato inferior de arcillas. Se añadió una superficie freática a los perfiles para tener en cuenta la presencia de agua próxima a la superficie del terreno. Las modelizaciones se realizaron mediante el programa SLIDE 5 y se planteó la metodología de retro-análisis aplicando el método de Bishop simplificado para superficies circulares. Los resultados indicaron la obtención de factores de seguridad próximos a la unidad para los parámetros del terreno indicados y para superficies de rotura semejantes a la detectada en el terreno con niveles freáticos próximos a la superficie como se puede ver en la figura 7.

Con el mismo modelo de los perfiles del terreno se añadió una contención, modelizada como elementos dispuestos como pantalla vertical de características de resistencia a cortante equivalente a la de los micropilotes ($c = 675 \text{ kPa}$), así como un relleno de tierras para simular la restitución de cota de la carretera. Considerando el terreno en las mismas condiciones que en los casos anteriores con presencia de nivel freático se hizo un análisis con diversas opciones de contención, resultando la más razonable de ejecución y coste la de situar una pantalla de micropilotes doble (2 en cada perfil) de 21 m de longitud con espaciamiento de 1 m, con un esfuerzo de contención en cabeza de 200 kN/m conseguidos con una línea de anclajes de 27,5 m de longitud (longitud activa de 12,5 m) espaciados cada 2,5 m. Con esta disposición se obtuvo un incremento de factor de seguridad hasta un valor mínimo de 1,53 (figura 7). Este valor se consideró suficiente en aplicación de la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (2005)” del Ministerio de Fomento.

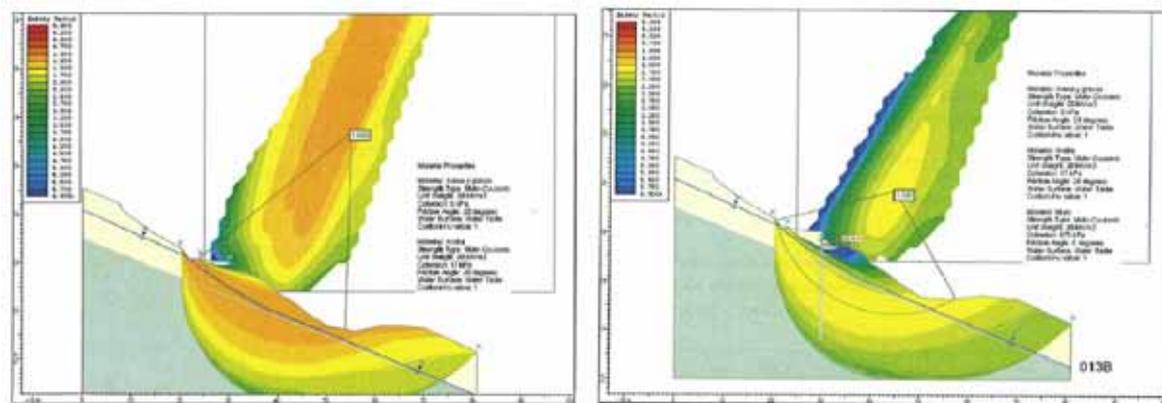


Figura 7. Imágenes del modelo del terreno analizado mediante MEL: terreno natural (izquierda) y terreno con pantalla de micropilotes (derecha)

En los diferentes análisis realizados se constató la gran influencia de los niveles freáticos en la estabilidad de la ladera. Por consiguiente, se planteó un drenaje completo de la zona afectada para evitar al máximo, elevaciones de los niveles freáticos, mediante la recogida de agua al nivel de la zona deslizada a modo de drenaje profundo de la misma, mediante tubos subhorizontales hasta la zona exterior de la carretera aguas abajo (figura 6).

Una vez determinadas las tipologías de los elementos de contención se dimensionaron los mismos. Para la pantalla de micropilotes se utilizó un modelo de cálculo mediante el programa PLAXIS 8.2 en deformación plana, que permitió simular la geometría y obtener deformaciones y esfuerzos de los mismos. Se calcularon diferentes fases simulando el proceso constructivo real hasta la situación prevista: terreno actual, ejecución de la pantalla y anclajes, tesado de anclajes a un 25% , relleno del terraplén, tesado de anclajes hasta un 87,5%, ejecución del firme de la carretera y tesado de anclajes al 100% (200 kN/m). A partir de las comprobaciones para cada fase con los diferentes estados límite (pandeo, flexión y cortante) se dimensionaron los elementos: micropilotes de diámetro exterior de 150 mm con tubo de acero ($f_{yk} = 500$ Mpa) de 88,9 mm de diámetro, espesor de 8 mm y longitud total de 21 m, Anclajes: tendón de 4 cables de 0,6" de acero Y 1860 S7 con longitud libre de 15 m y bulbo de 12,50 m, con vaina de 51 mm de diámetro y fuerza de tesado de 500 kN (la correspondiente a cada 2,5 m).

La viga de coronación se dimensionó como elemento de hormigón armado de 1,0x1,0 m con función de reparto de carga a lo largo de la cabeza de la pantalla, así como la función de atado del par de hileras de micropilotes para que trabajen como conjunto. Así, se calculó como una viga continua con apoyos cada 2,5 m y con sobrecarga continua correspondiente a la acción de los anclajes. Por lo que respecta al muro de contención de la carretera se calculó como muro en ménsula de hasta 4 m de altura y con talón (muro en L), considerando para el relleno un ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$, y carga admisible del terreno de cimentación de 200 kPa. Como

actuaciones complementarias de planteó un drenaje superficial mediante una cuneta dren en el límite de explanada, así como un sistema de contención de deslizamientos superficiales del terreno de la zona superior de talud de la carretera mediante un muro, ya que en esta parte pueden producirse pequeñas inestabilidades superficiales. Las obras se ejecutaron en el plazo de poco más de 2 meses y se pudo abrir de nuevo al tráfico el tramo de carretera afectado con un coste total de la actuación de unos 2.100.000 euros.

4. CONTROL Y SEGUIMIENTO DEL DESLIZAMIENTO

Con el fin de hacer un seguimiento de la ladera, ya durante la realización de la campaña de sondeos, a principios de marzo de 2010, se propuso la ejecución de dos inclinómetros. Por la velocidad a la que estaba evolucionando el deslizamiento, un primer sondeo se auscultó con un testigo con cuerda pues el deslizamiento ya lo había desplazado e impedía el control por otros métodos. En un segundo sondeo se instaló la tubería inclinométrica el día 7 de marzo de 2010 se intentó tomar la medida de referencia (lectura 0) el 8 de marzo. A causa de la velocidad a la que se estaban produciendo los movimientos fue imposible tomar dicha medida. El movimiento podría, así, denominarse como catastrófico, ya que descendió la plataforma más de 4 metros en 4 horas.

De forma contemporánea a la realización de pantalla, se ejecutó un nuevo inclinómetro que quedaría situado en la zona del trasdós de la pantalla, con una longitud total de 27,5 m (24,5 m en el terreno bajo muro y 3 m hasta coronación del mismo). Se decidió también realizar un seguimiento de posibles movimientos del terreno mediante control topográfico superficial. En la actualidad la obra funciona correctamente sin que se tengan evidencias de movimientos significativos. Las diferentes mediciones realizadas, inicialmente de forma mensual y posteriormente cada 4 meses, confirmaron la estabilidad de la zona analizada. De todos modos, otras partes de la ladera sí que presentan una dinámica de movimientos según se constata en el seguimiento de las laderas de la Sierra de Tramuntana que se realizan dentro del proyecto DORIS (European Union, 2010)

REFERENCIAS

- Consell de Mallorca, 2010. *Proyecto de rehabilitación del tramo 105+700 de la carretera Ma-10*.
- 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.
- 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.
- Ministerio de Fomento, 2005. *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*.

ÁNGULO ESTABLE Y TRATAMIENTO Y MEJORA DE TALUDES EN LAS ARCILLAS AZULES DEL GUADALQUIVIR (AAG)

MEAZA TSIGE AGA¹ Y FERNANADO CORRAL²

¹ Departamento de Geodinámica,
Universidad Complutense de Madrid, 28040.
meaza@geo.ucm.es

² TRN INGENIERIA S.A, Madrid, España.
f.corral@hotmail.com

RESUMEN

Los taludes y desmontes diseñados en las Arcillas Azules del Guadalquivir, han sufrido inestabilidades a pesar de ser materiales, a priori, muy resistentes con comportamientos tipo suelo duro-roca blanda. Los factores que influyen en la inestabilidad de este tipo de materiales son muy diversos, haciendo muy compleja el diseño inicial y la elección de las medidas de estabilización más apropiadas una vez producida la inestabilidad así como los procesos de mitigación de la misma. En el presente trabajo se plantea los posibles tratamientos de mejora y estabilización de estos materiales en taludes artificiales, así como un posible ángulo estable para los mismos, en función de la geometría del talud y tipología de rotura y grado de alteración de estos terrenos.

1. INTRODUCCIÓN

En numerosos trabajos se informa la existencia y ocurrencia de numerosos inestabilidades de ladera en arcillas sobreconsolidadas (Catecha et al., Picolini Chandler, 1984) Dentro de este grupo de materiales se encuentran los materiales de las AAG con un afloramiento muy extenso en la cuenca del mismo nombre. Estos problemas han sido abordados en varios

trabajos tanto técnicos como científicos documentados por los diferentes autores. Los factores que influyen en la inestabilidad de este tipo de materiales son muy diversos, haciendo muy compleja la elección de las medidas de estabilización más apropiadas una vez producida la inestabilidad así como los procesos de mitigación de la misma. De forma general, el factor desencadenante más relevante suele ser la precipitación donde el incremento de agua durante la precipitación que produce un incremento de la presión intersticial de forma importante. Sin embargo, las inestabilidades pueden producirse repentinamente en cualquier época sin ninguna causa aparente o factor desencadenante. Uno de los aspectos más llamativos de estas inestabilidades tanto en desmontes artificiales como en laderas es la diferencia importante de la resistencia movilizada durante las inestabilidades con los parámetros de resistencia obtenida en los laboratorios. Estos parámetros de movilizaciones son siempre muy inferiores a las propiedades resistentes tan competentes que se espera de estos materiales (Tsige, M., 1999, Alonso, E. & Gens, A., 2006), Olalla, et al., 2001, Galera, et al., 2009). Esta diferencia de resistencia en la mayoría de las ocasiones han sido atribuidos a procesos de deterioro o alteración de los depósitos muchas veces no detectable en estudios rutinarios (Chandler, 1984, Tsige, 1999, 2005, Cafaro, F. & Cotecchia, F. 2001). La alta alterabilidad de las AAG a corto plazo ha sido atribuido (Tsige, 1999) al proceso de descompresión durante la excavación. También existen otros fenómenos como son la existencia de planos de microdiscontinuidades con resistencia mucho menores que la matriz y el procesos de strain-softening. Con la modificación del estado tensional, el material resistente, se va transformando en pocos días o semanas de una manera gradual, a un suelo blando y poco resistente (que se agrava con los procesos de humedad-sequedad) Este último estado, determina la resistencia límite de la estabilidad de los taludes artificiales y laderas naturales superficiales, así como el mecanismo de rotura condicionado tanto el diseño inicial como los tratamientos de mitigación posteriores (Tsige, 2005). Todos estos aspectos, hacen que estos materiales tengan comportamientos geotécnico anómalos y variable en el tiempo, dificultando el establecimiento general de criterios homogéneos o estándar en el diseño (geometría del talud) y tratamientos adecuados duraderos. En este trabajo, se analizan partiendo de los modelos de rotura más frecuentes, los posibles tratamientos de mejora y estabilización, así como el posible ángulo estable, en función de la geometría del talud y disposición y grado de alteración de estos terrenos. El estudio se basa en el estudio específico realizado para el Corredor Ferroviario de Alta Velocidad entre Córdoba y Jaén realizada por la empresa TRN INGENIERIA S.A. No obstante, según la homogeneidad de los materiales que forman parte de las AAG, los resultados pueden ser aplicables a todos los diseños de taludes en las AAG en su conjunto

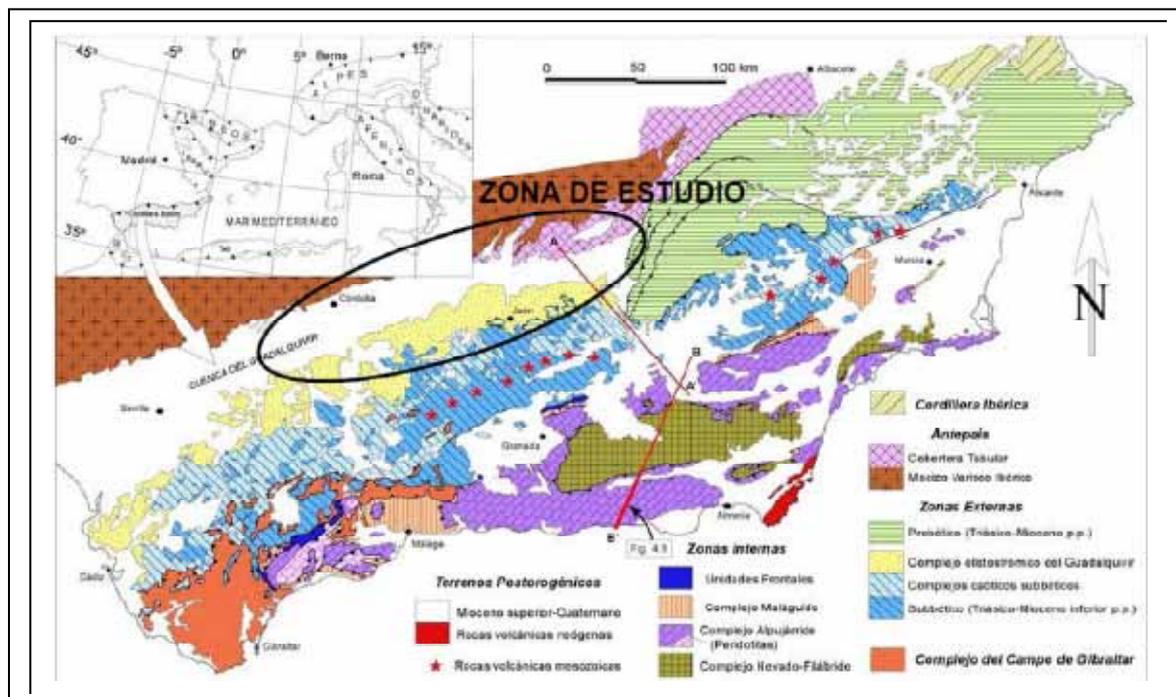
2. METODOLOGÍA

En el presente trabajo se plantea el análisis de los tratamientos y mejora más adecuado de los taludes en función del grado de alteración, tipología de rotura y geometría del talud, mediante un estudio informativo de inventariado de taludes, realizado por la empresa, TRN INGENIERIA S.A, "Estudio informativo del Corredor Ferroviaria de Altas Prestaciones entre Córdoba y Jaén". El inventario ha consistido en la realización de observaciones de los taludes

antiguos y de taludes recientes. Se han realizado diversas observaciones puntuales tales como; relación mecanismo de rotura y estado de alteración y factor condicionante en la inestabilidad. Por otra parte y mediante el análisis de estabilidad de un gran número de taludes ya existentes en diferentes condiciones (estables, inestables y con tratamiento y sin tratamiento), se ha pretendido establecer un ángulo estable en función de la geometría del talud y disposición. El análisis de susceptibilidad se ha efectuado por medio del Método de Bishop y Janbu,

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS AAG ARCILLAS

La zona de estudio del presente Trabajo (ver Figura 1), se encuentra entre la Cuenca del río Guadalquivir y la parte más septentrional de la Cordillera Bética, concretamente entre las localidades de Córdoba y Jaén. Se trata de una amplia zona situada en la Comunidad de Andalucía, España, a la que se puede acceder mediante grandes vías de comunicación como la Autovía de Andalucía (A-4, E-5), Autovía de Málaga (A-45) y Autovía de Sierra Nevada (A-44, E-902). Éstas y otras carreteras autonómicas y comarcales han sido utilizadas para la ejecución del trabajo de campo del presente proyecto. Geológicamente la zona de estudio se encuentra ubicada en la Depresión del Guadalquivir, que queda limitada por el Macizo Ibérico al norte y por las Cordilleras Béticas al sur, en los terrenos situados entre las localidades de Córdoba y Jaén. La mayor parte de la zona de estudio del presente trabajo



atraviesa los

Fig. 1. Esquema geológico de la Cuenca del Guadalquivir y Cordilleras Béticas (Civis et al, 2004)

depósitos terciarios de la Depresión del Guadalquivir, que se hallan bajo un recubrimiento de suelos cuaternarios de origen diverso y espesores variables. Este sustrato se encuentra compuesto fundamentalmente por las llamadas Arcillas (Margas) Azules del Guadalquivir (AAG) que constituye el conjunto principal de los depósitos terciarios que rellenan la cuenca. Estos forman una parte importante de los depósitos autóctonos que rellenan la Depresión Afloran en los márgenes de toda la ribera de dicho río ocupando una amplia extensión en la Depresión del Guadalquivir abarcando parte de las provincias de Córdoba, Jaén, Sevilla y Huelva. Su espesor varía según la zona, destacando un gran aumento en dirección SSE llegando hasta una potencia de más de 1.000 m. aproximadamente en las Marismas del Guadalquivir (Roldán-García, J., 1995). La litología que presentan, es predominantemente arcillo-margosa, carbonatada y en algunos casos ligeramente limosa con variaciones locales de sus componentes minoritarios. Están formados fundamentalmente por filosilicatos y carbonatos acompañados por una cantidad menor de cuarzo. El mineral de la arcilla predominante es la esmectita dioctaédrica, seguida de la Illita y de minerales interestratificados (illita-esmectita). Son Arcillas expansivas de media a alta plasticidad (CH-CM), lo que concuerda perfectamente con la litología, granulometría y composición mineralógica. En la Figura 2 se puede observar un resumen de las principales características geotécnicas más relevantes de la Formación. A pesar de la aparente homogeneidad de sedimento en su conjunto, es destacable la dispersión de algunas propiedades, tales como la densidad natural del suelo, que varía entre 1,49 y 1,72 g/cm³, la presión de hinchamiento (Ph) variable entre 2–9 kg/cm².

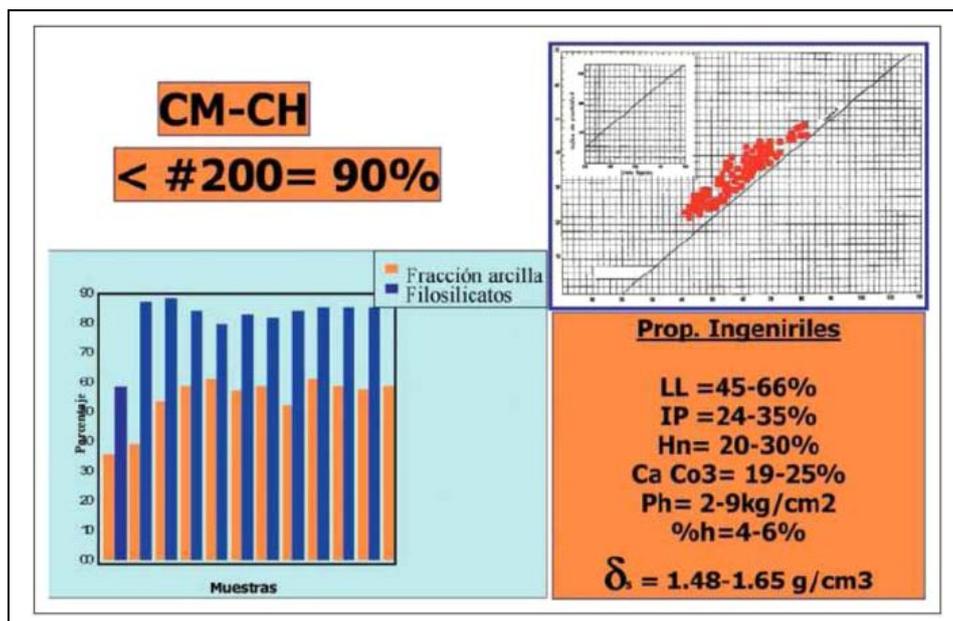


Fig., 2. Resumen de las propiedades geotécnicas principales de las AAG (Tsige, 2005)

Por otra parte, estos depósitos se encuentran, fuertemente sobreconsolidados, apareciendo

como suelos rígidos a muy rígidos. La presión de sobreconsolidación alcanza valores muy altos situados en torno a los 15-20 kg/cm² (Tsige, 1999, Olalla, et al., 2000). Poseen una microestructura interna tipo tubostrática caracterizada por un empaquetamiento denso de agregados relativamente grandes (tamaño limo) de arcillas y carbonatos que mecánicamente se comportan como un único elemento confiriendo una competencia importante al conjunto del suelo. El enlace entre estos agregados de arcilla es principalmente de tipo electro-físico, donde el papel fundamental lo desempeñan las fuerzas electro-físicas entre las partículas de arcilla (fuerzas que son muy susceptibles a la acción del agua), (Tsige, 2005). Presentan características resistentes de materiales competentes y rígidos, que se manifiesta en unos valores de resistencia a compresión simple bastante elevados, de 5 a 12 kp/cm², así como un comportamiento tenso-deformacional muy frágil. El índice de fragilidad (Burland, 1965), puede alcanzar valores del IF>0,5, llegando hasta el debilitamiento total con 5% de deformación. Los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento obtenidos presentan valores medios en torno a $C = 0,5$ y 1 Kp/cm^2 y $\phi = 28-32^\circ$, respectivamente. No obstante, la presencia en muchas ocasiones de planos o juntas singulares, ofrecen resistencias al corte notablemente inferiores. Este conjunto de discontinuidades (planos de estratificación, planos de cizalla) resultan ser las superficies de debilidad preexistentes a través de las cuales rompen los depósitos. (Tsige, 1999, Olalla, C. y Cuéllar, 2001, Alonso, et al., 2006). En este sentido, la resistencia de las /AAG) a efectos prácticos está controlada por la resistencia de dichas discontinuidades que presentan, como se ha mencionado anteriormente, valores claramente inferiores a los de la resistencia de la matriz de la arcilla sobreconsolidada. En términos de cohesión y ángulo de rozamiento interno, los planos formados por las fisuras con rugosidad y con algún relleno, adquieren valores de cohesión entre $C = 0$ y $0,25 \text{ kp/cm}^2$ y $\phi=17-19^\circ$. Sin embargo, los planos de cizalla slickensides, aportan valores más próximos a la resistencia residual, $\phi= 12^\circ$ y 11° para una cohesión $c = 0$.

Estas características de resistencia correspondiente al estado sano, se van transformando, por procesos alteración, de una manera gradual, a un suelo blando con apenas resistencia. Por lo general, los mecanismos de alterabilidad más frecuentes en este tipo de materiales son la descompresión y pérdida de la presión de sobreconsolidación, así como la interacción agua arcilla, con deformaciones irreversibles de hinchamiento y retracción. Esta alteración adquiere diferentes niveles en función de los factores iniciales que intervienen en el mecanismo, del tiempo de exposición, así como de la topografía de los materiales suprayacentes. Las discontinuidades mencionadas anteriormente funcionan como caminos preferentes del agua, a pesar de la baja permeabilidad general de la unidad ($k = 10^{-8} - 10^{-10} \text{ m/s}$), produciendo un aumento de la permeabilidad in situ del depósito. La circulación e infiltración del agua dentro de la masa arcillosa se puede producir hasta profundidades de 15 a 17 m, provocando zonas de debilidad y de mayor meteorización con el consiguiente debilitamiento y desintegración de la matriz, a favor de las cuales se pueden producir inestabilidades. Se ha establecido una diferenciación de estos depósitos en función del grado de meteorización (Tsige, 1999), distinguiendo tres zonas claramente diferenciadas, Arcillas Azules Sanas (AAG I), Arcillas Azules Alteradas (AAG II) hasta 15 metros y Arcillas Azules

Muy Alteradas (AAG III) hasta 7mts.. Los parámetros resistentes (cohesión y de ángulo de rozamiento interno) obtenidos en el ensayo de corte directo (Tabla 2) para las distintos grados de alteración muestran una variación importante para los distintos grados de alteración.

Grado y profundidad de alteración		Parámetros de pico		Parámetros residuales	
		c (kp/cm ²)	φ (°)	c (kp/cm ²)	φ (°)
AAG Sanas	-	0,80-1,20	30-35	0	12-14°
AAG alteradas	2-7 mts	0,40-0.60	17-22	0	10-11
AAG Muy alteradas	7-15 mts	0,02-0,05	10-15	0	10-7

Tabla 1. Resultados del ensayo de resistencia al corte directo obtenidos para las muestras de AAG.

5. ESTABLECIMIENTO DE LA GEOMETRÍA DEL TALUD INESTABLE Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y

La variación de las propiedades en función del grado de alteración de las AAG expuesto anteriormente determina la resistencia límite de la estabilidad de los materiales en taludes naturales y artificiales, así como el mecanismo y tipo de rotura que se producen. Se establecen dos modelos de rotura de taludes en función del grado de alteración y del plano de rotura. Rotura en *flujos de barro (earthflows)* y reptaciones profundidad aproximada 7mts. Se localiza en la capa más alterada o muy alterada con estructura disgregada en la que los elementos representativos son los agregados de arcilla sin ninguna o poca cohesión. Inestabilidades de tipo *mixto (traslacional-circular)*, con el plano de rotura localizado fundamentalmente en el límite entre el terreno AAG sano y AAG alterado. La resistencia límite de rotura corresponde al de los planos de discontinuidad reblandecidas y abiertas durante la alteración Según las observaciones realizadas en el campo estas roturas se extienden entre los 10 a 17 m de profundidad.

Inventariado de taludes y desmontes. A pesar de que existe un gran número de publicaciones y trabajos sobre los numerosos problemas geotécnicos y de estabilidad que aparecen en las AAG, no existe una recomendación general de las posibles condiciones de estabilidad o inestabilidad de las mismas (relación altura del talud-pendiente del talud). Esto es como se ha indicado anteriormente, debido a que los factores que influyen en la inestabilidad de este tipo de materiales son muy diversos, haciendo muy compleja la elección de las medidas de estabilización más apropiadas así como los procesos de mitigación de la misma (Oteo, C. 2001, Perucha, A. et al., 2001). En el presente trabajo se plantea el establecimiento de estas relaciones y geometrías partiendo de datos reales así como del análisis de estabilidad mediante el equilibrio límite de superficies, en el que se han incluido las diferentes geometrías y relaciones observadas, así como las distintas condiciones y grado de de alteración de estos

materiales. Previo al análisis de estabilidad, se ha realizado un completo inventario de taludes, (56 taludes) donde se observan las distintas patologías y diseños que presentan los taludes, fundamentalmente artificiales, que se observan entre las localidades de Córdoba y Jaén y sus alrededores. Corresponden a observaciones de los taludes reconocidos en el área de estudio, con detalles de las características litológicas y geotécnicas de los materiales de AAG. En dicho inventario se realiza una evaluación del comportamiento respecto a la estabilidad y las patologías y tratamientos observados en los taludes. A continuación (Figura 3.), se presentan algunas de estas inestabilidades actuales observadas durante los trabajos de inventariados.



Figura 3.- Ejemplos de los distintos tipos de rotura de taludes actuales en las AAG y los medios de tratamiento empleados a) Deslizamiento reparado en el talud T-46 inventariado (12 m y 33°); b)

En el cuadro de la Figura 4, se resumen las diferentes tipologías de inestabilidades observadas, tanto reparadas como no, así como los tratamientos empleados en los 56 taludes inventariados. Por otra parte en el cuadro de la Figura 9 se expone el número de desmontes que ha tenido algún tipo de problemática, respecto a su altura máxima y ángulo de talud

INESTABILIDADES	Nº TALUDES	% TALUDES	TOTAL TALUDES CON INESTABILIDADES	TOTAL %
DESlizAMIENTOS	16	28,60	37	66,10
REPTACIONES	20	35,70		
CÁRCAVAS	19	33,90		
COLADAS DE BARRO	3	5,40		
TRATAMIENTOS	Nº TALUDES	% TALUDES	TOTAL	TOTAL %
ESCOLLERA	24	42,80	30	56,60
GAVIONES	8	14,30		
MUROS DE PIEDRA	1	1,80		
REVEGETADO	5	8,90		
GEOTEXTIL	1	1,80		
BERMAS INTERMEDIAS	1	1,80		

Tabla 2. Tabla resumen del porcentaje de inestabilidades de taludes y tratamientos observados en el inventario.

De los resultados del análisis del inventariado se pueden hacer las siguientes observaciones::

- mas del 66% de los taludes inventariados presentan inestabilidades de algún tipo, de los cuales casi un 30% presentan deslizamientos importantes.
- la mayor parte de los deslizamientos se producen en taludes con alturas máximas >7 metros, siendo más importantes los deslizamientos cuanto mayores son las alturas de los taludes
- cerca de un 35% de los taludes inventariados presentan inestabilidades superficiales de menor entidad, de tipo reptaciones, cárcavas o coladas de barro, producidas en materiales a priori potencialmente inestables.
- menos de 56% de los taludes inventariados presentan algún tipo de tratamiento de contención o sostenimiento de taludes, dentro de las cuales el 43% presentan, como tratamiento de sostenimiento y contención escolleras, ya sea muro de escollera a pie del talud, piel de escollera sobre los materiales o bien escollera en bajantes o en zonas inestables.
- el quince por ciento (15%) de los taludes presentan muros de gaviones como tratamiento de contención.
- los taludes mayores a 5 metros de altura máxima presentan las inestabilidades más importantes **traslacional-circular**). Estas inestabilidades se producirían cuando el ángulo del talud es superior a 25°.

Análisis de estabilidad

En el siguiente apartado se realizará un análisis de estabilidad de taludes, teniendo en cuenta los datos de alturas máximas y ángulos obtenidos en el inventario de taludes, así como las propiedades y características geotécnicas establecidas en la tabla 2. Los cálculos se han realizado considerando un nivel freático superficial y a corto plazo, ya que ésta es la situación más desfavorable. La altura de los taludes a partir de la cual se han comenzado a ejecutar los cálculos ha sido de 5 metros (altura a partir de la cual comienza la inestabilidad), llegando hasta los 15 metros de altura máxima. Por otro lado, las pendientes consideradas para el análisis de estabilidad de los taludes han sido de los 15° a los 45°, con una separación de 5° entre ellos, con objeto de tener una alta representatividad en los taludes. De este modo, los ángulos considerados han sido 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40° y 45°. Se han analizado, de este modo, un total de 75 situaciones diferentes con las que obtener un rango de valores de los ángulos límites para los distintos aspectos de En los siguientes cuadros se reflejan los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad realizados donde se representan los diferentes factores de seguridad obtenidos en cada uno de los análisis de estabilidad ejecutados.

		ALTURAS MÁXIMAS (m)				
		5	7,5	10	12,5	15
ÁNGULO TALUD (°)	15	6,33-8,81	5,29-7,27	4,83-6,56	5,94-7,66	5,48-7,06
	20	6,22-8,34	6,07-8,17	5,92-7,65	3,89-5,21	3,69-4,98
	25	6,31-8,42	6,57-8,52	5,46-7,07	3,67-5,01	3,46-4,66
	30	6,27-8,15	6,19-8,03	5,10-6,60	4,43-5,73	3,97-5,12
	35	6,06-8,01	5,81-7,86	4,22-5,64	4,12-5,34	3,81-4,94
	40	5,72-7,52	5,38-7,39	4,53-5,87	3,91-5,07	3,22-4,22
	45	5,52-7,21	5,32-6,91	4,28-5,55	3,65-4,73	*3,20-4,14

Tabla 3. Arcillas Azules sanas. Factores de seguridad.

		ALTURAS MÁXIMAS (m)				
		5	7,5	10	12,5	15
ÁNGULO TALUD (°)	15	6,33-8,81	5,29-7,27	4,83-6,56	5,94-7,66	5,48-7,06
	20	6,22-8,34	6,07-8,17	5,92-7,65	3,89-5,21	3,69-4,98
	25	6,31-8,42	6,57-8,52	5,46-7,07	3,67-5,01	3,46-4,66
	30	6,27-8,15	6,19-8,03	5,10-6,60	4,43-5,73	3,97-5,12
	35	6,06-8,01	5,81-7,86	4,22-5,64	4,12-5,34	3,81-4,94
	40	5,72-7,52	5,38-7,39	4,53-5,87	3,91-5,07	3,22-4,22
	45	5,52-7,21	5,32-6,91	4,28-5,55	3,65-4,73	*3,20-4,14

Tabla 4. Arcillas Azules sanas. Factores de seguridad

		ALTURAS MÁXIMAS (m)				
		5	7,5	10	12,5	15
ÁNGULO TALUD (°)	15	0,87-1,22	0,82-1,20	0,51-0,95	*0,86-1,39	*0,83-1,34
	20	0,82-1,32	0,76-1,27	*0,71-1,17	0,47-0,82	0,46-0,85
	25	0,69-1,12	*0,64-1,09	0,60-0,99	0,43-0,78	0,42-0,74
	30	*0,60-1,01	0,56-0,96	0,51-0,87	0,49-0,81	0,46-0,77
	35	0,50-0,93	0,45-0,79	0,40-0,71	0,42-0,72	0,41-0,68
	40	0,43-0,81	0,42-0,72	0,40-0,69	0,38-0,64	0,33-0,57
	45	0,42-0,79	0,40-0,71	0,37-0,63	0,34-0,56	0,32-0,55

Tabla 5.- Arcillas Azules Muy alteradas. Factores de seguridad.

6. CONCLUSIONES

Del inventario de taludes realizado se deduce que la mayor parte de los taludes inventariados (>50%) presentan inestabilidades de algún tipo. De ellos prácticamente un 30% presentan deslizamientos importantes. La mayor parte de los deslizamientos se producen en taludes con alturas máximas superiores a los 7 metros, siendo más importantes los deslizamientos cuanto mayores son las alturas y más verticales los ángulos de los mismos.

Las tipologías de inestabilidades son de dos tipos. Flujos de barro y reptaciones hasta 7,5 metros de altura, y deslizamientos de tipo mixto traslacional circular a partir de los 7,5 metros y, por lo menos, hasta los 15 metros.

-Un 56% de los taludes inventariados en las AAG algún tipo de tratamiento de contención o sostenimiento de ellos, cerca de un 43% presentan como tratamiento de sostenimiento y contención escolleras de diferentes tipologías, ya sea muro de escollera a pie del talud, piel de escollera sobre los materiales, o bien escollera en bajantes o zonas inestables, mientras que el quince por ciento (15%) de los taludes presentan muros de gaviones como tratamiento de contención.

-En base a todas las observaciones realizado para el presente trabajo, los tratamientos de estabilización de taludes más efectivos parecen ser la colocación de un muro de escollera de poco espesor al pie del talud en el caso de taludes con una pendiente superior a los 15°, y la colocación de una piel de escollera a modo de recubrimiento en aquellos que presentan un ángulo de talud inferior a los 15°. En el primer caso el objetivo de los muros de escollera es del de la contención y sostenimiento del talud, mientras que, por el contrario, el objetivo del tratamiento de colocación de un revestimiento de piel de escollera es el de evitar el cambio de volumen cíclico del talud, así como la propia protección de la superficie, evitando la degradación y alteración de la misma.

-Dentro de la diferenciación de las AAG en función de su grado de alteración, las AAG Sanas, no presentan inestabilidades importantes, pudiendo considerar un ángulo estable del talud excavado en estos materiales de unos 45°. Por otro lado, cuando comienzan a alterarse, pasando a Alteradas a Muy Alteradas, es cuando aparecen las inestabilidades importantes. Del estudio de análisis de estabilidad se deduce que las geometrías límites en las que se producen inestabilidades son:

- 5,0 m de altura, 30° de inclinación.
- 7,5 m de altura, 25° de inclinación.
- 10,0 m de altura, 20° de inclinación.
- 12,5 m de altura, 15° de inclinación.
- 15,0 m de altura, 15° de inclinación.

-Según lo observado en diferentes taludes, se pone de manifiesto que el empleo de la combinación de los muros o tacones de escollera y piel de escollera, se presenta como la medida más eficaz tanto para reducir los movimientos, como para proteger el frente del talud de la alteración meteórica sin impedir el drenaje, no obstante la combinación y la geometría de los tratamientos depende de forma importante en la geometría inicial del talud.

REFERENCIAS

- Alonso, E. E. & Gens, A. (2006). Aznalcollar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Geotechnique* 56, No. 3, 165–183.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique* 40, No. 3, 329–378.
- Cafaro, F. and Cotecchia, F. 2001. Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering. *Géotechnique*, 51: 441-453.
- Chandler, R. J. (1984). Recent European experience in landslides in overconsolidated clays and soft rocks. Proc. 4th Int. Symp. On Landslides, Toronto 2, 19–25.
- Civis, J., C.J. Dabrio, J.A. González-Delgado, J.L. Goy, S. Ledesma, J. Paia, F.J., Sierro, y C. Zazo. (2004). Cuenca del Guadalquivir, en *Geología de España* ed. Sociedad Geológica de España; pp 884.
- Estudio Informativo del Corredor ferroviario de Altas Prestaciones Córdoba-Jaén. Clave, A E EI-AN-16. TRN INGENIERÍA, S.A.
- Galera, J.M; Checa, M., Pérez, C., Williams, B.; y Pozo, V. 2009. “Caracterización de detalle de las margas azules del Guadalquivir mediante ensayos in situ y de laboratorio”. *Ingeopres*, N° 186, Págs. 16-22.
- Olalla, C. y Cuéllar, () Discussion on the paper Failure mechanism of the Aznalcollar dam. Seville (Spain). *Geotechnique* V.; Vol 54; n° 5; pp 521-522.
- Oteo, C. (2001), Reflexión de un “arregaor” de taludes Andaluces. V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables, Vol I, Pp 783-794
- Perucha, A., Díez Torres, J., Olalla Marañón, C. y Rodríguez, P., 2001. Análisis de la efectividad de diferentes soluciones empleadas para la corrección de deslizamientos en las margas azules del Guadalquivir. V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables, Vol I, Pp 859-870.
- Roldán García, F.J. 1995. “Evolución neógena de la Cuenca del Guadalquivir”. Tesis doctoral, Universidad de Granada.
- Tsige, M., 1999. Microfábrica y mineralogía de las Arcillas Azules del Guadalquivir y su influencia en las propiedades geotécnicas. Monografía 67, Ministerio de Fomento, Ed. CEDEX; Madrid, Spain.
- Tsige, Meaza. 2005. “Inestabilidad de taludes en las Arcillas Azules del Guadalquivir”. *Ingeopres*, N° 139, Págs. 62-67.

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).

Ignacio Mochón López¹, Gonzalo Dios Fuentes², Alfonso Romero Bella³, Luis Miguel Salazar Martín⁴

¹ Agencia de Obra Pública de la Junta de Andalucía (AOPJA).

² Geolen Ingeniería S.L.

³ Inserco Ingenieros

⁴ SACYR

RESUMEN

Un terraplén de autovía, de 19,5m de altura sobre una media ladera modelada en margas presentó, en el invierno de 2011, un proceso de inestabilidad durante su construcción por rotura en el terreno natural cuando se llevaba una altura de 14 metros. El movimiento lento permitió realizar una exhaustiva investigación e instrumentación de la patología, para concluir que la rotura se asociaba a la reactivación de un antiguo paleodeslizamiento por la acción conjunta de diversos factores. La importancia de la rotura y los condicionantes del área llevaron a la necesidad de un amplio análisis de soluciones y a la elección de aquella con una mejor relación viabilidad-coste-efectividad.

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento aborda el estudio de causas y el análisis de soluciones realizado sobre una patología detectada en uno de los terraplenes de la Autovía del Olivar A-316, cerca de Baeza (Jaén), en construcción por la Junta de Andalucía. En la zona de estudio la traza discurre en terraplén, apoyando sobre una media ladera modelada en materiales de la conocida como Unidad de Porcuna-Baeza, un conjunto de materiales margoso-arcillosos con intercalaciones de niveles areniscosos que coronan la serie a techo. La altura máxima del relleno debía alcanzar los 19,5m en la margen derecha y en su construcción se contemplaba el uso de arcillas obtenidas en la traza estabilizadas con cal.

Durante la fase de proyecto ya se tenía constancia de la peligrosidad geotécnica del tramo,

habiéndose reconocido en el entorno diversos problemas de inestabilidad de la ladera (reptaciones y deslizamientos de carácter superficial) asociados siempre a las capas más alteradas de las margas o bien a depósitos eluvio-coluviales formados por arcillas de alta plasticidad con capas activas muy desarrolladas y, por ello, muy sensibles a los cambios cíclicos de humedad. Además, en el punto donde se generó la patología, existía el agravante de que la traza interceptaba unas antiguas balsas de desechos procedentes de la molturación de la aceituna (balsas de alpechín), abancaladas a media ladera en dirección E-W y sobre las cuales debía descansar el terraplén de la autovía. Frente a todos estos riesgos de partida, inicialmente el proyecto y posteriormente la obra, tomó todas las medidas necesarias para garantizar el buen comportamiento del terraplén, (saneos, escalonados de apoyo, adecuados drenajes superficiales y profundos, refuerzos con escollera, etc.)

A pesar de todo ello, en febrero de 2011, llevado el terraplén hasta una altura de 14m, entre los p.k. 0+560 y 0+680, se detectó una grieta que recorría la superficie de coronación del relleno en dirección Norte a lo largo de unos 80-85m. La grieta se perdía por el norte justo al pie del terraplén. Por el sur, el daño se iba difuminando progresivamente hasta desaparecer a la altura del p.k. 0+650, lo que propició una importante incertidumbre inicial sobre el alcance real de la patología. Se inició entonces una amplia campaña de investigación geotécnica que, tras diversas ampliaciones, terminaría descartando las hipótesis iniciales que asociaban la patología con un fallo en la zona superficial del terreno natural llevándonos, finalmente, a reconocer que nos encontrábamos ante un problema de mucha mayor entidad.

2. UNIDADES GEOTÉCNICAS IMPLICADAS. DESCRIPCIÓN.

En la zona de estudio se identifican dos litologías:

Arcillas margosas: Mayoritarias en la zona de actuación, la formación está constituida por arcillas margosas muy firmes a duras de alta plasticidad. En los metros superiores, algo más alterados, presentan color beige y ocre-amarillento. En los sondeos, a partir de profundidades superiores a 10,00m, aparecen materiales más sanos, de color pardo-gris. Las propiedades geotécnicas de estos materiales presentan en general poca dispersión. Se clasifican en el grupo CH de Casagrande y en el grupo A-7-6 con índices de grupo superiores a 20 (H.R.B.).

Suelos Coluvio-Eluviales: Los espesores reconocidos no superaban en general los 3m. Geotécnicamente, las propiedades son muy similares a las de las margas, salvo la menor consistencia y resistencia. Se clasifican predominantemente en el grupo CH y en el grupo A-7-6 (con índices de grupo superiores a 20).

3. ESTUDIO DE LA PATOLOGÍA

Control Inclinométrico y Topográfico.

Para el estudio del deslizamiento se instalaron 16 inclinómetros (ver figura 1). La instalación se agrupó en 5 campañas distintas, distribuidas entre marzo y noviembre del año 2011. En la tabla siguiente se resume la información más importante aportada por estos elementos:

Trabajo	Profundidad Rotura	Dirección Movimiento	Velocidad media
S-1	8,5 m	289°	0,44 mm/día
S-2	13,5 m	305°	0,54 mm/día
S-3	22,0 m	306°	2,30 mm/día
S-5	4,0 m	293°	0,72 mm/día
S-7	17,5 m	302°	0,50 mm/día
S-8	18,5 m	303°	0,50 mm/día
S-10	15,0 m	285°	6,00 mm/día
S-11	12,5 m	287°	6,70 mm/día
S-12	9,5 m	275°	0,90 mm/día
S-13	27,5 m	297°	2,50 mm/día
S-14	19,5 m	304°	1,60 mm/día
S-15	2,5 m	333°	0,38 mm/día
S-19	26,5 m	280°	1,90 mm/día

Tabla 1. Datos aportados por los inclinómetros instalados

Tres de los inclinómetros instalados no aportaron datos, dos de ellos, inclinómetros S-4 y S-6 (no incluidos en la tabla) porque su profundidad de control quedó por encima del plano de rotura. Otro, el S-18 se ejecutó fuera de los límites supuestos de la zona de rotura para comprobar la certeza de la hipótesis tomada.

Dada la indefinición existente (derivada en parte del estado inicial en el que se encontraba), el deslizamiento en estudio, además de con inclinómetros, fue seguido mediante un intenso control topográfico y de placas de asiento colocadas en la zona de cabecera de la rotura marcada en el terraplén. El control topográfico incluía un total de 71 puntos de seguimiento dispuestos en distintas fases y que abarcaban el total de la superficie afectada por la patología así como zonas anexas, especialmente en el flanco izquierdo del movimiento. El objetivo principal del control topográfico fue el de intentar acotar la extensión de la rotura en su flanco izquierdo, área donde los daños superficiales no se marcaban con claridad, lo que producía cierta incertidumbre en cuanto al alcance real de la rotura.

Siete placas de asiento se dispusieron siguiendo la grieta marcada en el terraplén. Cuatro de las placas se ubicaron en el lado activo de la grieta, mientras que las tres restantes se situaron fuera del movimiento principal. El objetivo de estas placas fue el de controlar los descensos que se estaban produciendo en el terraplén y poder comparar el comportamiento existente a

cada lado del labio de la rotura. En el siguiente plano puede verse la distribución de los distintos elementos de control utilizados, así como el alcance de la patología:

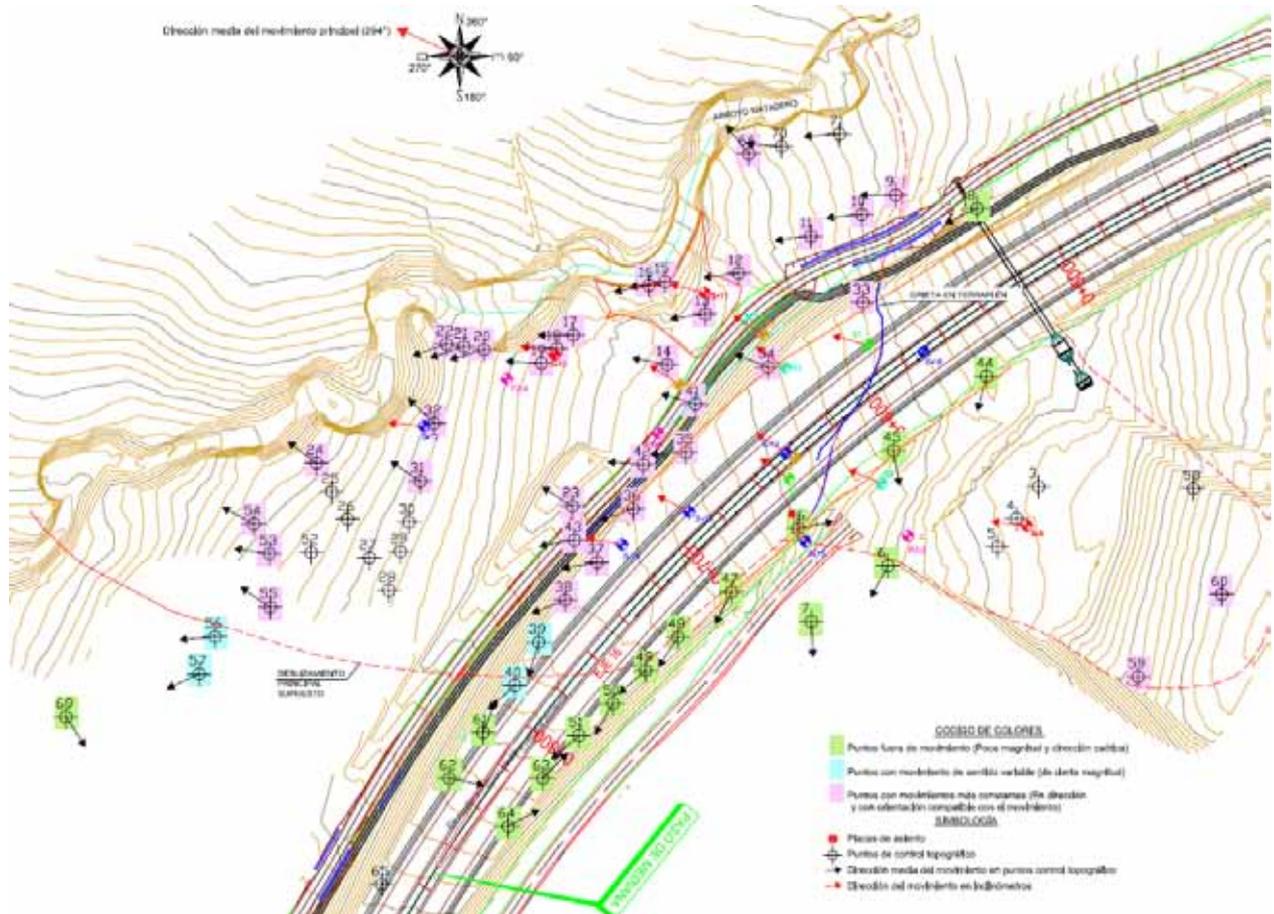


Figura 1. Situación de trabajos de investigación y puntos de control topográfico.

Descripción y Causas.

Como ya se ha descrito, la rotura se manifestó en el terraplén con una grieta que recorría la superficie de coronación en dirección norte, correspondiéndose con parte de la cabecera y con el flanco derecho de la inestabilidad. Ni por el norte ni por el sur se podía continuar este daño de tal forma que no era posible acotar de manera clara el alcance total de la patología. Ante esta situación de indefinición, los datos inclinométricos y el control topográfico adquirieron una gran importancia a la hora de marcar, de forma razonable y justificada, la geometría en planta de la patología. Después de un exhaustivo análisis de los datos recabados, la conclusión obtenida fue que nos encontrábamos en las fases iniciales de un movimiento de componente sensiblemente plana con dos superficies de despegue en la zona de coronación, la principal situada en la margen izquierda del terraplén de la autovía y la secundaria en la propia coronación del relleno (responsable de la grieta

detectada). El punto de salida se situó en el arroyo Matadero coincidiendo, por lo deducido de los inclinómetros, con la base del cauce. En el arroyo era posible observar como la superficie de rotura estaba asociada a una discontinuidad estructural claramente marcada en los materiales margosos.



Fotografías 1 y 2. Vista del plano de discontinuidad estructural en las margas que parecía corresponder con la salida del plano de rotura en el arroyo Matadero. Grieta en coronación del terraplén.

Con todo lo deducido, en planta la distancia máxima entre flancos se movía en el orden de los 360 metros, con una separación entre la cabecera y el pie de 160 metros. El desnivel entre extremos de la rotura era del orden de los 30 metros. En la zona de terraplén, el plano de rotura se situaba a profundidades que llegan a alcanzar los 27-28 m. Terraplén abajo, llegando al arroyo, la superficie de inestabilidad se detectó a 10-12 metros de la superficie del terreno. El tramo de terraplén afectado por el deslizamiento era de unos 200 metros. El movimiento, pues, no tenía su origen en el mal comportamiento de las capas superficiales del terreno. La rotura se asociaba a la movilización de un antiguo plano de debilidad existente en el sustrato margoso. Esta movilización vino derivada del efecto conjunto de la carga del terraplén y la importante socavación (en algunos puntos agravada por excavaciones para el encaje de una conducción de gas) que sufrió el cauce del arroyo por aumentos de caudal tras las intensas lluvias recogidas en el área a finales del año 2010 y principios del 2011.

La existencia de este tipo de planos de debilidad en los materiales margosos miocenos que conforman el sustrato de apoyo es relativamente común y además son muy difíciles de anticipar, aún con reconocimientos geotécnicos exhaustivos, entre otros motivos porque su existencia no se ve reflejada en las condiciones geotécnicas existentes en el terreno por encima y por debajo de la superficie, solo se producen en la estrecha franja en la que se localiza el plano. Se trata de planos que ya en el pasado debieron generar problemas de

inestabilidad y que actualmente se encuentran en un estado “durmiente” hasta que vuelven a cambiar las condiciones de contorno. Normalmente suelen coincidir con superficies de estratificación o bien con discontinuidades de tipo estructural en las cuales se producen flujos de agua (favorecidos en parte por la intercalación de areniscas en la masa cohesiva) que crean, junto al propio agotamiento de los parámetros geotécnicos que rigen su comportamiento, unas condiciones locales muy desfavorables. El agua introduce una presión intersticial que disminuye las tensiones efectivas en la superficie considerada y con ellas la resistencia al corte del conjunto. La información aportada por el estudio geofísico con tomografía eléctrica realizado dentro de la campaña de investigación, (VORSEVI, Julio de 2011), acotaba un nivel de agua confinado a la profundidad donde se situó el plano de rotura, lo que reforzaba la hipótesis anterior. Por otro lado, en los piezómetros instalados, los niveles de altura de agua se correspondían con claridad con niveles piezométricos siendo, en algún caso, la altura medida muy importante.

La patología generada se explica como consecuencia de la unión de los siguientes factores (siendo necesario el concurso concurrente de todos ellos, lo que nos demuestra el grado de especificidad que presenta esta rotura):

- Preexistencia de un plano de debilidad en el terreno.
- Efecto de las presiones intersticiales.
- Peso ejercido por el terraplén.
- El descalce derivado de la socavación y excavaciones en el arroyo.

Modelos de Cálculo. Hipótesis.

Para el estudio de la mecánica del deslizamiento principal se construyeron cuatro modelos de cálculo que trataban de representar distintas secciones características de la patología. Este número de modelos buscaba abarcar la mayor casuística posible dentro de esta importante inestabilidad, (distintas alturas de relleno, topografía original del terreno, posición el cauce del arroyo, grados de socavación, efecto de las distintas soluciones, etc..). Cada uno de los modelos representaba un perfil transversal del deslizamiento en el que se procedió a caracterizar todos los materiales que intervenían en el problema.

Posteriormente, con cada uno de los modelos, se realizó un análisis retrospectivo para afinar los parámetros geotécnicos de los materiales y de la superficie de rotura deducida, llevando el sistema a una situación de equilibrio límite, (factor de seguridad igual a 1). Alcanzada esa situación, los modelos se utilizaron para estudiar el dimensionamiento de las soluciones propuestas y ver su efectividad. Los análisis se llevaron a cabo con la herramienta informática Plaxis en su versión 8.6. Este programa crea un modelo de elementos finitos representado mediante una malla de elementos triangulares planos para la que se fijó un número de nodos por elemento igual a 15. El modelo de comportamiento elegido para los materiales fue en todos los casos el Mohr-Coulomb. En la siguiente figura

se pueden ver uno de los modelos utilizados para el estudio del deslizamiento:

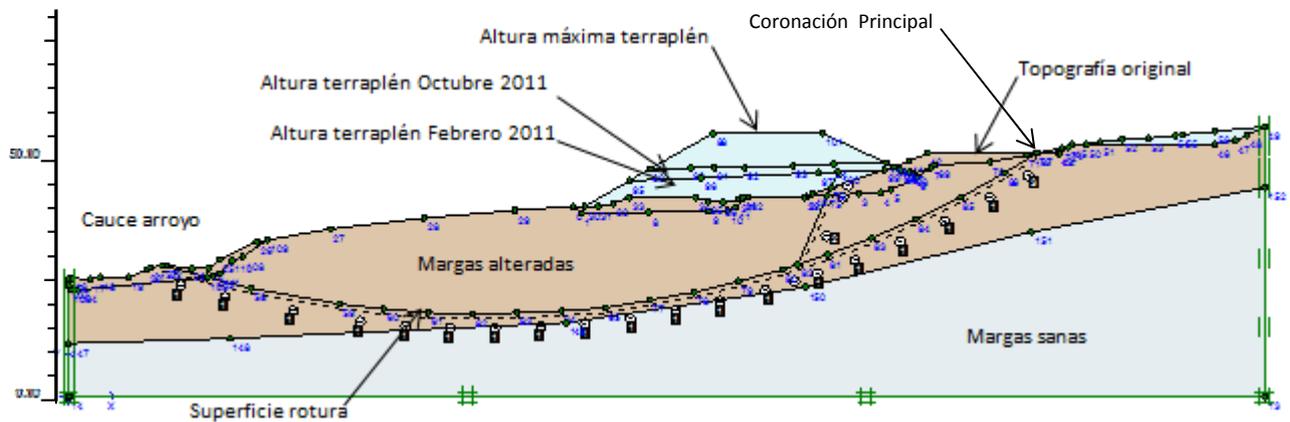


Figura 2. Perfil de cálculo. Zona central de la rotura.

El estudio retrospectivo se dividió en distintas fases, tratando de tener en cuenta el total de hechos acontecidos en el sector en estudio y que desembocaron en la situación de desequilibrio descrita. En este tipo de inestabilidades son las condiciones geotécnicas existentes en el plano de rotura las que marcan el mecanismo del movimiento. No es posible suponer, porque va contra la realidad, que todo el sustrato afectado por el movimiento presenta unos parámetros geotécnicos similares a los que existen en el plano de movimiento. Si tratamos de modelizar esa situación, las roturas que obtengamos nunca se parecerán a la realmente existente. Por lo tanto, debemos caracterizar los materiales que quedan fuera de la zona crítica según los datos aportados por las investigaciones y por otro lado forzar los modelos a romper por esta superficie, disminuyendo los parámetros geotécnicos en la superficie de discontinuidad considerada.

Las fases de cálculo consideradas para la rotura del terraplén fueron:

- Fase 1. Estado original. Sin terraplén y sin socavación en arroyo.
- Fase 2. Ejecución del terraplén hasta la altura alcanzada en febrero de 2011.
- Fase 3. Terraplén en febrero de 2011 y socavación en el cauce.
- Fase 4. Recrecido del terraplén hasta la cota alcanzada en octubre de 2011.

En la fase 3 se buscó alcanzar un factor de seguridad próximo a la unidad aunque algo por encima de esta magnitud, (el desequilibrio en aquel momento no fue total). Fijado el comportamiento en esta fase, se analizó cómo se vio afectada la inestabilidad con el aumento de altura (1,5m) del terraplén que se realizó a principios de octubre de 2011.

Los cálculos retrospectivos se realizaron, en primer lugar, suponiendo el terreno natural seco, es decir, sin introducir, por la dificultad de cuantificar la distribución exacta de

presiones existente, el efecto del agua. Por lo tanto, los parámetros geotécnicos que regían el comportamiento del plano de rotura en este estado seco incluían implícitamente el efecto de este factor de inestabilidad. En una segunda fase, para poder acotar posibles diferencias de respuesta entre un modelo con agua y un modelo con terreno seco, se introdujo una aproximación del estado de presiones intersticiales basado en la interpretación dada a los datos de los piezómetros y al estudio tomográfico. Como conclusión diremos que se obtuvieron resultados muy similares a la hora de calibrar la efectividad de las soluciones tanteadas.

Los factores de seguridad que se obtuvieron para las distintas fases en el perfil mostrado fueron los siguientes:

Fase	Factor de Seguridad
Fase 1. Estado inicial con plano de debilidad en margas.	1,46
Fase 2. Colocación del terraplén hasta cota de febrero 2011	1,21
Fase 3. Efecto de la socavación	1,06
Fase 4. Recrecido terraplén hasta altura de octubre 2011	0,98

Tabla 2. Factores de seguridad análisis retrospectivo. Zona central de la rotura.

A partir de estos resultados se alcanzaron interesantes conclusiones. En primer lugar se pudo ver la sensibilidad del modelo al pequeño aumento de la altura del terraplén que se realizó en octubre de 2011. El factor de seguridad quedaba ligeramente por debajo de la unidad, implicando la completa desestabilización del sistema. Este comportamiento no se alejaba mucho de lo observado en la realidad, pues la aceleración del movimiento en el momento de recrecido del terraplén fue evidente y así lo atestiguaron todos los controles instrumentales realizados, (y en ese momento no hubo ningún otro factor de cambio en el sistema, ni lluvias, ni cambios en el arroyo, ni otro tipo de movimiento de tierras que no fuese la colocación de capas adicionales en el terraplén). Otro dato importante fue comprobar el importante efecto desestabilizador que tuvo la socavación del arroyo.

4. ALTERNATIVAS DE ACTUACIÓN

La patología se había producido por la reactivación de un paleo-deslizamiento que afectaba a la ladera de apoyo de la autovía. Las soluciones que se pueden abordar en este tipo de casos son muchas, desde aquellas que inciden en eliminar las causas que han generado el problema hasta aquellas que tratan de dar una contención de carácter estructural que permita un nuevo equilibrio para la situación. Con estas premisas se eligieron como técnicamente viables las siguientes alternativas:

Tipo 1. Soluciones de contención estructural

1. Pantalla anclada (pilotes o módulos de hormigón) colocada al pie del terraplén.

2. Pantalla anclada colocada al pie del terraplén y sellado del cauce del arroyo.
3. Pantalla anclada en combinación con un sistema de drenaje profundo en la ladera

Tipo 2. Soluciones que inciden en eliminar las causas del problema

1. Control de presiones de agua mediante un sistema de drenaje profundo.
2. Corrección mediante la colocación de un relleno en el cauce del arroyo.
3. Eliminación del terraplén previsto y sustitución por un viaducto.
4. Construcción de un terraplén de tipo aligerado.

Tras un estudio pormenorizado de las distintas alternativas de actuación, se llegó a las siguientes conclusiones:

La solución de carácter estructural en su variante única, (es decir, sin medidas complementarias), se descartó rápidamente por el elevado coste económico que representaba, derivado de la enorme exigencia que el deslizamiento y la altura prevista de terraplén imponía a los elementos de contención. Los cálculos, (marcando factores de seguridad finales en el orden de 1,15-1,20) ofrecían valores de esfuerzo por metro lineal que implicaban la disposición de elementos de gran longitud (por encima de los 25 metros), elevada inercia y con separaciones muy reducidas y, todo ello, con la necesidad de unos anclajes de elevada carga y con longitudes libres y de bulbo muy importantes.

Esta alternativa de contención se hacía económicamente algo más viable si se combinaba con las actuaciones complementarias de drenaje profundo de ladera o bien el relleno del cauce del arroyo. Sin embargo, finalmente también se descartaron. La efectividad del drenaje ofrecía muchas dudas tanto en su propio diseño como en su ejecución y mantenimiento futuro. La opción de combinar la pantalla de contención con un relleno del cauce parecía más interesante. Sin embargo, esta opción, frente a la de simplemente rellenar la zona del cauce, se tornaba poco competitiva, pues por un lado presentaba todos los condicionantes que representa rellenar un arroyo y por otro, todos los problemas de la medida de contención estructural que, aun siendo más ligera que la necesaria sin contar con el sellado del cauce, no dejaba de ser importante. Presentaba, no obstante, la ventaja de ser una medida que permitía un control “más rápido” del deslizamiento.

Entre las actuaciones que incidían en los factores de desequilibrio, el drenaje profundo como solución única se descartó por todas las incertidumbres que ya han apuntado anteriormente. Finalmente, la posibilidad de aligerar el terraplén por sí misma tampoco llegó a ser viable, ya que el grado de seguridad que se obtenía en los cálculos de comprobación no era suficiente.

Por último, la alternativa de eliminar el terraplén y sustituirlo por un viaducto, se descartó al comprobarse que tenía un coste incluso superior al de las soluciones estructurales de contención.

Por lo tanto, a la vista de todo lo anterior, se eligió como opción de actuación más adecuada la ejecución de un relleno del cauce con capacidad suficiente para contener la rotura y, como consecuencia, un desvío del arroyo. El relleno se realizaría con material procedente de excavaciones hechas en la traza de la autovía y que se ubicaban en la zona de vertido que existía ladera arriba del área en estudio, (lo que permitía, de forma adicional, controlar otro deslizamiento que se estaba produciendo en este vertedero). Por lo tanto, el sellado se conseguía con materiales arcillo-margosos que se ubicaban de forma muy próxima al sector de actuación.

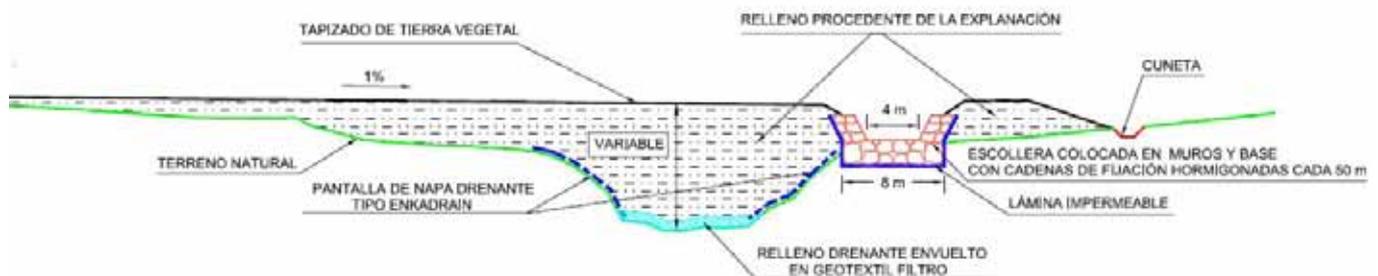
El relleno del cauce, lógicamente, también presentaba un listado de condicionantes que tuvieron que tenerse en cuenta durante el diseño. Entre otros, se valoraron los siguientes aspectos: Se trataba de una solución “flexible” que iba a generar (y así está ocurriendo) movimientos en el cuerpo del terraplén que debían ser tenidos en cuenta para las siguientes fases constructivas (por ejemplo, colocación de las capas del firme). Por otro lado, el vertido del material en el cauce implicaba la realización de un nuevo encauzamiento para el arroyo. La solución requería de un movimiento de tierras muy importante, tanto por la longitud de la actuación como por la altura de tierras necesaria. Asimismo, la actuación necesitaba dar continuidad a los flujos de agua existentes en la ladera. Por último el relleno de sellado, para ser efectivo según los modelos, requería de una puesta en obra controlada, exigiéndose valores de compactación del 100% del Proctor Normal. La solución permitía elevar el grado de seguridad del conjunto terraplén-ladera, una vez culminado totalmente el relleno, hasta un valor de 1,25.

5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ELEGIDA.

La solución finalmente adoptada, que afecta a distintos propietarios de tierras y, especialmente a la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, fue la de realizar un importante relleno de tierras en el fondo de la vaguada en la que se encajaba el arroyo Matadero, elevando la base del cauce un valor mínimo de 10,5 metros mediante el vertido y compactación de material procedente de sobrantes de la obra que se ubicaba al sur del área de actuación. Se daba continuidad al arroyo mediante un desvío y encauzamiento de escollera sobre geotextil impermeable y sellado en superficie con hormigón. La longitud total fue de 505 metros. El uso de escollera permitía una solución flexible para el encauzamiento.

La alineación del cauce se retranqueó hacia la margen norte de la ladera buscando evitar que la zona encauzada descansase sobre las mayores alturas de relleno, minimizando con ello el efecto de los asentamientos esperables. Todo el fondo del cauce se rellenó con material drenante envuelto en geotextil de filtro y se colocaron mantas drenantes conectadas con este relleno en las márgenes originales del cauce. Toda la superficie resultante se tapizó con tierra vegetal para conseguir una mejor integración con el entorno.

La ejecución se hizo durante los meses secos de 2012, moviéndose 200.000 m³ de tierras, 15.000 m³ de escollera, 1.000 m³ de hormigón, 12.000 m² de geocompuestos drenantes, 11.000 m² de láminas impermeables y 16.000 m² de geotextil de separación y filtro. Terminada completamente la obra de relleno (en agosto), se procedió a culminar el terraplén de la autovía, llegando a la altura final prevista el 28 de noviembre de 2012. En la siguiente figura puede verse la sección tipo de la actuación realizada:



6. SEGUIMIENTO Y CONTROL TRAS LA ACTUACIÓN

El resultado final y la eficacia del sistema se analizan en la actualidad mediante inspecciones visuales periódicas, topografía e instrumentación. Los elementos principales de control están formados por siete placas de asiento acompañadas de siete testigos de referencia topográfica colocados en la coronación del terraplén acompañados, en el eje central del deslizamiento, por dos inclinómetros para seguimiento de movimientos horizontales. Estos elementos se vienen controlando de forma prácticamente semanal desde e de enero de 2013. En el momento de redactar este documento (marzo de 2013), las velocidades de movimiento horizontal se sitúan en el orden de los 1mm/día, siendo menores a medida que nos acercamos al antiguo cauce del arroyo, lo que es acorde con el mecanismo de estabilización esperable. El seguimiento de placas y testigos permiten constatar que los asientos han bajado en las últimas lecturas de una velocidad de 1mm/día. Se observa una tendencia a la ralentización, interrumpida de forma puntual, por el efecto de las lluvias que han sido abundantes en la zona en la última parte del invierno del presente año. Los asientos totales máximos medidos hasta la fecha se mueven en el orden de los 14cm, esperándose valores totales al final de la estabilización, según los modelos del cálculo, en el orden de los 70-80cm (incluyendo asientos de consolidación del relleno y los asociados a la rotura).

7. CONCLUSIONES

- En una zona de importante condicionantes geotécnicos de carácter eminentemente

- superficial, se produce una rotura profunda a favor de una superficie de debilidad en el sustrato margoso que la investigación en fase de proyecto no pudo anticipar.
- El mecanismo de rotura requirió del concurso simultáneo de hasta cuatro factores: existencia del plano de debilidad citado, una altura de terraplén superior a los 14 metros, la existencia de un estado de presiones de agua determinado y, finalmente, el efecto de socavación en un arroyo próximo al terraplén por efecto de fuertes lluvias recogidas durante un invierno con un régimen pluviométrico completamente anormal (año 2010). Todos estos factores solo concurrían en este punto del trazado de la autovía.
 - El estudio de la patología desde sus momentos iniciales, con velocidades lentas, permitió realizar una amplia campaña de seguimiento y la definición de soluciones ajustadas a una situación no “catastrófica”.
 - La falta de indicios superficiales claros motivó la necesidad de una campaña de investigación exhaustiva para conseguir la definición geométrica de la patología.
 - Definido el alcance de la inestabilidad, se hizo preciso un amplio análisis de posibles soluciones, eligiéndose finalmente la que presentaba la mejor relación coste-efectividad.
 - Todo el trabajo se realizó de forma coordinada entre la Administración promotora de la infraestructura (AOPJA), la Dirección Técnica (INSERCO-ATJ CONSULTORES), la asistencia geotécnica (GEOLEN) y la Empresa Constructora del tramo (SACYR).

REFERENCIAS

- Oteo Mazo, Carlos S., 1997. La Estabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas. *IV Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables*, Granada, pp. 1073-1113.
- Prieto, L., 2008. El drenaje profundo en la estabilización de taludes, *Jornadas sobre drenaje subterráneo en infraestructuras del transporte*. Antequera.
- Ferrari, A., Ledesma, A., Gonzalez, D.A. y Corominas, J. 2009. Efectos de la evolución del pie en el comportamiento de deslizamientos lentos. *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Barcelona, pp. 605-619.
- 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.
- Lucas Pérez, L., Serrano Martín, L., Monge Cristóbal, J.C., Ortuño Abad, L., Murillo Pérez, T., 2009. Estabilización del desmonte 4 de la L.A.V. Córdoba-Málaga mediante drenaje profundo y pantalla de pilotes anclada. *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Barcelona, pp. 1274-1285.
- Perucho, Áurea, Díez, Juan Antonio, Martínez, José Manuel, 2009. Deslizamiento producido en el terraplén situado en el tramo Encinas Reales (N)-Encinas Reales (S) de la autovía de Málaga A-45, N-331 de Córdoba a Málaga. *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Barcelona, pp. 1286-1297.

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).

Flavio VALPERGA OVEJERO¹, Javier REQUENA GUERRA², Pablo ROZA MANZANO³, Julio PRIETO FERNÁNDEZ⁴ y Arturo ÁLVAREZ BENGOCHEA⁵

¹ Dirección General de Carreteras del Gobierno del Principado de Asturias
Jefe del Servicio de Construcción, Director de Obra

² Dirección General de Carreteras del Gobierno del Principado de Asturias
Ayudante del Director de Obra

³ UTE Bimenes III (FCC Construcción y Alvargonzález Contratas)
Jefe de Obra

⁴ Geobruigg Ibérica, SAU
Delegado Noroeste

⁵ Vemar Cimentaciones, SL.
Gerente

RESUMEN

El presente trabajo expone la estabilización de un talud de gran altura en la carretera “Vía de conexión Corredor del Nalón – Autovía del Cantábrico. Fase III”, concretamente en el denominado enlace de El Entrego, utilizando de malla de alambre de acero de alto límite elástico TECCO® ancladas con bulones activos.

Los sistemas flexibles de estabilización de taludes vienen utilizándose con gran éxito en España desde la década de los 90 del pasado siglo, promoviendo un desarrollo continuo de esta técnica y la fabricación de sistemas que garantizan presiones de sostenimiento hasta 140 kN/m².

La gran ventaja que suponen estos sistemas es su elevada integración paisajista y su nula influencia en el drenaje natural del talud, además de su ligereza en relación al elevado soporte que ofrecen.

1. INTRODUCCIÓN

A cargo de la Dirección General de Carreteras del Gobierno del Principado de Asturias, y contratado por la Unión Temporal de Empresas UTE Bimenes III (Fomento de Construcciones y Contratas-Alvargonzález Contratas), Geobruigg Ibérica SAU ejecutó los trabajos de instalación de malla de alto límite elástico TECCO® y Vemar Cimentaciones los trabajos de perforación de bulones y drenes en la obra “*Vía de Conexión Corredor del Nalón-Autovía del Cantábrico, fase III. Asturias*”. En concreto, los trabajos de estabilización se desarrollaron en el desmante D-1 del Enlace La Central, en las inmediaciones de El Entrego (San Martín del Rey Aurelio).

El desmante está excavado en materiales del Carbonífero Superior, básicamente pizarras con intercalaciones de arenisca y carbón. Es de gran longitud y altura variable, y discurre entre el PK 12+746 y el PK 13+154. Se ha dividido en tres tramos de características distintas, cada uno de ellos con necesidades de soporte diferentes:

- Tramo A: PK 12+746 a PK 12+930
- Tramo B: PK 12+930 a PK 13+050
- Tramo C: PK 13+050 a PK 13+154

El análisis de la estabilidad fue encargado por UTE Bimenes III a una empresa externa. Antes de iniciar la excavación se estudió la estabilidad del desmante, concluyendo que era necesario instalar un sistema de estabilización según fuera avanzando la excavación, con distintos niveles de soporte en cada tramo e incluso con varios dentro de un mismo tramo.

El punto de partida para el dimensionamiento de la malla es precisamente la presión de sostenimiento que debe garantizarse en cada zona del talud. No es objeto de esta comunicación analizar las condiciones de estabilidad ni los cálculos efectuados para determinar ésta.

2. NECESIDADES DE SOPORTE

Como ya se ha dicho, el talud se dividió en tres tramos (A, B y C), y se estudió las necesidades de soporte en cada uno de ellos. Las conclusiones del estudio de estabilidad determinan que son necesarios refuerzos a base de mallas ancladas en los tramos A y C y que el tramo B es estable para la excavación prevista.

Tramo A

El desmante arranca en el PK 12+746 desde la rasante, para ir ganando altura rápidamente hasta los 30 m, que se mantienen en prácticamente toda la longitud, y finaliza en el PK 12+930 con 18 m de altura. Tiene por lo tanto un desarrollo en la base de 184 m. El ángulo de la excavación es 1Vx1H (45°).

El estudio de estabilidad establece dos zonas distintas de actuación, con diferentes soportes. Una inferior con bulones activos de 32 mm de diámetro en cuadrícula 3Hx4,5V, y longitud entre 10 y 15 m y bulbo de 6 m. Y otra zona superior, con bulones activos de 32 mm de diámetro en cuadrícula 2,75Hx3,5V, y longitud entre 18 y 20 m y bulbo de 6 m; excepto en las cuatro filas superiores que será de 8 m.

La presión de sostenimiento (Q) se obtiene dividiendo la carga de trabajo de un bulón (T_b) entre el área de la cuadrícula ($S_v \times S_h$):

$$Q = \frac{T_b}{S_v \cdot S_h} \quad (1)$$

La carga de trabajo del bulón de 32 mm es de 241 kN, por lo tanto las presiones de sostenimiento necesarias son 18 kN/m² en el banco inferior y 25 kN/m² en el banco superior.

Tramo C

Este tramo tiene un desarrollo en la base de 104 m, extendiéndose entre el PK 13+050 y el PK 13+154. En su inicio tiene una altura de 13 m, para ir ganando altura progresivamente hasta los 36 m de la sección central y empezar entonces a disminuir hasta la rasante. El ángulo de la excavación es 4Vx3H (53°).

También el estudio de estabilidad diferencia el desmonte en dos zonas, una superior con bulones de 32 mm de diámetro en cuadrícula 3Vx3,5H y otra inferior con bulones también de 32 mm y cuadrícula de 3Vx4,5H. La longitud de los bulones oscila entre los 12 y 20 m en la zona inferior y 24 m en la superior. En todos los casos, el bulbo es de 6 m.

De acuerdo con este patrón de bulonado, la presión de sostenimiento (Q) es de 23 kN/m² en la zona superior y de 18 kN/m² en la inferior.

En los dos tramos el estudio de estabilidad concluye que es necesario colocar una membrana flexible que reparta la presión ejercida por los bulones en toda la superficie del talud, ya que el material que conforma éste está muy disgregado y no se garantiza la transmisión de cargas sin un elemento flexible de reparto. Precisamente la mala calidad geotécnica de los materiales y su gran meteorización causada por el medio ambiente hace necesario también colocar una geomalla entre el terreno y la malla de alambre que permita controlar la meteorización y que colabore en el arraigo de la vegetación.

En la Tabla 1 se resumen las características y necesidades de soporte para cada zona, y en las Figuras 1 y 2 se puede ver un esquema del talud y la solución para cada uno de los tramos.

Tramo	Diámetro bulón (mm)	Longitud bulón (m)	Bulbo (m)	Cuadrícula (m ²)	Soporte (kN/m ²)
A superior	32	18-20	6-8	2,75x3,5	25
A inferior	32	12-15	6	3x4,5	18
C superior	32	24	6	3x3,5	23
C inferior	32	12-20	6	3x4,5	18

Tabla 1. Necesidades de soporte



Figura 1. Esquema de la solución en el tramo A

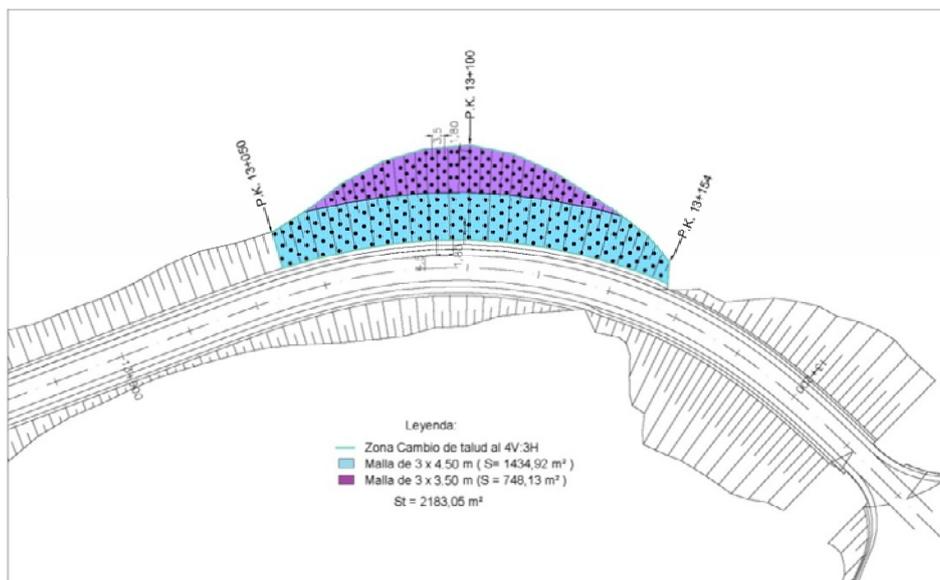


Figura 2. Esquema de la solución en el tramo C

3. DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA FLEXIBLE

Se entiende por sistema de sostenimiento flexible del terreno a un conjunto de elementos formado principalmente por una membrana de acero de elevada resistencia a tracción anclada al terreno con bulones, la cual es capaz de recibir esfuerzos de los bulones y repartir estos aplicando empujes al terreno de forma continua.

Debido a las presiones ejercidas sobre la membrana, ésta se deformará con una cierta curvatura y generará una tensión de tracción en la membrana que producirá una presión continua estabilizadora sobre el terreno.

Los sistemas flexibles serán pasivos si los bulones, que son un elemento más del sistema, son pasivos; y serán activos si los bulones son activos. Tanto si los bulones entran en carga de forma activa como pasiva, la membrana flexible (malla o red) deberá ser capaz de repartir la carga de estos a toda la superficie. Por lo tanto, el dimensionamiento de la malla depende de la presión de sostenimiento que se consiga con el sistema de bulonado dispuesto.

Del amplio abanico de empresas fabricantes e instaladoras existentes en el mercado se optó por la propuesta presentada por Geobrugg. Las distintas mallas y redes existentes están formadas por alambre de acero de alto límite elástico, lo que les confiere una elevada resistencia a tracción directa. La forma de las membranas es romboidal, lo que provoca que su comportamiento sea anisótropo, siendo mucho más resistentes en la dirección longitudinal (coincidente con la diagonal mayor del rombo) que en la dirección transversal.

Debido a esta anisotropía en la transmisión de esfuerzos la membrana se instala de forma que se aproveche esta anisotropía, colocando un doble cableado de refuerzo horizontal en las líneas de los bulones; y que hace que la membrana quede dividida en sectores cilíndricos. Es por esto a el modelo desarrollado para dimensionar la malla se ha llamado modelo cilíndrico.

Resumiendo, para estabilizar un talud o ladera se dispone de un bulonado; definido por el diámetro, la longitud y el espaciamiento. Este sistema de bulones entrará en carga ya sea de forma activa o pasiva y transmitirá la carga a la malla a través de los cables de refuerzo. A su vez, la malla repartirá esta carga uniformemente en toda la superficie del desmonte. De esta forma se consigue que la carga de los bulones se transmita cuando el macizo rocoso es de mala calidad, o incluso en suelos. En la Figura 3 se muestra un esquema de funcionamiento según el modelo cilíndrico.

Dimensionamiento de la malla

El parámetro que define este tipo de mallas es su resistencia a tracción directa por metro en la dirección longitudinal. Este valor se puede determinar teóricamente y se puede corroborar mediante ensayos de laboratorio, y es un invariante para cada tipo de malla. Es evidente que depende de la calidad y cantidad de acero presente en la malla. Todas las mallas y redes fabricadas por Geobrugg utilizan alambre de acero de alto límite elástico, entre 1.770 y 2.020

MPa. Con esto se consiguen unos valores altos de resistencia, a la par que se disminuyen las deformaciones y el peso.

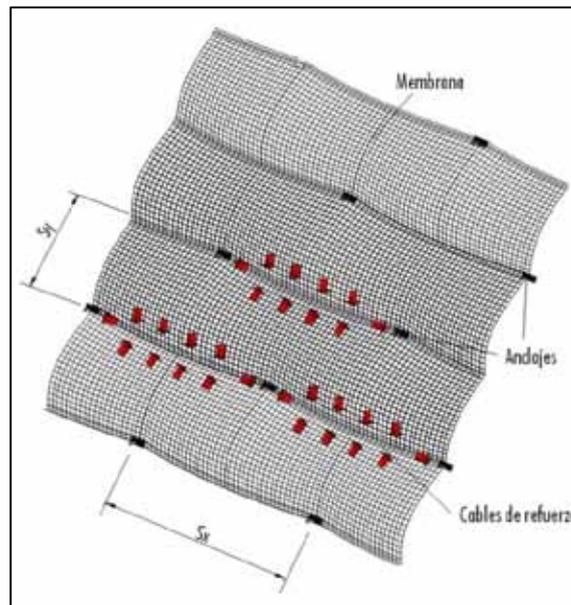


Figura 3. Esquema de funcionamiento según el modelo cilíndrico

La magnitud que relaciona la resistencia a tracción de la malla (T_m) con el soporte que puede ofrecer (Q) es la separación entre líneas bulones medida sobre el plano del talud (S_y), cuanto menor sea esta distancia mayor será el soporte que ofrezca el sistema.

$$Q = \frac{T_m}{S_y} \quad (2)$$

De esta forma, conocida la presión de sostenimiento necesaria y la distancia vertical entre líneas de bulones queda perfectamente definida la malla necesaria en cada caso.

Como los valores de soporte calculados parten de la carga de trabajo del bulón, y no de la de rotura, los valores obtenidos son también de trabajo; considerando un coeficiente de seguridad del 60%, que es el recomendado por la literatura internacional para soluciones permanentes (más de dos años).

Las características resistentes de las mallas y redes de alambre de alto límite elástico analizadas son las siguientes:

Nombre comercial	Resistencia a tracción rotura (kN/m)	Resistencia a tracción trabajo (kN/m)
DeltaX [®] G80/2	53	32
DeltaX [®] G80/3	110	66
TECCO [®] G65/3	150	90
SPIDER [®] S4-230	220	132
SPIDER [®] S4-130	360	216

Tabla 2. Características mecánicas de las diferentes mallas y redes

Hay que hacer constar que en el momento de dimensionamiento del sistema la malla DeltaX[®] G80/3 no formaba parte de la gama de productos estudiada, por lo que a pesar de que podría ser válida en los tramos inferiores, no se ha tenido en cuenta.

Tramo	Soporte (kN/m ²)	Espaciado vertical (m)	Resistencia tracción malla (kN/m)	Malla necesaria
A superior	25	2,75	68,75	TECCO [®] G65/3
A inferior	18	3,00	54,00	TECCO [®] G65/3
C superior	23	3,00	69,00	TECCO [®] G65/3
C inferior	18	3,00	54,00	TECCO [®] G65/3

Tabla 3. Resistencia a tracción de la malla

Por lo tanto, se concluye que la malla de alambre de alto límite elástico que hay que instalar para poder repartir la carga de los bulones es la TECCO[®] G65/3.

Dimensionamiento de los cables de refuerzo

En el caso de un sistema flexible de estabilización activo como el que nos ocupa, la función de los cables de refuerzo es recoger la carga que aportan los bulones y transmitirla a la malla. Por lo tanto, su dimensionamiento depende exclusivamente del tipo de bulón. La tensión con la que se carga el cable obligaría a utilizar un cable muy grueso, difícil de manejar en obra, por lo que se ha optado por utilizar dos cables paralelos, uno por encima y otro por debajo del bulón. La conexión bulón-cables se realiza mediante un aplaca en U especialmente diseñada. En la Figura 4 se representa un esquema del conjunto cables-bulón y el esquema vectorial que permite dimensionar el cable. Se puede observar que la carga del cable dependerá del ángulo α que forma el cable y la horizontal. Este ángulo depende de las irregularidades del terreno, y en mediciones realizadas en obra se observa que varía entre 25° y 35°, por lo que se adopta el valor de 30° para el dimensionamiento.

Según esto, la resistencia a tracción del cable, teniendo en cuenta que son dos cables, será:

$$T_c = \frac{T_b}{4 \cdot \sin 30^\circ} \quad (3)$$

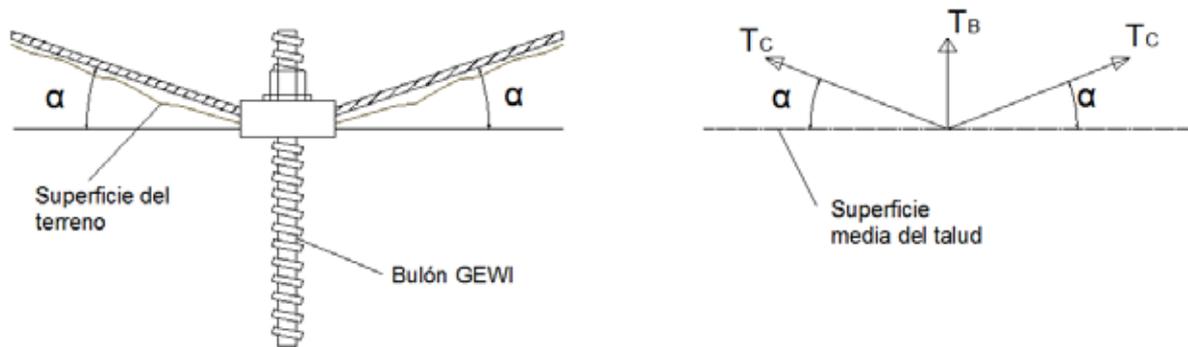


Figura 10. Esquema para el dimensionamiento de los cables de refuerzo

La resistencia a tracción de los cables fabricados de acuerdo a las normas DIN es la siguiente:

Tipo de cable	Diámetro nominal (mm)	Resistencia tracción rotura (kN)	Resistencia tracción trabajo (kN)
6x19+AM DIN 3060	12	84,6	50,8
6x19+AM DIN 3060	14	115,0	69,0
6x19+AM DIN 3060	16	150,0	90,0
6x36+AM DIN 3064	18	204,0	122,4
6x36+AM DIN 3064	20	252,0	151,2
6x36+AM DIN 3064	22	304,0	182,4

Tabla 4. Resistencia a tracción de cables de acero de alma metálica construidos de acuerdo a las normas DIN

No queda más que determinar la tensión de trabajo que deberán soportar los cables, utilizando para ello la ecuación (3), para determinar el cable de transmisión de cargas necesario.

Tramo	Carga del bulón (kN)	Resistencia tracción cable (kN)	Diámetro del cable (mm)
A superior	241	120,5	18
A inferior	241	120,5	18
C superior	241	120,5	18
C inferior	241	120,5	18

Tabla 5. Resistencia a tracción del cable de refuerzo

Se concluye que el cable necesario en todos los tramos es un cable de acero de alma metálica tipo 6x36+AM DIN 3064 de 18 mm de diámetro.

Para garantizar la transmisión de esfuerzos a lo largo de los cables todas las uniones entre cables, amarres, cierres, etc. deben cumplir las instrucciones de la norma EN 13411-5 tipo A (antigua DIN 1142) en lo referente a tipo y número de sujetacables, espaciamiento entre dos sujetacables consecutivos y par de apriete.

Dimensionamiento de los anclajes laterales

Los anclajes laterales, en los que mueren los cables de refuerzo horizontal, son una parte fundamental del sistema a los que no siempre se les otorga la importancia que realmente tienen. Su misión fundamental es absorber todo el esfuerzo cortante generado en el sistema, de forma que los bulones trabajen a tracción pura. Para esto constan de una cabeza flexible, que se dobla absorbiendo el cortante y haciendo que incluso el propio anclaje de amarre lateral trabaje a tracción.

Pero, además, es muy importante el tipo de cable utilizado en la fabricación, que debe ser cable de construcción espiral en vez de cable estándar. Esto es debido a que cuando un cable estándar entra en carga sufre una disminución de diámetro que hace que el anclaje se “despegue” del mortero y se salga. En los cables con construcción espiral esto no ocurre, garantizando la correcta transmisión de cargas al terreno.



Figura 11. Anclaje de cable espiral GEOBRUGG GA-7001

Los anclajes de cable espiral se fabrican en de distintos diámetros, para garantizar su fiabilidad incluso en los casos de altas solicitaciones. La cabeza está cubierta con dos tubos de acero galvanizado como protección contra la corrosión. A continuación se muestran las características geométricas y mecánicas de los distintos anclajes.

Anclaje GA-7001	Diámetro (mm)	Resistencia tracción rotura (kN)	Resistencia tracción trabajo (kN)
Tipo I	10,5	200	120
Tipo II	14,5	390	234
Tipo III	18,5	630	378
Tipo IV	22,5	940	564

Tabla 6. Anclajes de cable espiral. Características

Como a cada anclaje lateral llegan dos cables de 18 mm, con carga de trabajo cada uno de ellos de 122,40 kN, el anclaje lateral debe soportar 244,80 kN; por lo que se selecciona el GA-7001 Tipo III de 18,5 mm de diámetro.

4. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS

Una vez definido el sostenimiento necesario en cada tramo y sector del desmonte y dimensionado el sistema flexible de estabilización dieron comienzo los trabajos en noviembre de 2010 en el tramo A y en julio de 2011 el tramo C. El proceso constructivo fue el mismo en los dos tramos.

Se empezó preparando los accesos a la coronación del desmonte, excavando a continuación el primer banco y seguidamente se perforaron los anclajes de coronación y los bulones del primer banco de este primer banco. La perforación de los bulones fue realizada por Vemar Cimentaciones, SL mediante carros hidráulicos exceptuando alguna perforación que por sus especiales dificultades de acceso fue realizada por Geobrugg Ibérica, SAU con maquinaria ligera.



Figura 12. Trabajos de preparación de accesos y perforación de anclajes de coronación.

Una vez perforados, instalados e inyectados los anclajes de la coronación y los bulones de las filas más altas se procedió a extender la geomalla y la malla de alambre de alto límite elástico TECCO® G65/3 para cubrir el primer banco. Una vez instalada la malla la siguiente tarea fue colocar y tensar los cables de refuerzo 6x36+AM DIN 3064 de 18 mm de diámetro.

Una vez asegurado el primer banco las tareas fueron repetitivas hasta el pie del desmonte, alternando excavación, perforación e inyección de bulones, extendido de geomalla y malla TECCO® G65/3, colocación y tensado de los cables de refuerzo y puesta en carga de los bulones activos.

Inicialmente las bancadas se bajaron de fila en fila de bulones, dejando totalmente instalada y en carga la malla antes de excavar otra bancada. No obstante, al ir apareciendo materiales de mejor calidad al avanzar la excavación se pasó a ejecutar bancadas de dos filas en el tercio inferior del desmonte.

El ritmo de los trabajos estuvo muy condicionado por las condiciones meteorológicas, que

dificultaron en muchos momentos las labores de excavación y transporte. Como más arriba se ha dicho, la obra se inició en noviembre de 2010 y en una región como Asturias, con muchas precipitaciones en los meses de invierno e incluso en primavera. Por este motivo hubo parones no deseados, pero inevitables ante la imposibilidad de trabajo de la maquinaria y sobre todo de los camiones de transporte de tierras.



Figura 13. Distintas fases de la obra.

Una vez alcanzada la mitad de altura en el tramo A se inició en julio de 2011 la excavación y sostenimiento del tramo C, con la misma secuencia de trabajos. El hecho de iniciar los trabajos en verano permitió avanzar con mayor rapidez y sin apenas demoras.

Finalmente, en octubre de 2011 concluyeron los trabajos en el tramo A y en diciembre de 2011 en el tramo B. En total se instalaron 11.000 m² de geomalla y malla de alambre de acero de alto límite elástico TECCO® G65/3 y se perforaron 13.500 m de bulón de 32 mm de diámetro y 2.150 m de dren californiano.



Figura 14. Estado del desmonte finalizado semanas después de aplicar la hidrosiembra

REFERENCIAS

- A-975 (2003) Especificaciones normativas para gaviones y colchones hechos con malla hexagonal de triple torsión (alambre de acero o alambre de acero con revestimiento den PVC (poli cloruro de vinilo). American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Ballester Muñoz F., Luis Fonseca, R. y Torres, J., 1997-1998. Certificación ensayos de laboratorio. Universidad de Cantabria. Santander.
- Luis Fonseca, R., Muñoz Pérez, B. y Prieto Fernández, J., 2009. Análisis comparativo de las propiedades mecánicas de las membranas de acero empleadas en la estabilización de taludes. En: E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Editores), VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona
- Cardoso, A. I. S., Quintanilha, J. E., 2004. Numerical modeling of nailed wire and cable metallic meshes for rock slope stabilization. EuroRock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium. CEN Technical Committee 288 – working group 9 2000. Draft European Standard. Execution of special geotechnical work – soil nailing.
- Ballester, F y Castro, D., 2001. Las membranas flexibles como elemento de soporte para la estabilización de taludes y laderas. XVII Congreso Nacional de Ingeniería de Proyectos, Murcia.
- Geotecnia Dywidag, 2010. Pernos para roca. DSI.
- Ministerio de Fomento, 2003. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. 2ª ED. Madrid
- Norma de cables DIN 3055, 3060 y 3064
- Brandlein, P y Storrlein, K.-H., 2004. Laboratory testing of slope stabilization system TECCO® G-65. Test no bpi 0400046/1. LGA Bautechnik GmbH. Nuremberg. Alemania
- Ucar Navarro, R, 2004. Manual de anclajes en Ingeniería Civil. Madrid.
- Luis Fonseca, R, 2010. Aplicación de membranas flexibles para la prevención de riesgos naturales.

CORRECCIÓN DE UN TALUD INESTABLE EN EL PUERTO DE JÁVEA (ALICANTE)

Francisco-Ángel IZQUIERDO SILVESTRE¹, Vicente IBARRA DAMIÁ² y Manuel CÁNOVAS CARREÑO³

¹ Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

² Demarcación de Costas en Valencia
Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente

³ Intercontrol Levante S.A. Proyecto y Dirección de Obra

RESUMEN

En los taludes del puerto de Jávea se ha actuado en varias ocasiones con diferentes soluciones de corrección. El último deslizamiento se produjo en enero de 2010, tras un periodo de lluvias y obligó a cortar el tráfico en un vial del puerto, dejó fuera de servicio la calle de acceso a una zona residencial y dañó varias propiedades. Los condicionantes existentes aconsejaron actuar con carácter de emergencia con dos muros escalonados y anclados, conformados con placas prefabricadas de hormigón armado. En la comunicación se describe la solución adoptada y se presentan los resultados de los análisis de estabilidad. Finalmente, se señalan detalles de la construcción y los resultados de la auscultación llevada a cabo.

1. INTRODUCCIÓN

El puerto de Jávea se ubica al pie de los acantilados del Cabo de San Antonio, próximo al Parque Natural de El Montgó, en un área geológicamente compleja y propensa a inestabilidades de laderas.



Figura 1.- Vistas del deslizamiento: (a) Desde el puerto. (b) Desde la calle Caleta.

En los taludes del puerto, y en varias ocasiones, se ha debido actuar con diferentes soluciones de corrección (muros de gaviones, muros anclados, redes metálicas...).

La presente comunicación hace referencia al último deslizamiento acaecido el 10 de enero de 2010, tras unas intensas lluvias. En su pie, y en unos 60-65 metros, invadió un vial del puerto quedando cortado al tráfico (Figura 1-a). En coronación, dejó fuera de servicio la calle de acceso a una zona residencial y dañó a varias propiedades privadas (Figura 1-b).

En Agosto de 2010, y después de otras lluvias, se produjo un deslizamiento colateral que incrementó la extensión de la masa inestable y aconsejó actuar con carácter de emergencia, iniciándose las obras en octubre de 2010 y finalizándose las mismas en junio de 2011.

Las condiciones geológicas y geotécnicas en la zona inestable son complejas, y para su caracterización, se ejecutó una campaña de investigación geotécnica que aportó una valiosísima información, pero que, inevitablemente, dejó lagunas de información que debieron resolverse acudiendo a la bibliografía, a la experiencia y al “Back-Analysis”.

La sospecha de una inadecuada capacidad portante de los rellenos portuarios en el vial para servir de apoyo de cimentación, la proximidad del mar, la falta de espacio en planta y la afección de la solución a los servicios, señalaron como única solución viable actuar con muros prefabricados y con anclajes permanentes retesables.

En las obras, y como medida de seguridad, se llevó a cabo una auscultación inclinométrica y se controlaron con extensómetros los movimientos en algunas grietas y fisuras.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El puerto de Jávea se sitúa al pie de los relieves carbonatados cretácicos del cabo de San Antonio que abarcan desde el Cretácico Inferior al Cretácico Superior.

En el entorno de la inestabilidad, afloran materiales cuaternarios constituidos por depósitos de ladera, dispuestos en contacto erosivo sobre materiales carbonatados cretácicos albienses.

Para la caracterización geotécnica, se acometió una campaña de investigación que contempló la perforación de seis sondeos a rotación con extracción continua de testigo, uno de ellos horizontal y otro inclinado 45° respecto a la horizontal, alcanzándose profundidades comprendidas entre 13'80 y 20'00 m. Dos de estos sondeos fueron preparados para su utilización posterior en la auscultación inclinométrica.

En la perforación de los sondeos, se ejecutaron ensayos de penetración dinámica estándar. En laboratorio, los plazos existentes solamente permitieron ejecutar ensayos de identificación.

Los depósitos de ladera están conformados en su base por una litología de gravas y de cantos calizos heterométricos, envueltos en una matriz limo-arcillosa, en ocasiones algo cementadas a encostradas (**QG**), que se clasificaron como GM y GC. Hacia cotas altas, la litología cambia bruscamente, transformándose en limos areno-arcillosos con gravas dispersas sin cementar o con una cementación muy débil (**QL**). Fueron clasificados como CL.

Ambas litologías proporcionaron golpes SPT entre 6 y rechazo. Los contenidos en finos son inferiores al 20% en la litología **QG** y superiores al 85% en la **QL**. En ambas, la plasticidad es baja, con límites líquidos inferiores al 33% e índices plásticos entre 2 y 13.

Los materiales albienses se presentan como una alternancia de calizas micríticas de color crema, margo-calizas y margas grises-verdosas, dispuestas en paquetes decimétricos a métricos, con orientación representativa 090°/25°-30° y afectada por dos familias de juntas subverticales.

3. PATOLOGÍAS Y DESCRIPCIÓN DEL DESLIZAMIENTO

Antes de la rotura, el talud solamente mostraba ligeras reptaciones, zonas con diferentes humedades y procesos de meteorización diferencial desarrollados aprovechando el variable grado de cementación de las gravas.

Los primeros reconocimientos de campo señalaban claramente una inestabilidad rotacional de tipo "slump" con un desarrollo claro de una grieta de tracción en coronación.

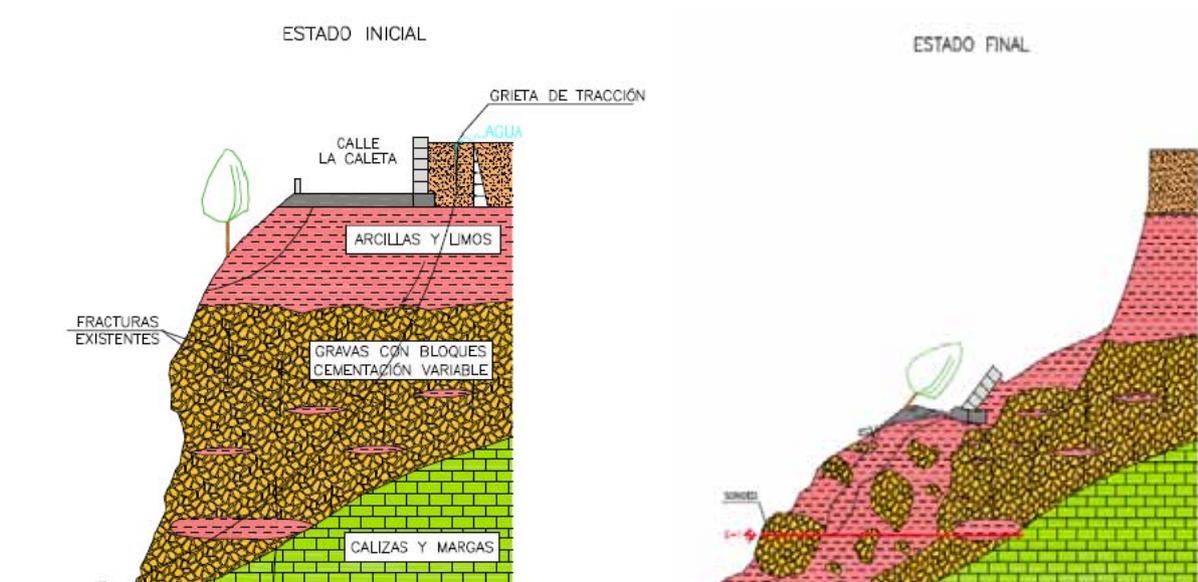


Figura 2.- Esquemas de los estados inicial y final del talud.

Inicialmente se pensó que la rotura afectaba solo al nivel superior de limos y de rellenos saturados, pero los datos obtenidos con la perforación del sondeo horizontal S-1, perforado en el pie del talud, puso de manifiesto que el “slump” afectó también al nivel basal de gravas limo-arcillosas (Figura 2).

El agua fue considerada como la causa desencadenante al producirse la rotura tras unas fuertes lluvias (Figura 3) y al desarrollarse en el tramo final de un pequeño barranco de 500 m de longitud, que conduce las aguas de escorrentía y las descargadas por los materiales permeables cretácicos, y cuya salida natural ha sido impedida por los rellenos ejecutados en la urbanización, en donde además, las aguas pluviales son vertidas directamente sobre los taludes a través de unos orificios dispuestos en los muretes de la calle.

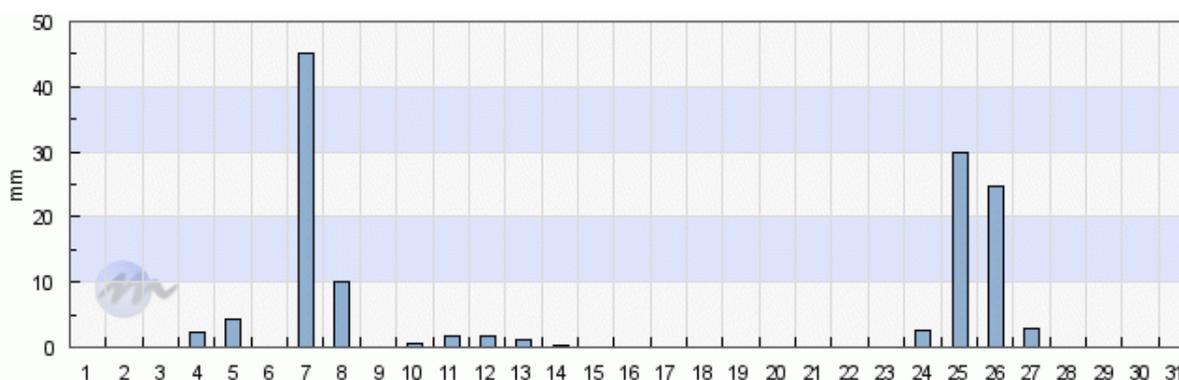


Figura 3.- Puerto de Jávea. Precipitaciones en Enero de 2010.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se utilizó el programa informático “*SLOPE/W*” de Geo-Slope Int. (Alberta, Canadá) para analizar las condiciones de estabilidad del talud (Figura 4). Se trata de una potente herramienta informática que calcula con Métodos de Rebanadas, en particular, con los métodos de Bishop, Janbu y Morgensten-Price.

En principio, disponiéndose de datos topográficos y con la información arrojada por la campaña de investigación geotécnica, no resultó difícil precisar el perfil del talud antes de la inestabilidad, diferenciándose cuatro niveles geotécnicos a los que se les pudo asignar valores representativos algo conservadores de los pesos específicos y de los ángulos de rozamiento. Quedaban como incógnitas los valores a adoptar para las cohesiones. Su determinación fue posible utilizando la técnica del “*Back-Analysis*”, obteniéndose los valores mínimos de la cohesión en los limos arcillosos (8 kPa) y en las gravas con cementación variable (32 kPa) (Figura 4-a).

Tras un estudio profundo de las posibles alternativas de actuación, solamente se consideró viable la actuación con dos muros prefabricados anclados que exigían mínimas cimentaciones.

En el diseño, se consideraron sobrecargas de 10 kPa tanto en la berma como en la calle Caleta, el sismo (aceleración sísmica de cálculo 0,07g) y la posible saturación total del talud, comprobándose diversas situaciones de Proyecto (Figura 4) y aceptándose para los coeficientes de seguridad los valores mínimos recomendados por la “*Guía de cimentaciones de obras de carreteras*”.

Las presiones intersticiales fueron introducidas en el análisis mediante el parámetro r_u , variando en el rango 0-0,45.

En principio, se consideró la altura de 10,20 m como la altura de placa máxima, práctica y económica, y con objeto de no complicar excesivamente su diseño, se adoptaron todos los anclajes con la misma carga. Las condiciones de seguridad impuestas se cumplían disponiendo tres filas en el muro inferior y dos en el muro superior, aplicándose en cada fila 200 kN/m que, con una separación entre anclajes de 2'5, implicaba una carga de 500 kN.

Finalmente, solamente se consideraron como válidos para el empotramiento de los anclajes el nivel de gravas cementadas y el nivel calcáreo cretácico. Dada la heterogeneidad geotécnica existente y los datos recomendados en la bibliografía, se asumieron valores para la tensión de transferencia de 0'25 MPa para los anclajes en el nivel de gravas y de 0'50 MPa en las calizas y margas, resultando longitudes de anclaje entre 7'40 y 9'80 m en el muro inferior y de 14'70 m en el muro superior. Las longitudes libres han estado comprendidas entre 6'90 y 9'80 m en el muro inferior, y entre 8'10 y 10'15 m en el superior.

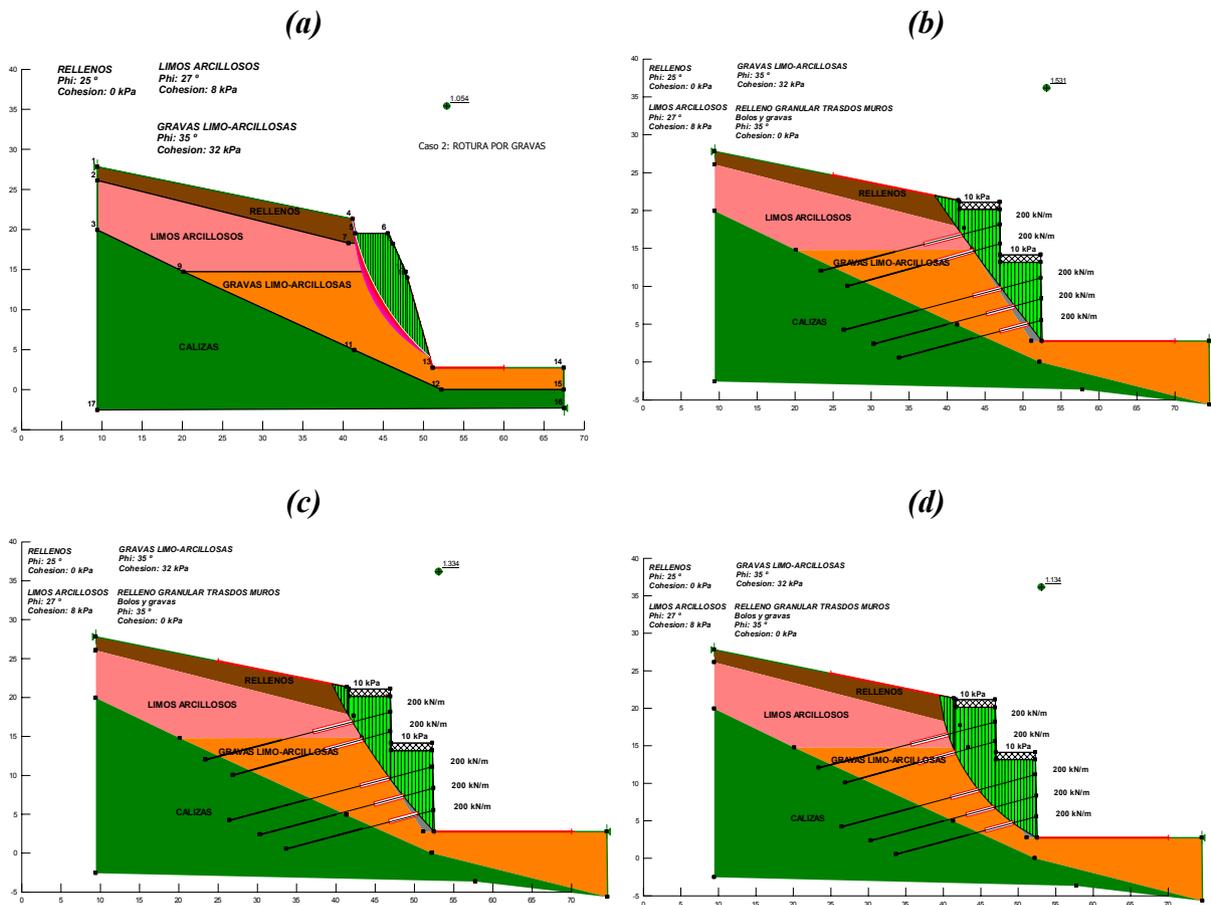


Figura 4.- Análisis de estabilidad. Resultados en las hipótesis significativas: **(a)** Back-Analysis. **(b)** Situación con cargas en los viales. **(c)** Situación anterior con sismo. **(d)** Situación con saturación total.

4. SOLUCIÓN DE ACTUACIÓN

Contempla dos muros dos muros prefabricados (Figura 5), escalonados, anclados y constituidos por placas prefabricadas de hormigón armado apoyadas sobre zapatas corridas con forma de cáliz, hormigonadas in situ y armadas con fibra de vidrio y resina.

El muro inferior se conforma con 30 placas de 10,20 m de altura, crea una berma intermedia de anchura variable entre 2,25 y 5,45 m y dispone de tres niveles de anclaje. Para el muro superior, con dos niveles de anclajes, se definieron cinco alturas de placa variando entre 5,60 y 7,40 m, y en la zona de máxima altura del talud (unos 20 m), y para no aumentar la altura de placa, el nivel de calle se alcanzó con un remate en talud revestido con escollera.

Se exigió en los muros un relleno granular de tamaño comprendido entre 5 y 20 cm y con contenidos en finos inferiores al 5%.

Se dispuso un geotextil de separación entre los rellenos y el terreno natural (Figura 6-a) y se cuidaron al máximo las medidas de drenaje en los muros, disponiéndose tubería-dren de PVC de 315 mm de diámetro.

Para asegurar la estabilidad de las placas una vez colocadas, se apeaban con puntales convenientemente cimentados (Figura 6-b) e inmediatamente se iniciaban los cierres laterales con escollera careada, recibida y macizada con hormigón, ejecutados al ritmo del relleno del trasdós.

La actuación ha contemplado la ejecución de 150 anclajes, con una longitud total de anclajes de 3000 m.

Los anclajes son permanentes y retesables, exigiendo su carga nominal de Proyecto de 500 kN una sección de acero formada por 4 torones de diámetro nominal 0,6". Perforados con un diámetro de 150 mm, están inclinados 15° respecto a la horizontal y se ejecutaban cuando el relleno en el trasdós de muro ya había superado la línea de anclaje.

En un principio, se consideró una única fase de tesado, pero cuando se comenzaron a tesar los primeros anclajes en la segunda línea de anclajes del muro inferior, se detectó la aparición de algún daño en las uniones machihembradas y de una microfisuración en las placas, cuyo diseño se había realizado con el clásico apoyo en el semiespacio de Winkler. Como consecuencia, se consideró oportuno tesar en dos fases. En una primera fase se alcanzaría una carga de 250-300 kN, y una vez finalizado todos los rellenos, se llevarían los anclajes a la carga nominal de Proyecto, debiéndose asegurar el incremento de carga efectivo disponiendo dispositivos de célula de carga.

La primera fase de tesado se hizo con gato multifilar y no apareció incidencia alguna.

Finalizados los rellenos, se acometió la segunda fase de tesado de los anclajes, comprobándose que muchas cuñas no se "desclavaban" de su alojamiento con la carga aplicada, apuntando repartos desiguales entre los torones al retesar con gato multifilar. Ello exigió proceder a un retesado con gato monofilar (Figura 6-f).

Durante el proceso de retesado de los primeros anclajes (Figura 6-g), en algunos de ellos se produjeron caídas bruscas de carga por deslizamiento del torón al realojar las cuñas, señalando una pérdida de efectividad del estriado en algunas cuñas tras su primer "clavado". Además, se observó un importante grado de oxidación en algunas cuñas, propiciado por la agresividad del ambiente. Ante esta situación, se consideró oportuno sustituir todas las cuñas.

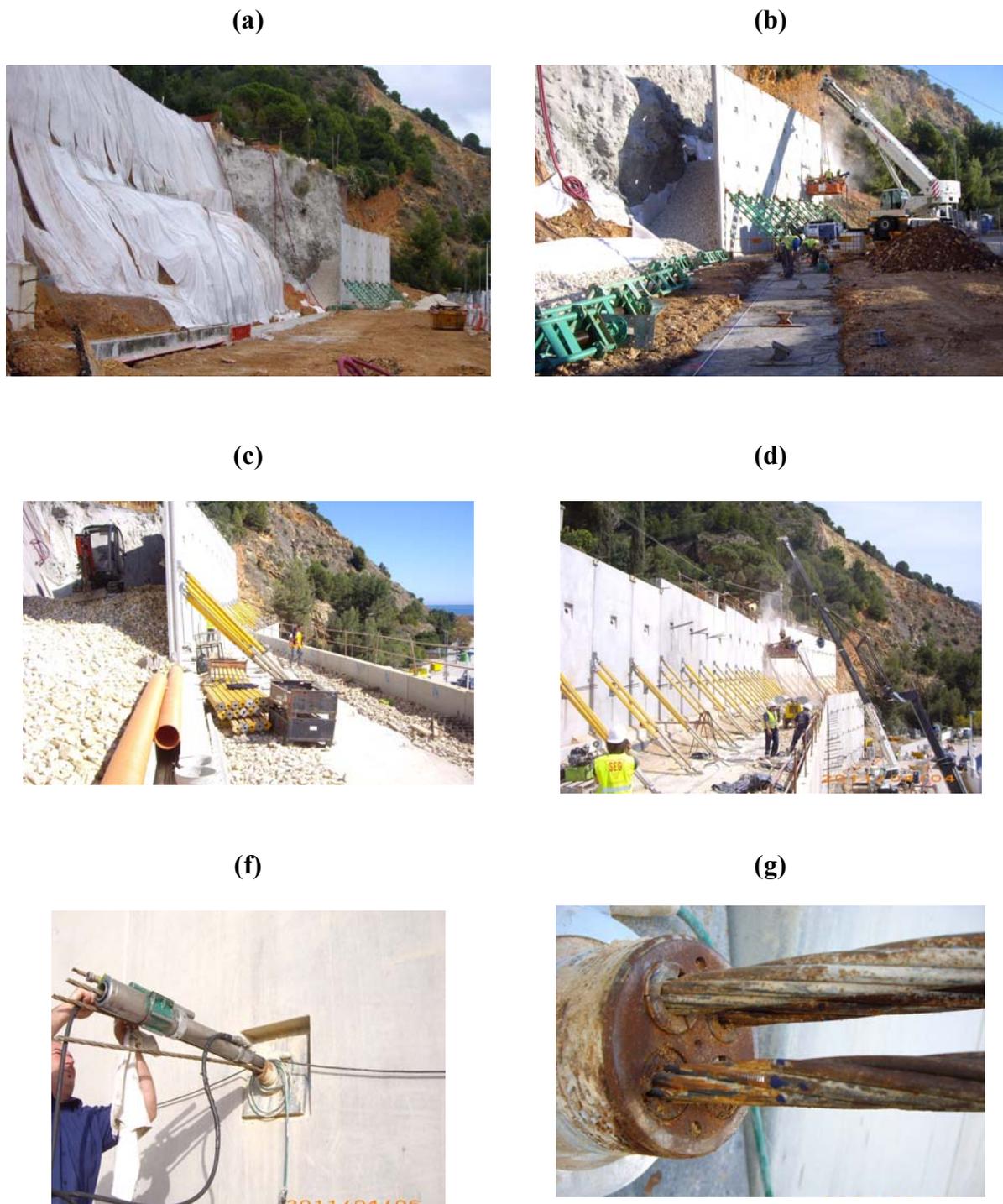


Figura 6.- Vistas de algunas fases y detalles: (a) Colocación de primeras placas y rellenos iniciales. (b) Muro inferior. Primeros anclajes. (c) Muro superior. Inicio de rellenos. (d) Muro superior. Perforación de anclajes. (e) Retesado con gato monofilar. (g) Detalle de uno de los primeros anclajes retesados.

Tras el tesado, y antes de proceder al corte de los cables para la instalación de las caperuzas de protección, se estableció un periodo de observación a fin de detectar el desarrollo de nuevos deslizamientos, disponiéndose marcas en los cables al efecto.

Finalmente, se seleccionó una longitud de caperuza que permitiese posteriores retesados cable a cable empleando un gato monofilar (posibilitando un procedimiento de retesado adicional al propio del anclaje, asociado a su placa de reparto roscada).

6. AUSCULTACIÓN

Se llevó a cabo una campaña de auscultación con objeto de lograr la máxima seguridad durante la ejecución de los trabajos, controlar las posibles afecciones a las propiedades próximas y constatar la eficacia de la actuación.

Durante todo el tiempo que duraron las obras, se hizo un seguimiento con extensometría de las deformaciones y control con testigos de yeso en fisuras existentes en la calle Caleta y en las viviendas próximas; y se midieron los movimientos en el terreno con un inclinómetro instalado en la coronación del deslizamiento, aprovechando uno de los sondeos perforados en la campaña de investigación.

Esta auscultación mostró una deformación lenta en el talud que se aceleraba durante los periodos de lluvia y que se detuvo tras el tesado de los anclajes. En el inclinómetro, se acumuló una deformación de unos 10 mm.

Con el fin de corroborar la eficacia de la actuación, una vez finalizadas las obras, se comenzó a tomar medidas inclinométricas en un sondeo algo alejado de la zona de actuación.

En ambos inclinómetros se tomaron medidas hasta Julio de 2012, no observándose ya movimientos significativos en ninguno de ellos.

7. CONSIDERACIONES FINALES

Los muros han conformado una berma intermedia de anchura variable entre 2,25 y 5,45 m que debería ser aprovechada, como paseo superior del puerto, con excelentes vistas sobre la bahía, y para macetero y jardinería, que mejoren la imagen paisajística del muro (Figura 7).

Los taludes contiguos a la zona de actuación ofrecen también pobres condiciones de estabilidad y no se trataron por limitaciones presupuestarias. Con la experiencia obtenida, cabría estudiar propuestas de prevención, que probablemente serían diferentes, mejores y más baratas.



Figura 7.- Vista final de la actuación.

8. AGRADECIMIENTOS

Los Autores desean expresar su agradecimiento a la Subdirecció General de Ports, Aeroports y Costes de la Generalitat Valenciana por las facilidades prestadas para esta comunicación. Y también a los Técnicos de Intercontrol Levante, S.A., D. José Vicente Candel, D. Jesús Martínez y D. Jairo Robledo por los detalles e información gráfica que han proporcionado.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Técnica Española del Pretensado. Instituto Eduardo Torroja. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1996. *HP 8-96 Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno.*
- Cánovas, M. 2012. *Informe sobre auscultación y seguimiento de talud en el puerto de Xàbia.* No editado.
- Comité Europeo de Normalización, 1999. *EN 1537 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes.*
- Direcció General de Ports, Aeroports i Costes (2010) *Projecto de Construcción de Defensa de Taludes II en el puerto de Jávea (Alicante).* No editado.
- Dirección General de Carreteras, 2001. *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.* Madrid. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones.
- Dirección General de Carreteras, 2003. *Guía de cimentaciones en obras de carretera.* Madrid. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones.
- Instituto Geológico y Minero de España. *Mapa Geológico de España. Escala 1:50.000.* Hoja 823 "Jávea".

EL CAMINO DE BALAAM SOLUCIONES GEOTÉCNICAS INTEGRADAS EN LAS CARRETERAS DE MALLORCA

Francesc GRIMALT VIGO

Dirección Insular de Carreteras
Departamento de Urbanismo y Territorio
Consell de Mallorca

RESUMEN

Se presenta una experiencia de diseño de carreteras desarrollada en el Consell de Mallorca. A partir de un detallado análisis de la hidrología y la geología de la traza de las carreteras, en la parte llana de la isla, se mejoran las prestaciones obtenidas en cuanto a movilidad, seguridad e integración.

1. INTRODUCCIÓN

Balaam fue un profeta que una vez emprendió un viaje para maldecir a Israel. Un ángel fue enviado a obstaculizar su camino, y provocó una serie de salidas de la calzada a burra que lo llevaba. Esta historia simboliza un enfoque que durante la última década se ha aplicado en Mallorca en el diseño y la construcción de carreteras. Este estilo, tras un aparente pintoresquismo localista plasmado en el uso recurrente de los muros de piedra típicos de la isla, implementa las actuales tendencias europeas en tres campos clave: Calidad en la movilidad, aumento de la seguridad e integración en el paisaje.

Es esencial para su aplicación un estudio exhaustivo de los aspectos geotécnicos del terreno, a nivel general en principio en la fase de proyecto, después descendiendo en la fase de obra a nivel particular a un replanteo prácticamente palmo a palmo. El elemento primordial a resolver, donde se marca la diferencia respecto a otros enfoques más convencionales, es el drenaje de la traza y todo su entorno, ya que la hidrología es la verdadera alma de la geotecnia.



FIGURA 1. BALAAM Y EL ÁNGEL. Imagen de la Crónica de Nuremberg (1493) de wikipedia. El pintor ha resuelto de manera brillante el problema de señalar el lugar donde se produce el encuentro culminante, en un angosto desfiladero.

2. LA SECCIÓN TIPO



FIGURA 2. SECCIÓN TIPO DE LA CARRETERA DE CAMPOS A SA RÀPITA. El espacio entre paredes de cerramiento se ha optimizado, suprimiéndose cunetas y taludes, para disponer de bermas de seguridad y un paseo lateral.

El primer concepto es la optimización de la sección tipo de la carretera. Esta no se concibe como un agregado de elementos funcionales, es decir una calzada flanqueada sucesivamente por defensas, señalización, cunetas, taludes y cerramiento. Por contra se plantea como una plataforma nivelada destinada a proporcionar prestaciones al usuario, concretamente un corredor que compatibiliza el tráfico motorizado, el no motorizado y las canalizaciones de servicios. Además esta plataforma actúa como zona de recuperación y seguridad para mejorar el confort y la seguridad de los usuarios de la vía.

La plataforma incluye la calzada convencional con unos arcenes que en las rutas de más tráfico pueden acoger a los ciclistas. A continuación se disponen las bermas, las cuales actúan principalmente como espacios de seguridad y recuperación. Finalmente en un lateral se añade un único paseo lateral que sirve además como corredor de servicios. Cabe destacar finalmente que la plataforma además se usa para la función crucial de resolver el drenaje.

3. EL ENCAJE EN EL TERRENO

La plataforma nivelada conforma el dominio público de la carretera, y debe integrarse con el terreno adyacente siguiendo la filosofía de las zonas de seguridad, es decir la supresión o protección de obstáculos laterales. Entre estos los más destacados son los taludes, y existen tres tipos de soluciones sinérgicas para suprimirlos o minimizarlos.



FIGURA 3. RASANTEO DE LA CARRETERA DE MONTUÏRI A SANT JOAN. La elevación de la traza se limitó a una altura de un metro como máximo sobre el nivel de los campos adyacentes, y este desnivel se colmató con tierra vegetal.

La primera y más simple solución es el reestudio de las trazas planteadas a fin de encajarlas mejor en el terreno. La traza es el elemento esencial de la carretera y no deben escatimarse esfuerzos en el estudio de sus condicionantes, en su definición en proyecto y sobre todo en su replanteo en obra. La mejora significativa en otros aspectos del proyecto, tales como afecciones a propiedades o reducciones de grandes taludes, ha de ser suficiente justificación para relajar parámetros concretos del diseño de la traza, sobre todo los de segundo orden.

Una segunda solución es la remodelación de las franjas de servidumbre adyacentes al dominio público, de las parcelas en su contacto con la plataforma. Esta actuación puede integrarse con el resto del movimiento de tierras, y usarse estos espacios laterales como zonas de préstamo y vertedero. Es muy ventajoso para una obra de carreteras disponer de unas zonas ya previstas en el proyecto para obtener materiales adecuados para los terraplenes, y para depositar los productos inadecuados de los desmontes, como por ejemplo la tierra vegetal.

Las dos medidas anteriores combinadas permiten obtener campos enrasados con las plataformas suprimiendo los taludes y su mantenimiento, y vale la pena destacar la obviedad de que el talud más estable es el que no existe. Además así las salidas de vía son intrascendentes. Este es el concepto que refleja el primer incidente de Balaam en su camino, cuando la burra al ver el ángel en medio del camino salió por el campo a través, sorprendiendo e irritando a su jinete, pero sin más consecuencias que los golpes que este le propinó.



FIGURA 4. EL DESMONTE DE LA RONDA DE MONTUÏRI. Aquí la traza linda con las escuelas y el inicio de la población, por lo que la integración era fundamental. Se optó por solucionar el importante desmonte con una serie de bancales apoyados en las vetas rocosas, recreando los tradicionales, y se usó una pared con una coronación blanca como límite y defensa de la

La tercera y más sofisticada solución, peculiar de las Baleares y de todo el Mediterráneo, es el uso de muros de piedra como elementos de contención de tierras y cerramientos de fincas. Estos elementos son omnipresentes en las islas y están considerados una seña de identidad. Se valora enormemente su presencia como cerramientos en las carreteras, donde además están protegidos por la normativa autonómica de carreteras y de patrimonio.

Dada la inevitable presencia de los muros en los márgenes de la vía, lo que se propugna es no relegarlos a una mera función decorativa, sino por el contrario su uso activo como elementos funcionales de la carretera. Así los cerramientos cumplen una importante función como defensas de los elementos puntuales como señales o farolas, o de lineales como los taludes. Este es el concepto presente en el segundo encuentro de Balam con el ángel, en un tramo flanqueado por paredes, donde para volver a esquivar al ángel la burra se arrimó a la pared y magulló un pie de Balaam, sin otra consecuencia aparte de la segunda paliza que recibió.

Una segunda función de los muros es la de servir como elementos de contención del terreno, resolver los desniveles en puntos donde un talud presentaría problemas de estabilidad o de mantenimiento. Existe un amplio espectro de posibilidades que aconsejan el uso de muros en la isla: La presencia de materiales arcillosos inestables, las dificultades de mantenimiento de los taludes, la integración paisajística, pero sobre todo el factor decisivo es el status quo, la presencia anterior de cerramientos de piedra que articulan la relación entre la carretera y las fincas tanto a nivel físico sobre el terreno como psicológico para los propietarios.



FIGURA 5. MURO DE CONTENCIÓN EN LA CARRETERA DE MONTUÏRI A SANT JOAN.

El muro elimina de raíz los problemas de inestabilidad del talud, suprime también su mantenimiento e integra la vía en el entorno. Pero no se habría construido si no hubiera habido un muro preexistente y un propietario celoso de su status quo.

4. EL PROBLEMA DEL DRENAJE

Todas las soluciones expuestas hasta ahora se basan en la resolución del problema principal a nivel geotécnico, el del drenaje. La construcción de plataformas niveladas sin cunetas es una premisa de partida que debe convertirse en una oportunidad: Efectivamente obliga al proyectista a prescindir de la solución convencional de las cunetas y a abordar el problema partiendo de un estudio profundo de las características hidráulicas del terreno.

Desde un punto de vista geotécnico y expositivo se considerarán dos tipos extremos de terreno de la isla. Se diferencian en diversos parámetros, pero el más definitorio son sus coeficientes de escorrentía, o bien cero o bien uno. En ambos casos se examinarán las peculiaridades geotécnicas, especialmente las concernientes al drenaje.

Cabe aquí hacer mención al desenlace de la historia de Balaam. El ángel acorraló a la burra en un angosto lugar, y esta se paró. Fue tal la lluvia de golpes que recibió del furioso Balaam que decidió hablarle, un hecho singular para un animal bíblico. El angosto lugar era en realidad una torrentera donde una súbita avenida, que alguien identificó después con un ángel, arrolló al profeta y a su montura. La historia mantiene hoy en día su vigencia, con el sutil cambio de que el peligro para el viajero antes era la avenida de agua y ahora son los pasos salvacunetas.

5. LAS MESETAS LITORALES

Mallorca domina el mar por todos sus lados, no hay uno solo por donde se pueda entrar o salir, y esto debe hacerse necesariamente por los puertos. Efectivamente Alá el poderoso la creó elevada respecto de su entorno y los puertos fueron creados para poder acceder.
Al Zuhri. Tratado de Geografía, siglo XII.

El perímetro costero de la isla, exceptuando la Serra de Tramuntana, está formado por una serie de pequeñas llanuras que confrontan con el mar, conocidas como "Marinas", asentadas sobre formaciones rocosas del Terciario muy fracturadas, producto de la sedimentación de aguas someras en ambientes tropicales, generalmente manglares. En la costa estas llanuras terminan abruptamente formando los acantilados que muestran toda su potencia sedimentaria.

Este nivel de fracturación provoca que las llanuras sean muy permeables, y la infiltración es de hecho su modo natural de drenaje, con dos peculiaridades. La primera es que la superficie del terreno está formada por una capa muy somera de tierra intensamente roja, producto de la descomposición de la roca y conocida como "call vermell", capa que actúa como pantalla impermeabilizante. Se ha propuesto en ocasiones que esta tierra es en su totalidad procedente de las lluvias de tierra norteafricanas. Este efecto queda reforzado por la presencia habitual de

una capa calcificada dentro del estrato de tierra, en ocasiones de notable grueso, que confunde en ocasiones a los constructores de chalets al tener la apariencia de la roca madre.



FIGURA 6. ACANTILADOS DEL MIGJORN DE LA ISLA. Imagen de virtual-geology.info. Esta plataforma de roca porosa se extiende hacia el interior varios kilómetros.

Solamente en caso de grandes precipitaciones se ponen de relieve los sistemas superficiales de drenaje, las torrenteras, muchas de las cuales son imperceptibles en el relieve y solo se pueden identificar preguntando reiteradamente a los lugareños.

La solución óptima en este tipo de terreno es eliminar la escorrentía, infiltrando el agua hacia el subsuelo lo antes posible, en las mismas bermas. Esto es posible mediante la construcción de zanjas drenantes en la plataforma, a lo largo de la traza. Aquí el material granular dispuesto en bermas y zanjas actúa de filtro para las impurezas arrastradas por el agua.

El parámetro crítico del diseño hidráulico del conjunto es la capacidad de infiltración, y así la práctica ha mostrado que un episodio de lluvias de 200 litros en 24 horas es el elemento pertinente de comprobación. Efectivamente de comprobación y no de cálculo. Es pertinente que el proyecto prevea un predimensionamiento del drenaje, pero la observación de los episodios que se producen durante el transcurso de la obra es fundamental para ajustar el replanteo de las zanjas de infiltración.

El caso de la variante de Portocristo es muy ilustrativo de las bondades de la infiltración. El terreno de la zona es eminentemente cárstico, y de hecho las dos cuevas turísticas de la localidad se sitúan cada una en un extremo de la variante. La traza discurre por una zona de garriga o maquis, donde el grueso de tierra vegetal es insignificante, habiendo sido imposible separarla de la roca madre. Aquí se ha considerado innecesario incluso practicar las zanjas drenantes, y las aguas se filtran directamente desde la capa granular de la berma. En caso de grandes episodios se produce una cierta escorrentía, la cual se conduce para su infiltración a los pasos de fauna inferiores dispuestos a intervalos regulares.

En cambio la carretera de Campos a sa Rápita está situada en una zona agrícola con más potencia de tierra vegetal. Aquí se han practicado zanjas drenantes las cuales terminan en balsas de infiltración. Alguna de estas también se ha usado como acceso a un paso de ganado bajo la carretera, mostrándose así que las buenas soluciones tienden a reproducirse.



FIGURA 7. Balsa de infiltración en Campos. Está situada negociadamente en la linde de dos grandes fincas, y consiste en una mera excavación, en la que se puede apreciar el cambio de tierra vegetal a roca porosa. Recibe las aguas filtradas de la berma.

Otro aspecto a destacar de las Marinas es que el sustrato rocoso proporciona abundante material para la construcción de los muros de cerramiento de las parcelas, que forman una malla tupida caracterizando el paisaje. En esta parte de la isla los cerramientos de piedra en las carreteras son continuos, por lo que aquí la solución natural para los márgenes de la plataforma sean muros de contención y cerramiento construidos de piedra en seco.

Las paredes de cerramiento son un sistema ideal para actuar como sistemas de contención de vehículos. Pero aquí será más relevante exponer el funcionamiento de los muros de contención de piedra en seco, un tema muy poco conocido.

La teoría clásica referida a muros de contención que resisten por peso presupone muros macizos y solidarios que colapsan por giro, al volcar como un sólido rígido debido al empuje de las tierras. Pero esto no sirve para calcular la resistencia de los muros de contención de piedra seca, ya que estos aguantan de una forma bastante diferente. Al no tener cohesión no pueden girar entorno de su pie, ya que cuando se empiezan a mover se deshacen. En el siglo XIX Navier determinó que los muros de piedra en seco resisten la fuerza del terreno sólo con el peso de la parte del muro situada por encima del punto de aplicación del empuje, lo que hace que hayan de ser más gruesos para soportar el mismo esfuerzo.

Se puede plantear un ejemplo práctico. Un muro cohesivo de trasdós vertical y frontal 1/5 para sostener un terreno convencional debe tener una base con una anchura correspondiente al 40% de su altura. En cambio uno de piedra en seco requiere en la base el 54% de su altura para soportar el mismo empuje que el muro cohesivo. El paso del uno al otro supone exactamente la mitad más de volumen.

Hay dos características que diferencian fundamentalmente ambos tipos de muro, ambas reconocidas por los constructores de murallas renacentistas: El de piedra en seco no presenta ningún problema de drenaje debido a su propia naturaleza. En cambio debido a su carácter artesanal plantea la cuestión del control de calidad, por lo que su uso no se promueve para grandes alturas, donde se prefiere el muro cohesivo con frontal imitando el de piedra en seco.

6. LAS COLINAS INTERIORES

Al este de la isla de Ibiza se sitúa la de Mallorca, cuya longitud es de 27 parasangas y su amplitud es de 25 parasangas. En su centro se encuentra una montaña de la cual desciende un río que divide la isla y riega el conjunto de las tierras. El excedente de sus aguas atraviesa la medina de Mallorca. Al Zuhri. Tratado de Geografía, siglo XII.

El interior de la isla, la zona situada entre las dos sierras que ciñen la isla y acaparan el paisaje, por contraste es llamado el "Pla", aunque en realidad es una variada sucesión de pequeños llanos y colinas. Este terreno está formado por pliegues de materiales de Secundario, generalmente colinas de estratos arcillosos impermeables coronados por materiales rocosos. Esta franja de arcillas es célebre por los accidentes que ha causado en la línea de ferrocarril de Manacor. Esta fue reabierto hace unos años tras un cuarto de siglo cerrada al tráfico. En las trincheras se han producido dos desprendimientos que han causado sendos descarrilamientos del tren, escándalos políticos, años de interrupción del servicio y obras onerosas.



FIGURA 8. DESCARRILAMIENTO. Imagen extraída de ultimahora/20-05-2010. Este sucedió junto a Sineu, y se puede relacionar de forma general con la rigidez de las trazas ferroviarias, que obligan a crear importantes taludes.



FIGURAS 9 y 10. EL DRENAJE SUPERFICIAL DE LOS TERRENOS IMPERMEABLES. Como concepto se intercepta mediante viales de servicio la escorrentía de las laderas situadas por encima de la carretera, y el caudal es conducido hasta cauces situados aguas abajo de la vía.

Arriba se observa como en Montuiri se aprovechó un tramo de la carretera vieja como berma de coronación del desmorte, para recoger la aguas y las eventuales piedras de la ladera, usándola además para pasar el paseo o carril bici.

Abajo se contempla como en la variante de Son Servera toda la escorrentía procedente del monte a la derecha se conduce por el camino de servicio, el cual está situado encima del muro de contención que flanquea toda la traza.



En las colinas arcillosas se puede considerar que toda el agua de lluvia se convierte en escorrentía que se va por las redes de torrentes hasta el mar. El agua se vehicula mediante las bermas y los paseos, auténticas cunetas planas que en este caso no infiltran, y se deben insertar cuidadosamente en la red de drenaje local. Aquí la zanja drenante se convierte en un dren sellado que sólo protege el subsuelo de la carretera, y se debe evitar que recoja la escorrentía.

Cabe decir que el método hidrometeorológico de cálculo de avenidas no es práctico para prever los episodios que se producen en el Mediterráneo. La gran intensidad de los episodios no solo tiene influencia en el cálculo del agua precipitada, sino también en el coeficiente de escorrentía, el cual aumenta dramáticamente de forma localizada y puntual hasta valores similares al 100%, es decir a la unidad. En este caso el parámetro relevante de diseño es un episodio fuerte de lluvia, con una intensidad de 50 litros en 1 hora, muy habitual en la isla y reconocible por el conductor porque le obliga a parar el vehículo.

En este terreno aparecen por fin los taludes inestables. Cuando no es suficiente la galería de soluciones para evitar su mera presencia, se les deben imponer condiciones para que al menos sean estables y creen sinergias con los otros elementos de la carretera.

En primer lugar se opta por deprimir al máximo la traza, a fin de suprimir los terraplenes y quedarse sólo con desmontes, una elección donde se combinan el disminuir el impacto de la carretera y el tener visible el talud desde esta. Después se crean generosos espacios tanto en cabeza como en pie de talud, accesibles tanto para ingenieros como para el resto de la humanidad, que permitan la futura gestión del talud.

La variante de Son Servera está situada sobre una ladera arcillosa frente a la población. Aquí se optó por deprimir selectivamente la traza para sanear las arcillas expansivas que aparecían, a la vez que se disminuía su impacto. Todos los taludes se suprimieron substituyéndose por muros cohesivos en masa. Finalmente para poder controlar la importante escorrentía de la ladera situada por encima de la traza se optó por crear un vial de servicio que actúa como torrentera captando toda la escorrentía antes de que llegue a la variante.

La carretera de Montuiri a Sant Joan también discurre por una ladera arcillosa. La carretera usa profusamente muros y paredes de piedra para salvar los pequeños desniveles. El carril bici recoge la escorrentía de la ladera y la lleva a las acequias locales. En los principales desmontes el carril bici actúa de berma de cabeza de talud. Bajo los demás desmontes se han dejado generosas bermas para recoger eventuales desprendimientos. Finalmente en la ronda de Montuiri se diseñó el impresionante desmonte que corta la ladera con hasta doce metros de profundidad, como un abancalamiento tradicional para solazar la vista desde el pueblo y eliminar de cuajo lo que amenazaba con ser una ladera inestable socialmente.

SECCIONES TRANSVERSALES DE LA BERMA

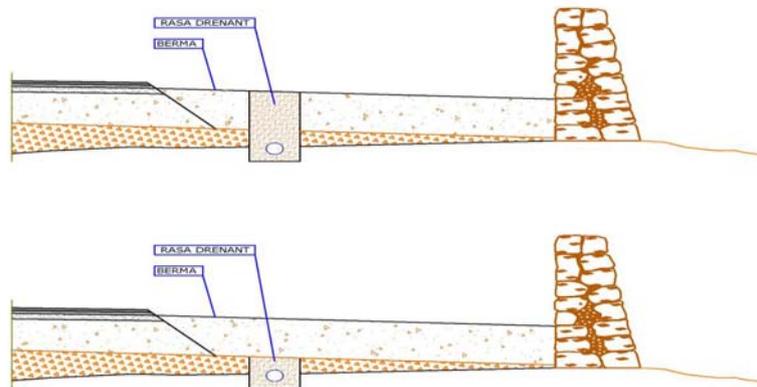


FIGURA 11. SECCIONES TRANSVERSALES DE DRENAJE. La superior muestra el dren que desde la berma infiltra las aguas en terrenos porosos. La inferior muestra como en terrenos impermeables se debe vehicular toda la escorrentía sobre la berma, y el dren simplemente proteger bajo la plataforma.

7. CONCLUSIONES

- El concepto Balaam crea de plataformas de carreteras clementes con el usuario, básicamente implantando de drenajes no peligrosos en caso de salida de la calzada.
- Las soluciones hidráulicas se basan en un conocimiento muy profundo del territorio y de sus características geotécnicas. A efectos expositivos se han modelizado dos tipos contrapuestos de terrenos de la isla: Las llanuras rocosas permeables del litoral y las colinas arcillosas del interior.
- Los taludes se minimizan mediante la flexibilización de la traza, el rasanteo del entorno de esta y el uso de muros de piedra en seco.
- Es absolutamente central el trabajo de campo, antes de la obra para redactar el proyecto, durante esta para replantearlo, posteriormente para recoger la experiencia del funcionamiento y eventualmente corregir las disfuncionalidades.

REFERENCIAS

Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial. MOPU, Madrid, 78 pg.

Del Piélago, Celestino. 1837. *Teoría mecánica de las construcciones*, Madrid. Es básicamente una traducción de la obra de Navier *Lecciones sobre la aplicación de la mecánica al establecimiento de las construcciones*.

Sabah, L., Ammi, A. 1972. Les Baléares vues par un géographe arabe (Al Zuhri. Tratado de Geografía, siglo XII). *Botlletí de la Societat Arqueològica Lul·liana*, XXXIII: 622-625.

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

Rosa M. MATEOS¹, Inmaculada GARCÍA-MORENO², Paola REICHENBACH³ y Gerardo HERRERA⁴

¹Unidad 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

²Unidad 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

³Consiglio Nazionale delle Ricerche, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica. Via della Madonna 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

Durante los años 2008-2010, la isla de Mallorca sufrió uno de los episodios más fríos y lluviosos que se recuerdan. Como resultado se desencadenaron 15 desprendimientos rocosos en la Serra de Tramuntana, que afectaron seriamente a la red viaria. En el presente trabajo se analizan los cuatro desprendimientos rocosos de mayores dimensiones de los acontecidos: Puig Tomir, Gorg Blau, Son Cocó y Biniforani. Los cuatro desprendimientos se han simulado con el programa STONE (Guzzetti et al., 2002), que permite obtener y cuantificar en dos dimensiones las trayectorias de los desprendimientos y su alcance. La modelización ha sido ajustada a la Serra de Tramuntana, estableciendo los coeficientes dinámicos adecuados para simular la pérdida de energía de los bloques, en base a las litologías aflorantes en esta región. Los resultados obtenidos ofrecen una buena resolución de las trayectorias seguidas por los bloques, identificándose con claridad los corredores preferenciales. El alcance obtenido con la modelización, en algunos casos, es algo mayor que el producido en la realidad (en torno a un 18% superior). Ello es debido al efecto de frenado de la vegetación arbórea. El presente trabajo ofrece una herramienta ajustada y de gran validez para poder llevar a cabo trabajos de análisis de peligrosidad y riesgo a los desprendimientos rocosos en esta región.

1. INTRODUCCIÓN

La isla de Mallorca presenta diferentes dominios geomorfológicos, destacando la Sierra de Tramuntana en el sector noroccidental de la isla. La abrupta orografía de esta sierra ligado a su complejidad geológica y a la existencia de un clima mediterráneo, con lluvias torrenciales concentradas en cortos períodos de tiempo, condiciona una intensa dinámica de laderas con la consecuente ocurrencia de movimientos de diversas tipologías (Mateos, 2006; Mateos y Azañón, 2005).

Los desprendimientos rocosos son fenómenos muy frecuentes en la Sierra de Tramuntana, asociados generalmente a los escarpes rocosos de los frentes de cabalgamiento que configuran esta cadena montañosa. El 16 de marzo de 1857, un gran desprendimiento de rocas en la vertiente norte del Puig des Teix arrasó gran parte del olivar de la Possesió des Teix (Llabrés, 1962). En septiembre de 1993 un desprendimiento rocoso sepultó varias casetas para guardar barcas en la Cala de Banyalbufar (Ferrer et. al, 1997), determinando el cierre de esta pequeña playa hasta que se acometieron las obras de estabilización. En tiempos más recientes, en febrero del año 2005, un desprendimiento de rocas sepulta en Son Matge (Valldemossa) uno de los yacimientos arqueológicos más importantes de la Prehistoria mallorquina (Mateos y Azañón, 2005); y en marzo del presente año (2013) un desprendimiento de rocas en el Puig de son Poc (Bunyola), desencadena un reguero de bloques que impactan directamente contra algunas viviendas situadas al pie de la ladera. La frecuencia y magnitud de los desprendimientos es directamente inversa. Así, las estadísticas reflejan que anualmente se registran (solo los que producen algún tipo de daño) una media de 3 desprendimientos de roca anuales con volúmenes inferiores a los 100 m³; mientras que desprendimientos con volúmenes superiores se presentan en una ocasión cada 5 años. Los desprendimientos de rocas en la Tramuntana no solo están ligados a la ocurrencia de intensas lluvias, especialmente durante los meses otoñales, sino también a procesos de gelifracción por efectos de las heladas en los macizos rocosos situados a mayores cotas de la sierra (Mateos *et al.*, 2012).

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., 2012). Como resultado se desencadenaron 34 movimientos de ladera: 15 desprendimientos rocosos, 15 deslizamientos y 4 colapsos kársticos, muchos de los cuales afectaron seriamente a la red viaria de la sierra y generaron cuantiosos daños económicos, estimados en 11 millones de Euros (Mateos et al., 2011).

En el presente trabajo se analizan los cuatro desprendimientos rocosos de mayores dimensiones de los acontecidos (Fig.1): Puig Tomir y Gorg Blau (en la vertiente norte) y Son Cocó y Biniforani (en la vertiente sur). Destaca la avalancha de rocas de Son Cocó (19 de diciembre de 2008), con un volumen de roca de 300,000 m³, y que dejó una lengua de bloques de gran tamaño (hasta 1,500 m³ de volumen) con un alcance de 650 m (Mateos et al., 2010). Los cuatro desprendimientos se han simulado con el programa STONE (Guzzetti et al., 2002), que permite obtener y cuantificar en dos y tres

dimensiones las trayectorias de los desprendimientos y su alcance, además de la velocidad y altura máxima alcanzada por los bloques. Para ello, además del cálculo de una serie de coeficientes relacionados, entre otros, con la fricción dinámica, se ha considerado el modelo digital del terreno antes de la rotura, así como la precisa identificación de las áreas fuente. Los resultados obtenidos ofrecen una buena resolución de las trayectorias seguidas por los bloques, identificándose con claridad los corredores preferenciales. El alcance obtenido con la modelización es algo superior en que el producido en la realidad (en torno a un 18% superior). Las causas de tales resultados se atribuyen al efecto de frenado de la vegetación arbórea. La aplicación del código STONE ha sido ajustada para la Serra de Tramuntana, estableciendo unos coeficientes de fricción acorde con las litologías aflorantes. La validación con estos cuatro desprendimientos rocosos permite su aplicación, con un elevado grado de confianza, en otras zonas de la región.

2. LOS DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS: CARACTERIZACIÓN

La estructura geológica de la sierra, definida por sistemas imbricados de cabalgamientos vergentes hacia el NO, determinó la distribución de los desprendimientos rocosos y la forma de rotura (Fig.2). Así, en la vertiente norte, los desprendimientos fueron más frecuentes (10 de los 15 inventariados) y los planos de rotura coincidieron con los escarpes de los frentes de cabalgamiento, siendo fundamentalmente roturas planares (Tabla 1). Sin embargo, los desprendimientos de la vertiente sur tuvieron mayor alcance y el modelo de rotura predominante fue en cuña, a través de los dos planos de fracturación preferenciales en la región (Tabla 1). Todos los desprendimientos afectaron a macizos rocosos constituidos por calizas y dolomías del Jurásico inferior (Lías), materiales predominantes en la Serra de Tramuntana.

Los cuatro desprendimientos seleccionados tuvieron lugar entre noviembre de 2008 y enero de 2009, el periodo más lluvioso y frío del evento bianual. Las áreas fuentes de los desprendimientos se localizaron en escarpes con pendientes superiores a 55°, y a cotas superiores a los 600 m, donde se constata que los ciclos hielo-deshielo previos a la rotura tuvieron una importancia decisiva en su desencadenamiento (Mateos et al., 2012)

La localización de los cuatro desprendimientos rocosos analizados se representa en la Figura 2, sobre la cartografía geológica simplificada de la Serra de Tramuntana. Los desprendimientos de Son Cocó y Biniforani (Fig. 1 B y D) tuvieron lugar en la vertiente meridional, mientras que los de Gorg Blau y Puig Tomir (Fig.1 A y C) se desencadenaron en la vertiente septentrional. En la tabla 1 se recogen las principales características de los mismos, así como la fecha exacta en la que se produjeron.

Desprendimiento	Fecha ocurrencia	Volumen (m ³)	Altitud máxima del área fuente (m)	Alcance (m)	Tipo de rotura (planos de rotura)	Litología
Puig Tomir	27/11/2008	16.000	620	350	Planar N30°E	Calizas del Lías
Son Cocó	19/12/2008	300.000	700	650	Cuña N30°E y N90°E	Calizas del Lías
Gorg Blau	31/12/2008	30.000	600	450	Planar N120°E	Calizas del Lías
Biniforani	5/01/2009	28.000	650	350	Cuña N30°E y N110°E	Calizas del Lías

Tabla 1. Características principales de los cuatro desprendimientos rocosos analizados

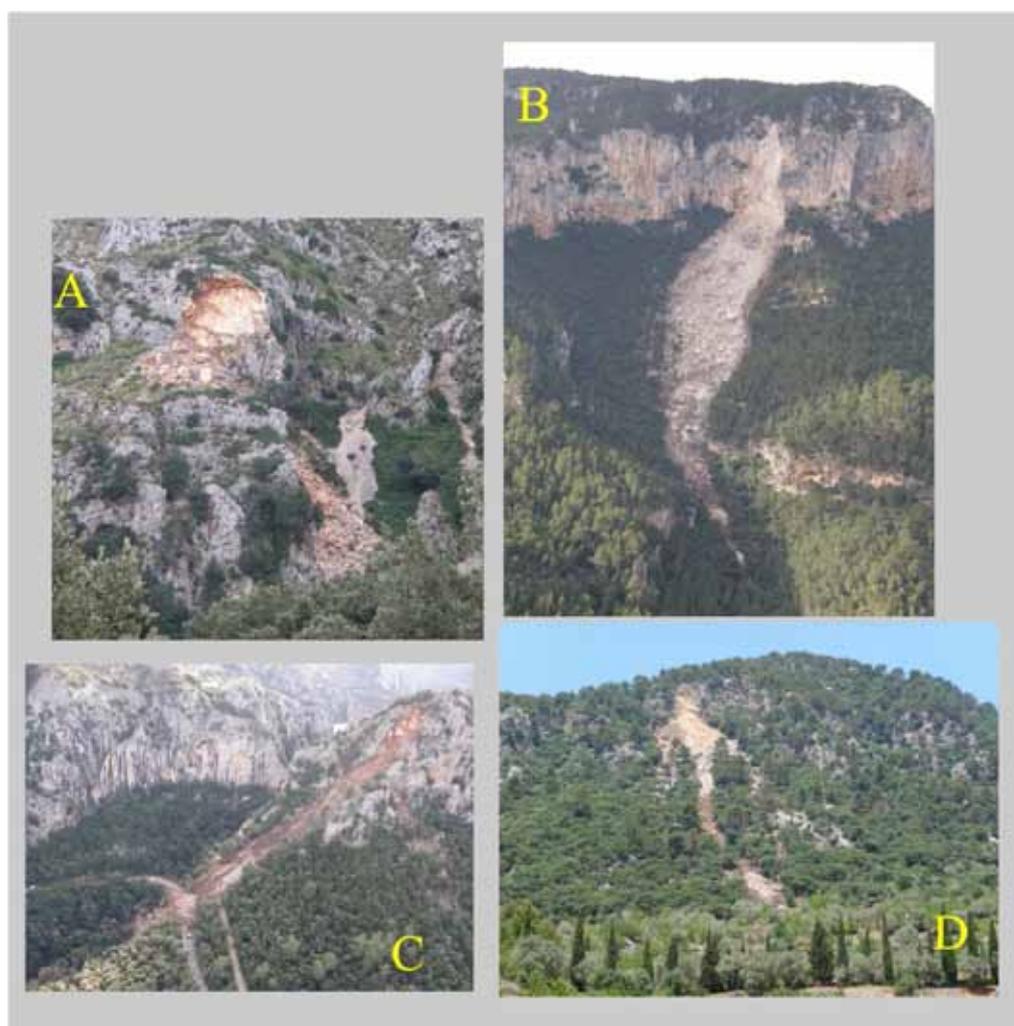


Fig.1. Fotografías de los cuatro desprendimientos rocosos seleccionados. Se desencadenaron entre noviembre de 2008 y enero de 2009 a lo largo de un periodo muy lluvioso y frío. A) Puig Tomir (27/11/2008), B) Son Cocó (19/12/2008), C) Gorg Blau (31/12/2008) y D) Biniforani (5/01/2009)

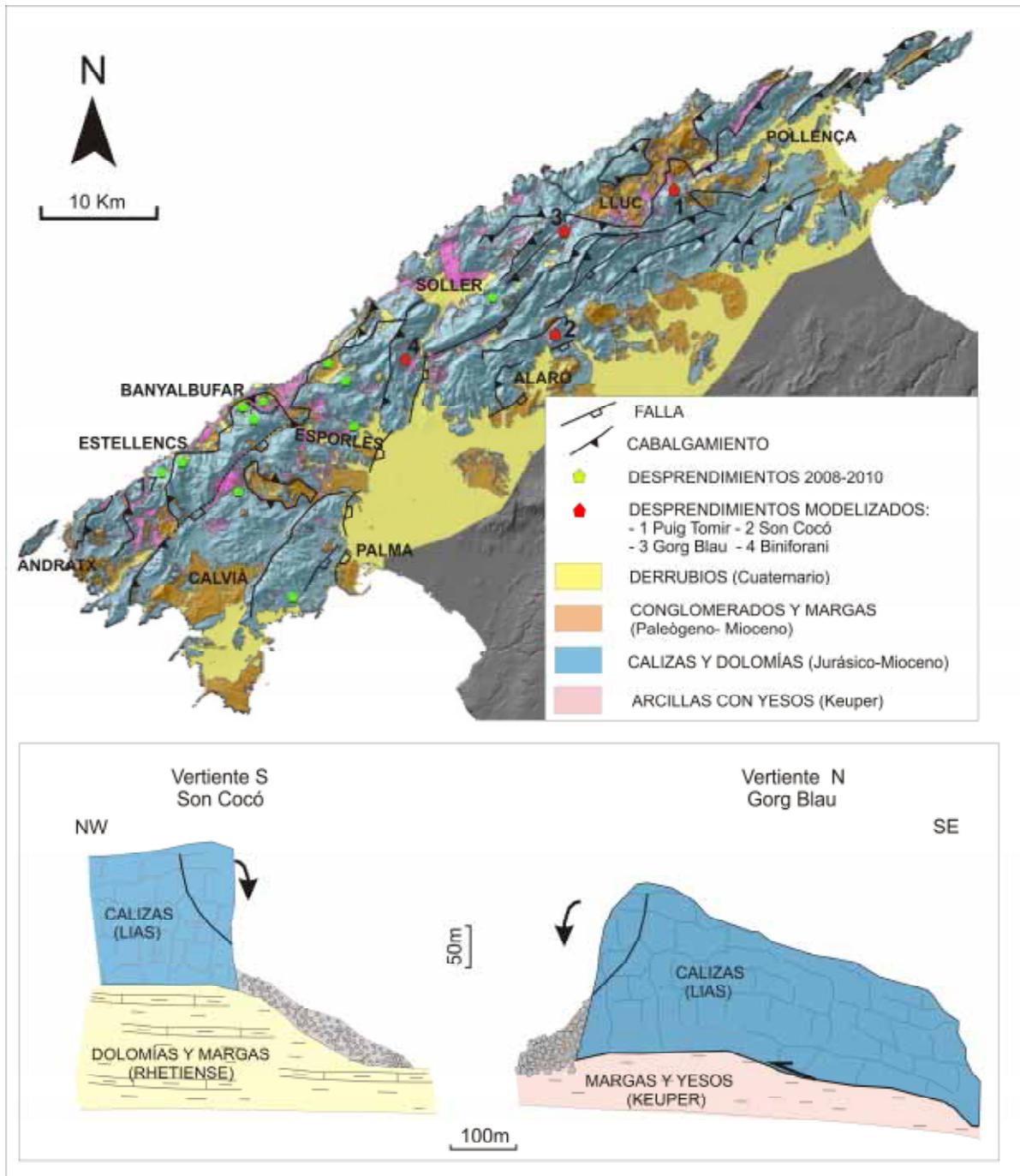


Fig. 2. Localización de los cuatro desprendimientos rocosos analizados sobre el mapa geológico simplificado de la Serra de Tramuntana. En la figura inferior se representan cortes esquemáticos relativos a los desprendimientos de Son Cocó y Gorg Blau. Los desprendimientos de la vertiente sur tuvieron mayor alcance, debido a la disposición estructural y estratigráfica de los materiales.

3. EL CÓDIGO STONE Y SU APLICACIÓN

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 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. En el presente trabajo se ha aplicado el programa STONE en los cuatro desprendimientos de rocas seleccionados, analizando únicamente la salida correspondiente del total de trayectorias y su alcance, con la finalidad de validar tales resultados con la realidad. Para ello se ha partido de un modelo digital del terreno previo a la ocurrencia de los desprendimientos, utilizando el DEM de Mallorca de 2006 del IGN, con una resolución de 5 x 5 m. Las áreas fuente de desprendimientos se identificaron con precisión en el citado DEM, todas ellas con pendientes superiores a 55°. La modelización ha sido realizada liberando 1 y 10 bloques por píxel. Los parámetros iniciales utilizados quedan recogidos en la tabla 2 (original en inglés).

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>	<i>Notas</i>
DEM	dem.asc	5x5m
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	3.0 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 2. Condiciones iniciales y parámetros usados para realizar la simulación del programa STONE

Los parámetros empleados para modelar la pérdida de velocidad se obtuvieron a partir del mapa de orientación geotécnica de la Serra de Tramuntana (Mateos, 2006), elaborado a su vez a partir del mapa geológico a escala 1: 25,000 (Gelabert, 2008). Para tal finalidad se estableció una correlación previa con litologías similares aflorantes en la zona del Valle de Nera (Italia), donde ya se habían establecido los valores del ángulo de fricción dinámica y de la energía de restitución normal y tangencial para cada tipo de terreno (Guzzetti et. al., 2004). Los coeficientes utilizados quedan recogidos en la tabla 3.

<i>Tipo de terreno</i>	<i>Fricción</i>	<i>Normal</i>	<i>Tangencial</i>
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 3. Valores del ángulo de fricción dinámica y de la energía de restitución normal y tangencial para cada tipo de terreno en la Serra de Tramuntana, basado en criterios establecidos por Guzzetti et al., (2004) y teniendo en cuenta el mapa de orientación geotécnica elaborado por Mateos (2006)

4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN

En las Figuras 3, 4, 5 y 6 se representan la salida 2D para cada desprendimiento analizado, relativa a las trayectorias de los bloques y su alcance. Se representan para cada caso dos imágenes. La primera corresponde a la salida obtenida modelizando la caída de un bloque por píxel en el área fuente, con la finalidad de corroborar con mayor detalle el alcance de los bloques más alejados, y cartografiados en campo con GPS. La segunda salida corresponde a la imagen relativa a 10 bloques por píxel, donde se tiene una visión más acertada de los corredores preferenciales de los bloques (número de trayectorias) y el sentido de desplazamiento de los mismos.

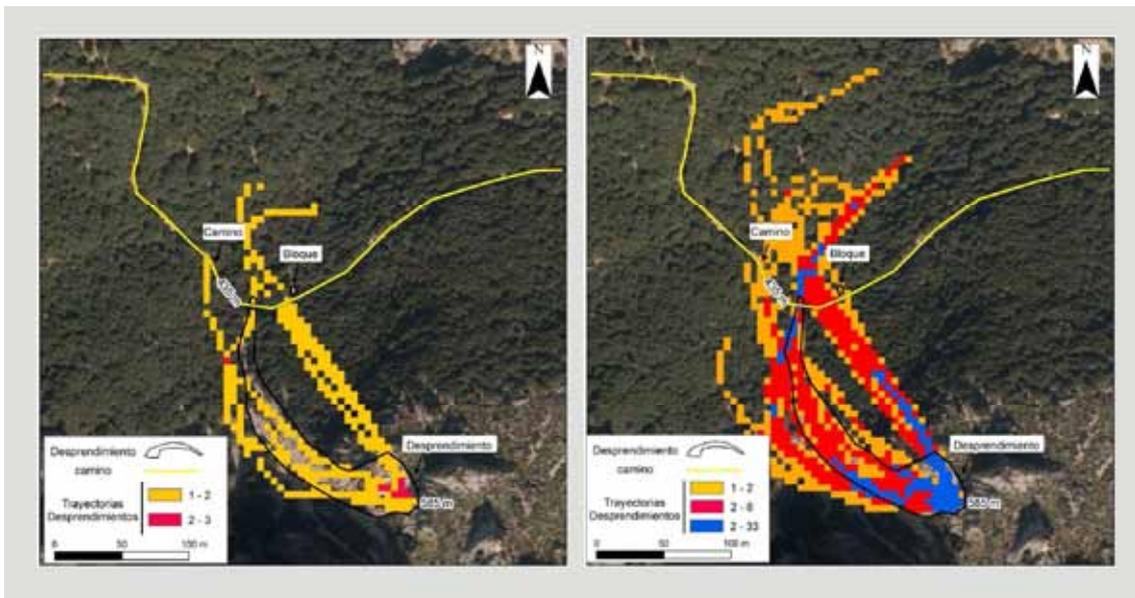


Fig. 3. Resultados del STONE para el desprendimiento del Puig de Tomir. La imagen de la izquierda corresponde a la liberación de un bloque por píxel en el área fuente, y de 10 en la imagen de la derecha.

En la Fig.3 se representan las salidas correspondientes al desprendimiento del Puig de Tomir (27/11/2008). La figura relativa a un bloque denota un alcance algo superior al real, en torno al 18%, desde el último de los bloques inventariados. Las trayectorias de

los bloques coinciden en gran medida con la realidad, diferenciándose dos lenguas que confluyen en la zona del camino de montaña (salida 10 bloques).

La figura 4 representa las salidas del STONE para el desprendimiento de Son Cocó (19/12/2008), obteniéndose una excelente simulación en la salida correspondiente a un bloque, con un alcance muy ajustado con la realidad, y algo superior (20%) en la imagen obtenida para 10 bloques. En ambas salidas la trayectoria de los bloques coincide con gran precisión con lo ocurrido, recogiendo con acierto la curva que realiza la lengua de bloques.

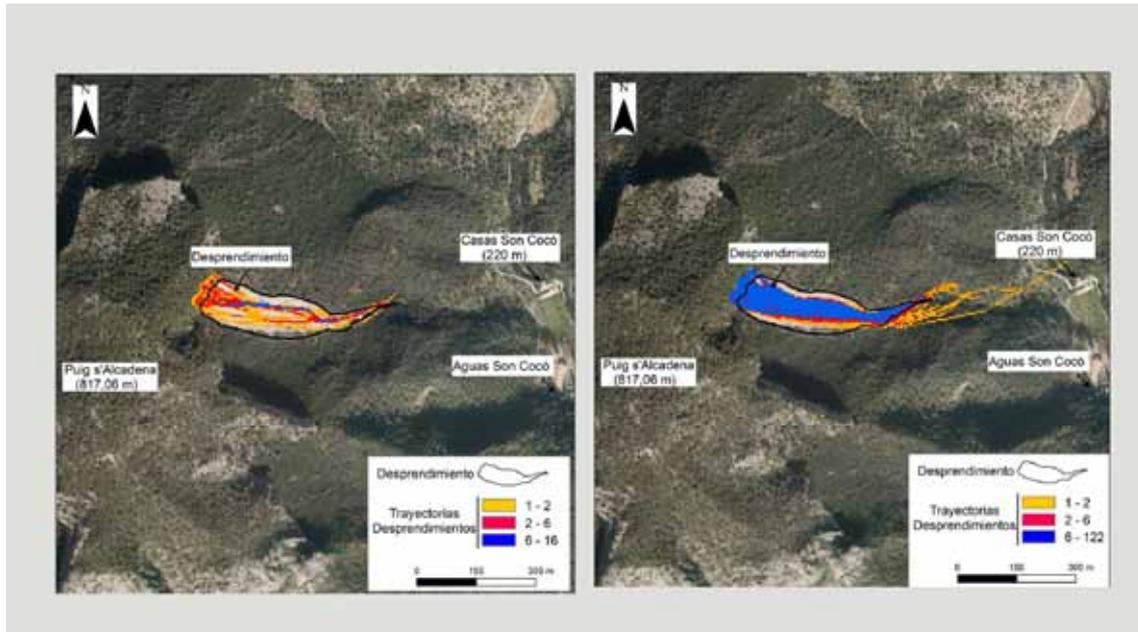


Fig. 4. Resultados del STONE para el desprendimiento de Son Cocó. La imagen de la izquierda corresponde a la liberación de un bloque por píxel en el área fuente, y de 10 en la imagen de la derecha.

Los resultados de la modelización para el desprendimiento de Gorg Blau (31/12/2008) se recogen en la Fig.5. Destaca la lengua de bloques que se desplaza hacia el NO, que ha sido mucho menos significativa en la realidad, quedando los bloques retenidos a media ladera (ver Fig. 1C); mientras que el corredor NE ofrece menor alcance que el real para la salida de un bloque por píxel, y se desplaza hacia el Este en la salida correspondiente a 10 bloques por píxel.

El último resultado se muestra en la Fig.6, para el desprendimiento de Biniforani (5/1/2009). Se ajusta muy bien a la realidad, tanto para la salida de un bloque como para la de 10, no solo en cuanto al alcance de los bloques se refiere, sino también en las trayectorias y corredores preferenciales. El MDE recoge muy bien el aterrizamiento (localmente *marjadas*) en la base de la ladera y el efecto de frenado de bloques que éstas han producido.

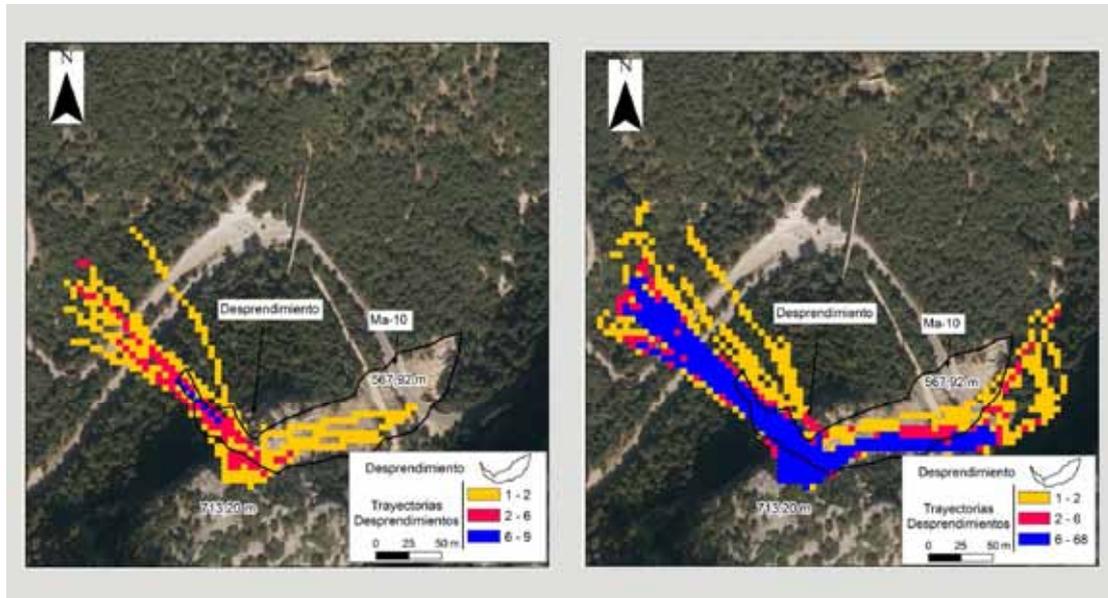


Fig. 5. Resultados del STONE para el desprendimiento de Gorg Blau. La imagen de la izquierda corresponde a la liberación de un bloque por píxel en el área fuente, y de 10 en la imagen de la derecha.

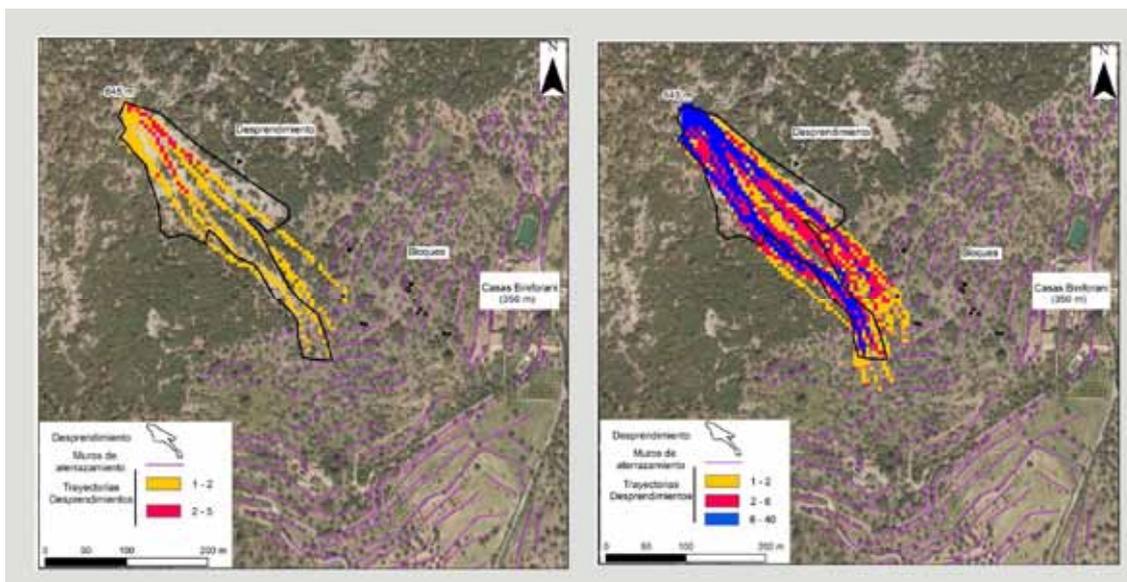


Fig. 6. Resultados del STONE para el desprendimiento de Biniforani. La imagen de la izquierda corresponde a la liberación de un bloque por píxel en el área fuente, y de 10 en la imagen de la derecha.

5. DISCUSIÓN

La modelización realizada ofrece una muy buena resolución para Son Cocó y Biniforani, ya que ofrecen un solo sentido de las trayectorias de los bloques, con un alcance muy acertado en ambos casos, ligeramente superior al real en la salida para 10 bloques. Los resultados para Puig Tomir y Gorg Blau son más discutibles. Aunque el modelo detecta bien los dos corredores que realizan los bloques, el sentido de las trayectorias está algo desviado, especialmente en el caso del Puig Tomir, y los alcances son superiores a la realidad (en torno a un 18%). La presencia de vegetación arbórea (pinos principalmente)

en los cuatro casos analizados ha ejercido un efecto de frenado de los bloques desprendidos. Esta afirmación queda corroborada por las observaciones de campo, donde se constata la presencia de numerosos bloques retenidos por los árboles, así como numerosos impactos en troncos y ramas (Fig.7).

El efecto de retención de bloques por las *marjadas* (caso de Biniforani) si queda recogido por el modelo, ya que el DEM utilizado (5x5m) tiene la suficiente precisión para representar estas morfologías de la topografía.

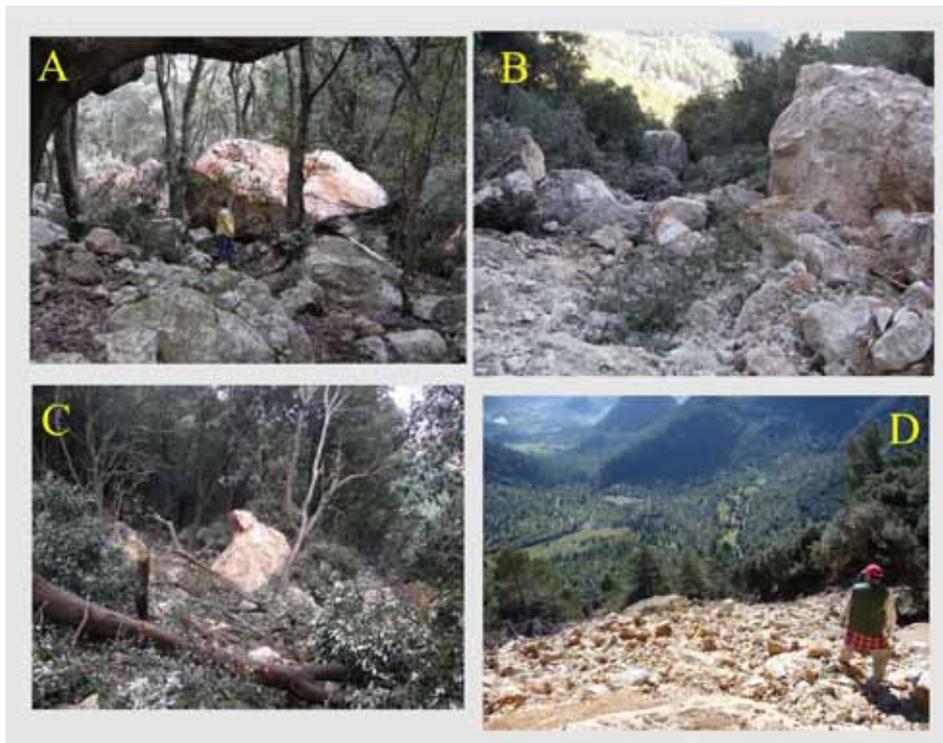


Fig.7. Efecto de frenado y retención de bloques por la vegetación arbórea en los cuatro desprendimientos analizados. A) Puig Tomir, B) Son Cocó, C) Gorg Blau y D) Biniforani

CONCLUSIONES

La modelización realizada con el código STONE para los cuatro desprendimientos analizados, los de mayor envergadura de los acontecidos en el frío y lluvioso periodo 2008-2009, ha sido ajustada teniendo en cuenta los coeficientes dinámicos que simulan la pérdida de energía de los bloques acorde con las litologías aflorantes en esta región. Los resultados ponen de manifiesto una buena resolución en cuanto a las trayectorias seguidas por los bloques, especialmente en aquellos donde el movimiento ha tenido un sentido preferente. Los alcances son algo superiores a los reales, en torno a un 18%, debido a que la modelación no incluye el frenado de los bloques por la vegetación arbórea. La presencia de los tradicionales aterrazamientos en la Serra de Tramuntana (*marjadas*), y su efecto de retención de bloques, si son contempladas en la modelización, al aplicar un DEM de gran resolución.

El presente trabajo ofrece una herramienta ajustada y de gran validez para poder llevar a cabo trabajos de análisis de peligrosidad y riesgo a los desprendimientos rocosos en esta región, teniendo en cuenta las limitaciones obtenidas con el alcance de los bloques.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado parcialmente 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

- Ferrer, M., López, J.M., Mateos, R.M., Morales, R., Rodríguez Perea, A., 1997: Análisis de los desprendimientos rocosos que afectan a la Cala de Banyalbufar (Mallorca). *Boletín Geológico y Minero*. Vol. 108-2, 147-158.
- Gelabert, B., 1998: La Estructura Geológica de la Mitad Occidental de la Isla de Mallorca. Tesis Doctoral. *Colección Memorias del I.T.G.E*, 129 p.
- 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
- Llabrés Bernal, J. (1962): *Noticias y relaciones históricas de Mallorca III (1841-1869)*. Societat Arqueològica Lul.liana. Escuela Tipográfica Provincial. Palma. 1045 p.
- 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 Serra de Tramuntana (Mallorca) Caracterización geomecánica y análisis de peligrosidad*. Tesis doctoral. Colección Digital de Tesis de la Universidad Complutense de Madrid. 375 p
- Mateos, R.M., Azañón, J.M., Morales, R., López-Chicano, J.M., 2007: Regional prediction of landslides in the Tramuntana Range (Majorca) using probability analysis of intense rainfall. *Zeitschrift für Geomorphology*, Nº 51, 3. 287-306.
- Mateos, R.M., García-Moreno, I., Azañón, J.M., 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, 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., Herrera, G., Mulas, J., 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). *In: The Second World Landslide Forum-Abstract book*, 3-9 October 2011, FAO, Rome, Italy, ISPRA. Pag. 351.

DISTANCIA RECORRIDA POR EL MATERIAL AFECTADO POR INESTABILIDADES EN TALUDES DE CARRETERA

DANIELA S. CARDOSO^{1*}, MANUEL G. ROMANA¹ y DENNIS R. HILTUNEN²

¹ Departamento de Ingeniería Civil. Transportes
Escuela de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

² Geotechnical Engineering
Civil and Coastal Engineering
University of Florida

RESUMEN

La aplicación de metodologías de análisis de riesgos a estudios de inestabilidades en taludes es una realidad. Los métodos tradicionales de análisis de estabilidad, basados en la estimación de un factor de seguridad, no permiten una fácil evaluación de una situación de riesgo potencial, lo que dificulta la toma de decisiones por parte de los principales interesados. Esto es todavía más notable en los taludes de obras lineales puesto que los recursos humanos y económicos disponibles son limitados y tienen que repartirse entre actuaciones de conservación de distinta tipología; los taludes suelen ser un elemento desconocido del cual los usuarios de la infraestructura solo tienen conocimiento cuando ocurre alguna tragedia. Los objetivos del análisis de riesgo son permitir la clasificación y gestión de estas potenciales situaciones de amenaza. No obstante, la determinación del riesgo no se puede restringir a la estimación de la amenaza y sus respectivas consecuencias. Para determinar correctamente el riesgo se tiene que conocer la posible extensión afectada por la inestabilidad: saber si en caso de producirse un evento, el material movilizado alcanzará el elemento objeto del análisis, por lo que es necesario incluir en el estudio la distancia recorrida por el material afectado por la inestabilidad. El problema es que no existe entre la comunidad científica un consenso en cuanto a los factores que afectan el movimiento del material en su recorrido; el tipo de inestabilidad, las características del talud, la existencia de obstáculos o la presencia de agua son apuntados como algunos de los parámetros que se tienen que considerar, pero no es fácil establecer su relación con el movimiento del material. En el presente documento se presentan y discuten algunos de los modelos disponibles para estimar la distancia recorrida por el material movilizado por una inestabilidad, se enumeran los parámetros que según los métodos estudiados tienen mayor influencia en su movilidad y se propone una metodología práctica para estimar la distancia recorrida que pueda ser incorporada en un sistema de evaluación del riesgo derivado de inestabilidades en taludes de obras lineales (carreteras y ferrocarriles).

1 INTRODUCCIÓN

La distancia recorrida por el material de una inestabilidad es un parámetro importante en la determinación de las posibles consecuencias relacionadas con dicho evento, ya que si el material no alcanza el objeto del análisis el riesgo asociado será nulo, tal y como puede deducirse de la ecuación (1) (IUGS,1997).

$$\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Consecuencias} \quad (1)$$

Wong *et al.* (1997) apuntan como factores determinantes para la estimación de la distancia recorrida por el material:

- Características del talud: especialmente la relación entre la altura de caída y el ángulo del talud.
- Mecanismos de fallo y modos de movimiento del material: algunos tipos de inestabilidades, como caídas de rocas o deslizamiento debido a licuefacción, y algunos modos de movimiento, como rebotar o rodar; afectan la velocidad y el trayecto del material.
- Características del trayecto de la inestabilidad: la pendiente del talud, la posibilidad para la canalización del material, las características del material del talud y la existencia de vegetación u obstáculos.

Los métodos disponibles para estimar la distancia recorrida por los detritos procedentes de una inestabilidad de talud se pueden dividir en 3 categorías (Dorren, 2003): modelos empíricos, modelos analíticos y modelos basados en GIS. Para este trabajo de investigación se han estudiado los dos primeros tipos porque se consideran los más prácticos para el estudio de taludes en obras lineales.

2 MODELOS PARA DETERMINAR LA DISTANCIA RECORRIDA POR EL MATERIAL DE INESTABILIDADES EN TALUDES

2.1 MODELOS EMPÍRICOS

Los modelos empíricos o estadísticos establecen una relación estadística entre los parámetros topográficos de la inestabilidad o del talud y la distancia recorrida, como ejemplos pueden tomarse las relaciones establecidas por Corominas (1996) y Finlay *et al.* (1999). Son métodos prácticos que permiten estimar rápidamente la distancia que pueden alcanzar los materiales procedentes de una inestabilidad. No obstante, la dificultad a la hora de obtener los datos de las características de la inestabilidad y sus consecuencias suponen un cierto nivel de incertidumbre en su aplicación.

A partir del análisis de inestabilidades en laderas de diversa tipología y volumen, Corominas (1996) estableció relaciones entre el ángulo de alcance del material movilizado (α), representado en la figura 1, y su volumen (V) considerando distintos tipos de fallo y obstáculos al movimiento (tabla 1 y figura 2).

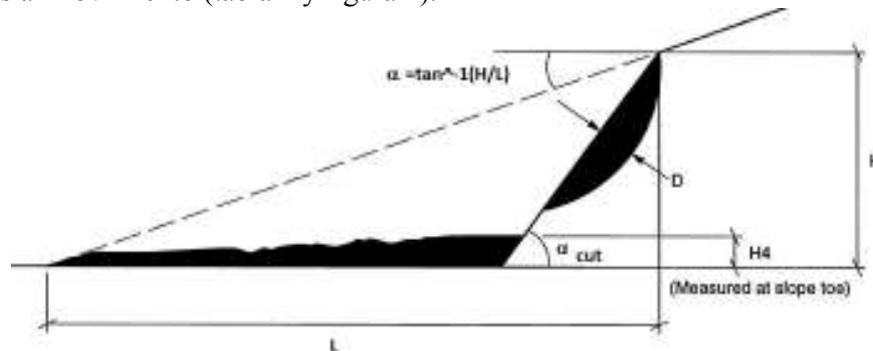


Figura 1. Geometría del talud. Fuente Finlay *et al.* 1999.

TIPO DE FALLO (según Cruden y Varnes (1996))	RESTRICCIONES	RELACIÓN	R ²
Caída de rocas	Obstruido	$H/L = 1,702 \times V - 0,091$	0,834
	Desviado	$H/L = 11,967 \times V - 0,233$	0,854
	Desobstruido	$H/L = 1,469 \times V - 0,119$	0,924
Deslizamiento traslacional	Obstruido	$H/L = V^{-0,057} / 1,358$	0,756
	Desobstruido	$H/L = V^{-0,080} / 1,3899$	0,796
Flujos de detritos	Obstruido	$H/L = V^{-0,108} / 1,119$	0,849
	Desobstruido	$H/L = V^{-0,102} / 1,074$	0,868

Tabla 1. Relaciones entre el ángulo de alcance (α) y el volumen de la inestabilidad. Adaptado de Corominas (1996).

Representando en un gráfico el ratio entre el ángulo de alcance para el movimiento desobstruido y el movimiento con obstáculos frente al volumen de material (figura 3) es posible verificar el efecto de las obstrucciones en el movimiento.

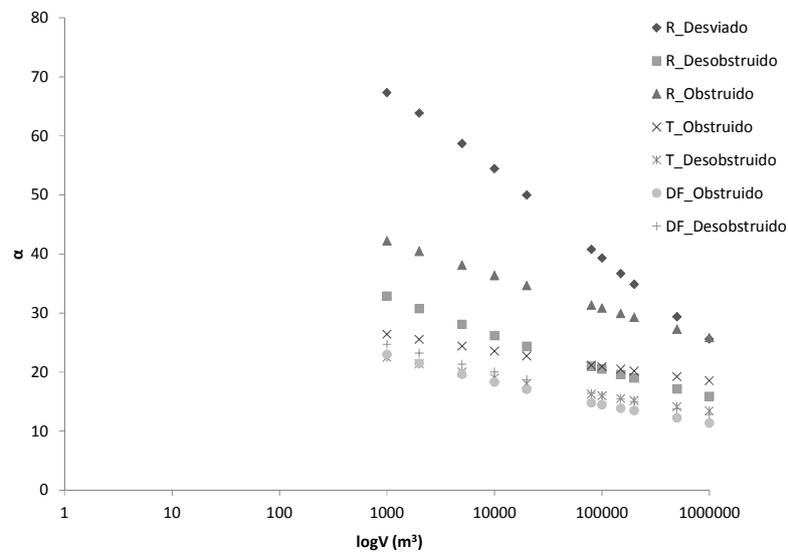


Figura 2. Relación entre el ángulo de alcance (α) y el volumen de la inestabilidad (V) considerando diferentes restricciones y tipos de movimientos (R- desprendimientos de roca; T- deslizamiento traslacional; DF- Flujos de detritos).

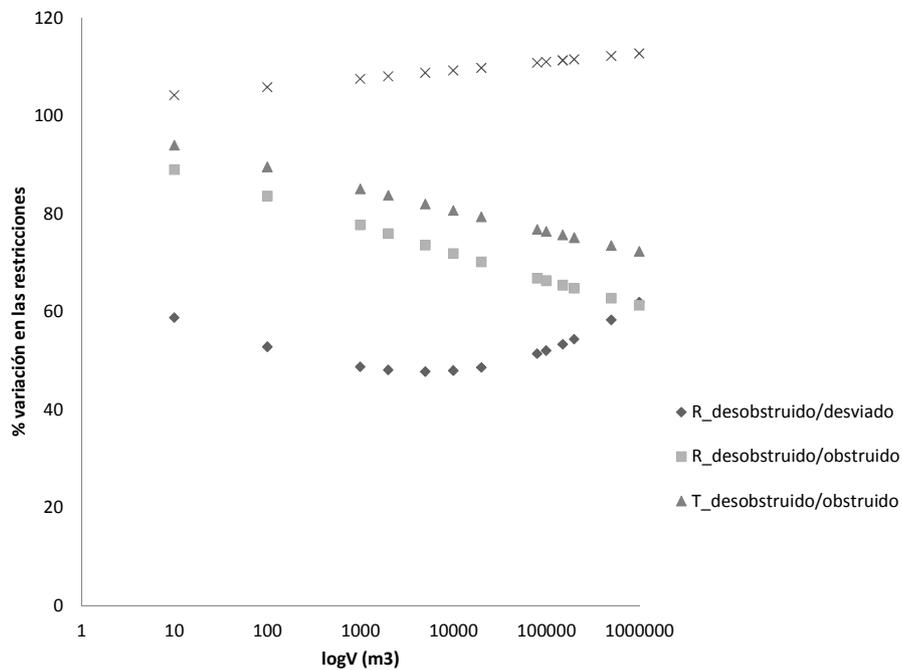


Figura 3. Variación en el ángulo de alcance considerando diferentes tipos de restricciones para cada tipo de movimiento (R- desprendimientos de roca; T- deslizamiento traslacional; DF- Flujos de detritos).

Los desprendimientos de roca desviados presentan cerca del 50% de la movilidad del mismo movimiento libre, mientras que la diferencia en movilidad para los desprendimientos de roca obstruidos con relación al mismo movimiento libre es del 80%. Se puede establecer aproximadamente la misma relación entre el movimiento de deslizamiento traslacional obstruido y el mismo movimiento libre. Por otro último, la relación entre el flujo de detritos obstruido y el mismo movimiento libre es inversa a los demás movimientos representados. Este hecho se puede deber a la influencia que el agua tiene en este tipo de movimiento, lo que sumado al efecto de las fuerzas dinámicas aumentan su movilidad.

Por otra parte, el trabajo desarrollado por Finlay *et al.* (1999) se centró principalmente en inestabilidades en taludes de carreteras que afectaban a material procedente de la alteración de rocas graníticas y volcánicas (toba volcánica y riolita), siendo en su mayoría eventos con volúmenes de material movilizado inferiores a 50 m³. La escala de las inestabilidades estudiadas, la geometría del talud, la geología afectada, las condiciones hidrológicas del suelo y el mecanismo de fallo resultaron en una gran dispersión de los datos, no permitiendo establecer una relación entre el ángulo de alcance (α) y el volumen movilizado de material (V). No obstante, fue posible relacionar el ángulo de alcance del material (α) y el ángulo del talud (α_{cut}) de acuerdo con la ecuación (2), siendo el factor de correlación R² de 0,85.

$$\log L = 0,109 + 1,010 \log H - 0,506 \log(\tan \alpha_{cut}) \quad (2)$$

Representado en un gráfico la variación de la distancia recorrida (L) con relación al ángulo del talud para diferentes altura de caída (figura 4), se verifica que la distancia recorrida por el material en taludes más inclinados es menor que en taludes más tendidos. Además, se confirma la influencia de la altura de caída en la distancia recorrida. Como puede observarse existe una diferencia aproximada de 10 m en la distancia recorrida en un talud con un ángulo de 20° para una altura de caída de 5 m y una altura de caída de 10 m.

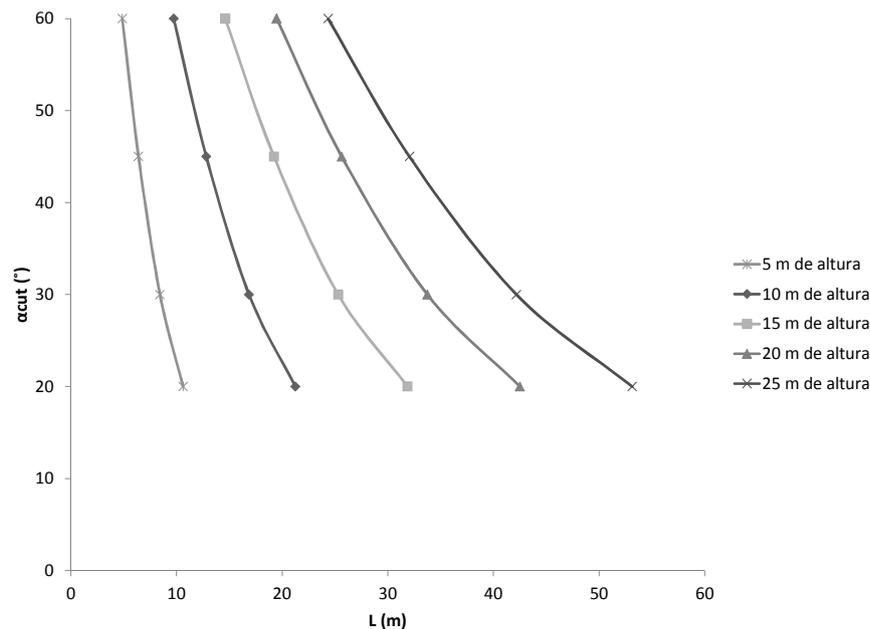


Figura 4. Variación en la distancia recorrida de acuerdo con el ángulo del talud y la altura de caída.

2.2 MODELOS ANALÍTICOS

Estos modelos estudian el movimiento de caída de un cuerpo con el objetivo de establecer ecuaciones matemáticas que permitan prever el comportamiento del cuerpo y su trayectoria. Para ello consideran parámetros relacionados con el propio cuerpo, los materiales existentes en la superficie del talud y la generación de presiones dinámicas. Los métodos desarrollados por De Matos (1988), Peng (2000) y Petje *et al.* (2006) son ejemplos de este tipo de modelos.

Estos métodos son usualmente integrados en programas informáticos que permiten determinar el camino que los materiales de una inestabilidad pueden seguir y la distancia recorrida. Sin embargo, la cantidad y el detalle de la información necesaria para que los resultados sean válidos los hacen poco atractivos para una aplicación directa, por lo que en este estudio se han empleado para identificar los factores que afectan el movimiento del material.

La investigación realizada por De Matos (1988) relaciona la movilidad del material procedente de una inestabilidad con los obstáculos existentes en el camino recorrido por el material, las propiedades y geometría de deposición del material, y con la geometría y perfil del talud. Según este estudio, el aumento de la movilidad se debería al efecto combinado de la energía desarrollada durante el movimiento, lo cual favorece la rotura del material en partículas de menor tamaño, el estrechamiento del camino recorrido por el material y la existencia de agua. Por otro lado, la reducción en la movilidad tendría causas distintas

dependiendo del volumen de la inestabilidad. Para desprendimientos de gran escala la reducción en la movilidad se debería a la disminución de la inclinación de la ladera, mientras que para desprendimientos de menor volumen el factor determinante sería la disipación de las presiones intersticiales y el consecuente efecto de consolidación del material.

Peng (2000), Petje *et al.* (2006) y Dorren (2003) estudiaron los parámetros que afectan el movimiento de un bloque de material rocoso, diferenciando 4 tipos distintos de movimiento: caída, rebotar, rodar y deslizar. La transición entre estos tipos de movimiento depende de las características del bloque, las propiedades de la superficie del talud y el ángulo del talud (α_{cut}). En la figura 5 se presentan los valores de α_{cut} límite que afectan la transición entre los diferentes tipos de movimiento.

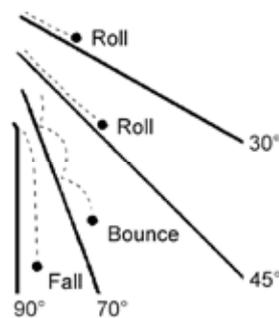


Figura 5. Posibles movimientos de un bloque de roca por un talud. Fuente Dorren, 2003.

El material y las irregularidades en la superficie del talud también condicionan la distancia recorrida por el bloque de material y su movimiento. Las características de amortiguación y fricción se definen respectivamente por el coeficiente de restitución (R) y el coeficiente de fricción (μ). Un mayor coeficiente de restitución favorece un mayor rebote, mientras que un mayor coeficiente de fricción frena mejor el movimiento (Petje *et al.*, 2006; Peng, 2000). En la tabla 2 se presentan los coeficientes de restitución normal (R_n), tangencial (R_t), global (R) y coeficiente de fricción (μ) para distintos tipos de superficies.

MATERIAL	R_t	R_n	R	μ
Acantilado (60°-90°)	0,95	0,45	1,06	0,25
Talud de 40°-60° sin cobertura	0,90	0,40	0,98	0,45
Talud de 30°-40° con bloques de roca	0,88	0,32	0,94	0,60
Talud de 0-30° sin cobertura	0,87	0,35	-	0,50
Pradera	0,87	0,30	0,92	0,55
Arbustos alpinos	0,85	0,30	-	0,60
Arbustos	0,83	0,30	0,88	0,65
Árboles (200 árboles/ha)	Promedio 0,67	0,28	-	1,00

Tabla 2. Coeficientes de restitución y de fricción para diferentes tipos de superficie de talud. Adaptado de Petje *et al.* (2006).

Como se puede observar en la tabla 3, la forma del bloque también afecta a la fricción entre talud y bloque y la capacidad de dicho bloque para rodar (Petje *et al.*, 2006).

n- número de lados del bloque	4	6	8	10	12	14	16
α_{cut} - mínimo ángulo de talud para empezar a rodar	45	30	22,5	18,0	15,0	12,9	11,2
$\mu=\tan(\alpha_{cut})$ coeficiente de fricción mínimo para empezar a rodar	1,00	0,58	0,41	0,32	0,27	0,23	0,20

Tabla 3. Características de un bloque de material para empezar a rodar. Petje *et al.* (2006).

Además, la figura 6 muestra que la existencia de una plataforma en la superficie del talud puede impulsar el material y alejarlo del pie del talud (Petje *et al.*, 2006).

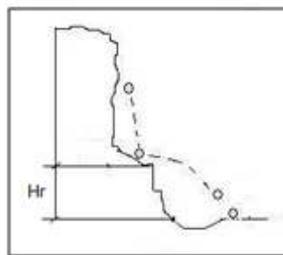


Figura 6. Efecto de una plataforma en el movimiento.

3 METODOLOGÍA PARA DETERMINAR LA DISTANCIA RECORRIDA POR MATERIAL PROCEDENTE DE INESTABILIDADES EN TALUDES DE CARRETERAS

La distancia recorrida por material procedente de inestabilidades en taludes de carreteras es un parámetro muy importante en la determinación de las posibles consecuencias, puesto que si el material no llega a la carretera no representa amenaza alguna para sus usuarios.

La información recorrida en el apartado 2 presenta distintas metodologías que permiten estimar la distancia recorrida por el material de una inestabilidad. Además, ha sido posible identificar los factores que afectan a la movilidad del material, como son el volumen de la inestabilidad, el ángulo del talud, los obstáculos existentes en el recorrido del material, el material en la superficie del talud y la forma de los bloques de roca que fallan.

No obstante, no es posible la aplicación directa de las relaciones presentadas anteriormente al caso de los taludes de carreteras, donde los volúmenes no suelen superar los 100 m³. Para estos volúmenes el factor de escala resulta determinante, por lo que es esencial incluir los factores que afectan la movilidad del material en el análisis.

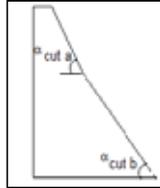
La relación establecida por Finlay *et al.* (1999) es la que más se acerca al caso en estudio pues determina la distancia recorrida para inestabilidades de menor volumen. Sin embargo, no

considera el efecto que el material del talud, los posibles obstáculos o la forma del bloque pueden presentar en la movilidad, parámetros que presentan gran peso para eventos de esta escala. Estos parámetros han sido incluidos en la metodología propuesta en la figura 6, que puede ser usada para estimar la distancia efectiva recorrida por el material procedente de la inestabilidad (ecuación 3). Esta distancia efectiva puede emplearse para determinar si, en caso de producirse una inestabilidad, el material que falla puede llegar a alcanzar la carretera y potencialmente a sus usuarios.

1) Identificar la zona de fallo más probable en el talud y determinar la posible altura de caída (H).



2) Determinar el ángulo del talud (α_{cut}). Si el talud presenta más de una pendiente se debe considerar la más desfavorable, que corresponderá normalmente a la pendiente más tendida hasta (para ángulos entre 30 y 70° el material tiene mayor tendencia a rebotar o rodar, lo que supone mayor movilidad).



3) Primera estimación para la distancia recorrida por el material considerando la relación propuesta por Finlay *et al.* (1999):

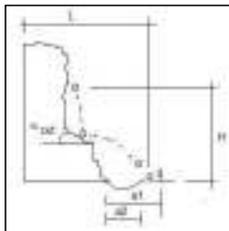
$$\frac{H}{L} = 0.78(\tan \alpha_{cut})^{0.5}$$

donde:

- H altura de caída
- L distancia recorrida
- α_{cut} ángulo del talud



4) Distancia del pie del talud al punto de interés para el estudio, normalmente borde del carril (a1) o borde del arcén (a2).



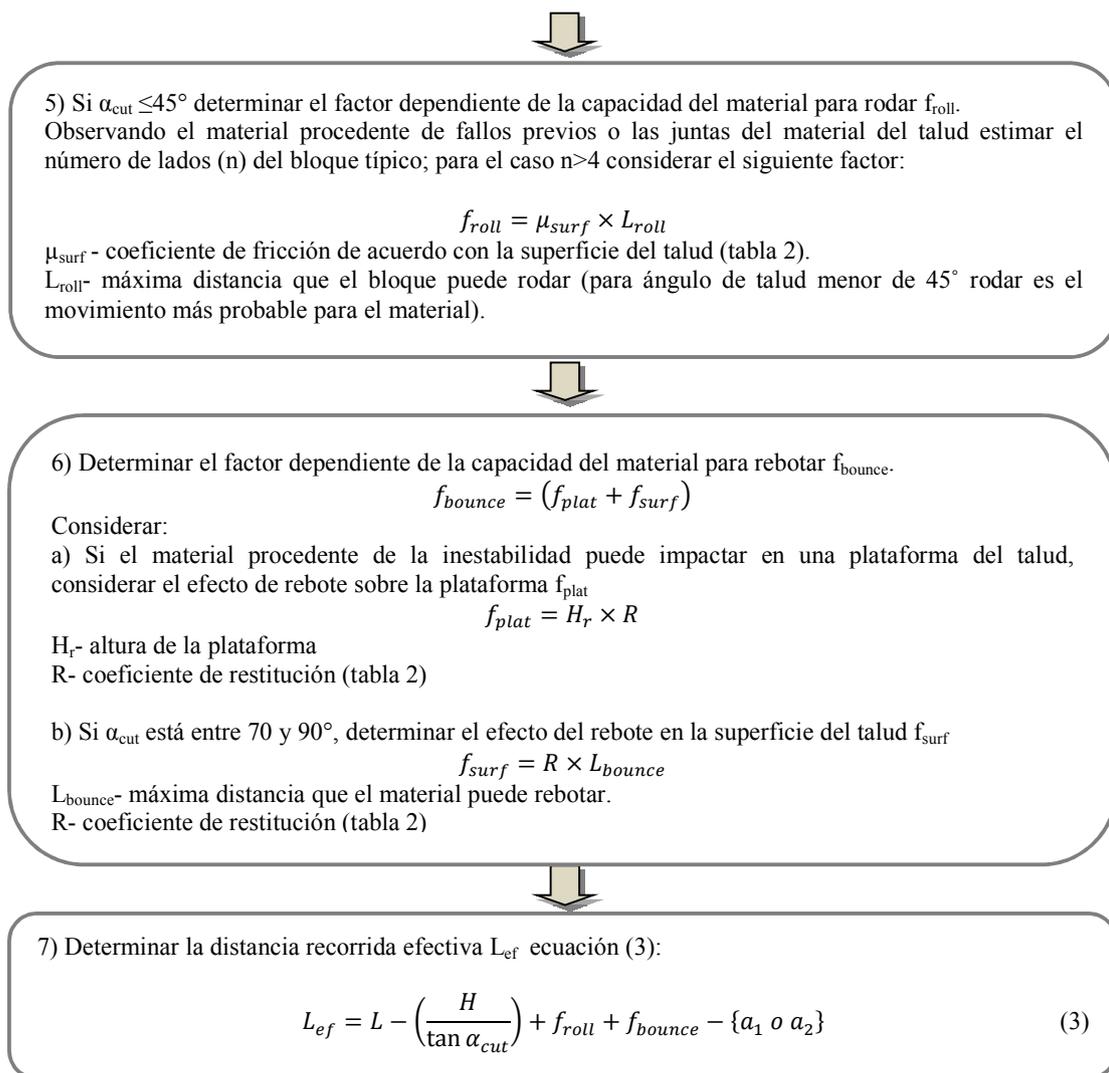


Figura 6. Metodología para determinar la distancia recorrida por material procedente de inestabilidades en taludes de carretera.

4 CONCLUSIONES

En general puede considerarse que los volúmenes afectados por inestabilidades en taludes de carreteras son relativamente pequeños (inferiores a 100 m^3). Por lo tanto, para volúmenes de este orden de magnitud, es necesario considerar en los modelos disponibles el efecto de escala

de los obstáculos en el recorrido de las inestabilidades. Así para el caso de inestabilidades en taludes de carreteras se han incluido en el análisis parámetros relacionados con:

- la existencia de obstáculos en la superficie del talud,
- las características del material del talud,
- las propiedades del material que falla,
- la altura de fallo y el ángulo del talud, y
- las características geométricas de la carretera.

A partir del trabajo de investigación llevado a cabo ha sido posible desarrollar una metodología que permite estimar la distancia recorrida por el material procedente de inestabilidades en taludes de carreteras.

5 REFERENCIAS

- Corominas, J. (1996). The reach of angle as a mobility index for small and large landslides. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(2): 260-271.
- Cruden, D. M., & Varnes, D. J. (1996). Landslides types and processes. In R. L. Schuster, & A. K. Turner (Editors.), *Landslides: Investigation and mitigation. Special report 247*. Transport Research Board. National Academy Press, Washington, DC, pp. 36-75.
- De Matos, M. (1988). *Mobility of soil and rock avalanches*. PhD thesis, University of Alberta.
- Dorren, L. A. (2003). A review of rockfall mechanics and modelling approaches. *Progress in Physical Geography*, 27(1): 69-87.
- Finlay, P. J., Mostyn, G. R., & Fell, R. (1999). Landslide risk assessment: Prediction of travel distance. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3): 556-562.
- IUGS. (1997). Quantitative risk assessment for slopes and landslides - the state of the art. In R. Fell, & D. M. Cruden (Editors.), *Landslide risk assessment*. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, pp. 3-12.
- Peng, B. (2000). *Rockfall trajectory analysis - parameter determination and application*. Master Thesis, University of Canterbury.
- Petje, U., Mikos, M., & Majes, B. (2006). Motion of rock masses on slopes. *Geologija*, 49(2): 393-408.

PREDICCIÓN DE LA VELOCIDAD DE UN DESLIZAMIENTO EN BASE A LA PRECIPITACIÓN. APLICACIÓN EN LA ZONA DE ESTUDIO PILOTO DE VALLCEBRE (PIRINEOS CATALANES)

Antonio ABELLAN^{1*}, Jose MOYA², Michel JABOYEDOFF¹ y Jordi COROMINAS²

¹ Centre de Recherches en Environnement terrestre (CRET).
Faculté des Géosciences et de l'Environnement.
Université de Lausanne (Switzerland).

² Dept. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña

RESUMEN

En este estudio se presenta un sencillo modelo predictivo de la velocidad de un deslizamiento en función de la precipitación. El modelo se ha aplicado al deslizamiento de Vallcebre (Pirineo oriental), un movimiento de ladera activo con una tasa de desplazamiento lenta (con una media de 25cm/año) y variable a lo largo del tiempo en función del nivel freático. El modelo conceptual está basado en la creación de una función de transferencia para modelizar la influencia del agua que se infiltra en el terreno sobre la velocidad del deslizamiento. Dicha función de transferencia ha sido creada con una geometría de tipo exponencial para explicar la infiltración de agua en el terreno siguiendo las leyes de comportamiento enunciadas por Kostiakov (1932) y Horton (1933), formulas ampliamente utilizadas en hidrología subterránea. De este modo, la tasa de desplazamiento se calcula, para cada unidad de tiempo (día), como una suma de cada uno de los productos (convolución) de la función de transferencia con respecto a la precipitación diaria durante un cierto intervalo de tiempo (50 días en la zona de estudio). Con objeto de realizar el ajuste estocástico de las variables del modelo, se realiza una regresión lineal que permite minimizar las diferencias o residuos entre la tasa de desplazamiento observada y la calculada con dicho modelo. A pesar de que el modelo propuesto es matemáticamente sencillo, los resultados muestran un buen ajuste

de los valores calculados con respecto a los desplazamientos medidos en el deslizamiento. Una mejora sustantiva en la precisión del modelo se consigue calculando la precipitación efectiva (es decir, la cantidad de agua que se infiltra en el terreno) siguiendo el modelo de Thorntwaite. Sin embargo, tal y como se discute en el texto, aumentan tanto la complejidad del modelo como la dificultad en la obtención de otros parámetros del ciclo hidrológico (evapo-transpiración potencial y reserva útil), por lo que una evaluación de la relación complejidad/precisión del modelo debe ser analizada más en detalle.

1. INTRODUCCIÓN

La obtención de un modelo sencillo y de fácil aplicación que permita predecir la velocidad de un deslizamiento a partir de datos meteorológicos de obtención simple tiene grandes implicaciones en la creación de sistemas de alerta temprana y en las estrategias de gestión de riesgos. Dicho objetivo es ampliamente discutido en bibliografía y el número de publicaciones que se ocupan de este tema están aumentando exponencialmente. En la actualidad se emplean dos grandes tipos de estrategias diferentes para comprender la influencia de la precipitación sobre la velocidad de un deslizamiento: el uso de modelos deterministas o el uso de modelos estocásticos.

Por un lado, los modelos deterministas para analizar el comportamiento de movimientos de ladera (por ejemplo Bewen, 2003, Wedage et al., 1998, Corominas et al., 2005, Pinyol y Alonso, 2010) requieren un profundo conocimiento de los procesos subyacentes en el comportamiento del deslizamiento, como, por ejemplo, en una lista no exhaustiva, el análisis de los principales parámetros del ciclo hidrológico (escorrentía superficial, evaporación, transpiración, retención del suelo, infiltración, flujo subterráneo), el estudio de la variabilidad de la permeabilidad en función del contenido de agua del suelo, la consideración de los cambios no lineales en el comportamiento del flujo subterráneo para diferentes caudales, el estudio de la variabilidad espacial a diferentes escalas en la porosidad y en las propiedades geotécnicas del terreno (resistencia/deformabilidad), la variación de la resistencia residual con diferentes velocidades de desplazamiento, la histéresis observada en la curva de presión del agua frente a la velocidad del deslizamiento, la influencia de la temperatura sobre las propiedades físicas del suelo para deslizamientos con una elevada tasa de deslizamiento, etc. Por todo ello, los modelos determinísticos son difícilmente aplicables en la naturaleza, por lo que los modelos como la teoría de infiltración de Richards (1931) normalmente son aplicados para ciertas aproximaciones o condiciones de contorno, como por ejemplo la infiltración de Kostiakov (1932), Horton (1933) o Philip (1957).

Por otro lado, los modelos estocásticos (Mayoraz y Vulliet, 2002; Feng et al, 2004; Berti et al., 2012, entre otros) son modelos que permiten establecer relaciones entre un cierto número

de variables de entrada (por ejemplo, precipitación, temperatura, humedad del suelo, presión hidrostática) a una determinada observación como, por ejemplo, la velocidad de un deslizamiento, empleando normalmente una modelización de tipo inverso. Durante estos últimos años, la aplicación de innovadoras técnicas matemáticas como la optimización de sistemas de ecuaciones utilizando técnicas de aprendizaje automático (*machine learning*), sistemas de redes neuronales (*neural networks*), análisis de regresión multi-variante, teorías bayesianas, etc., están permitiendo aumentar de un modo significativo la capacidad predictiva de dichos modelos. Sin embargo, estos modelos normalmente denominados de ‘caja negra’ tienen una precisión muy sensible a los datos de entrada y, puesto que el número de variables a analizar es muy elevado, su convergencia y aplicabilidad en diferentes áreas de estudio son muy reducidas. De acuerdo con Vogel (1999), los enfoques determinísticos y estocásticos deberían ser complementarios. En efecto, la construcción de un modelo con base física, asociados a un cálculo o ajuste estocástico de las variables, permite mejorar considerablemente las capacidades predictivas de un modelo, por lo que este ha sido el enfoque general empleado en nuestro estudio.

En este trabajo mostramos como la aplicación de una función de transferencia construida a partir de soluciones aproximadas (Horton, 1933; Kostiakov, 1932; Philip, 1957) a la teoría de la infiltración de Richards (1931) nos permite predecir con precisión la velocidad de un deslizamiento mediante datos meteorológicos de fácil obtención (precipitación). Las variables de dicha función de transferencia han sido calibradas basándonos en un problema de tipo estocástico inverso, con objeto de minimizar los errores entre los valores registrados y aquellos obtenidos con el modelo. Dicho modelo ha sido originalmente desarrollado para la predicción de la velocidad superficial en el deslizamiento de la Barmasse, Valais, Suiza (Abellán et al., in prep), siendo un objetivo parcial de esta contribución mostrar su aplicabilidad en otras zonas de estudio.

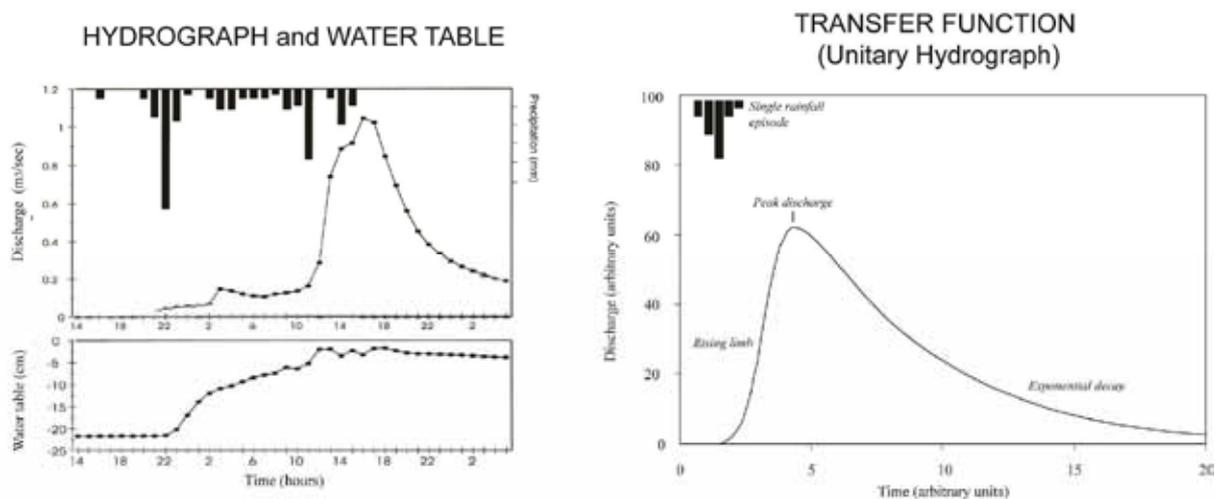


Figura 1 (a) Hidrograma, hietograma y variación de la altura del nivel hidrostático (modificado de Evans et al.,

1999); (b) ejemplo de función de transferencia (hidrograma unitario) ampliamente utilizado en hidrología superficial para predecir la variación del caudal y las avenidas con respecto al tiempo.

Las funciones de transferencia han supuesto un gran avance en el conocimiento de otras ramas del conocimiento claramente enlazadas al caso de estudio presente, como por ejemplo el empleo de la función de transferencia denominada “hidrograma unitario” para el cálculo de avenidas (figura 1). En nuestro estudio presentaremos dos grados distintos de complejidad del modelo, de acuerdo con el número deseado de parámetros a introducir: (a) precipitación; (b) precipitación y Evapo-Transpiración potencial (ETP).

2. AREA DE ESTUDIO

El deslizamiento de Vallcebre es un gran movimiento de ladera activo, ubicado en la cuenca alta del río Llobregat, en la vertiente occidental de la Serra de la Llacuna, Pirineos Orientales, Cataluña, España. Dicho deslizamiento ha sido ampliamente estudiado en los últimos quince años por diversos autores (Gili et al, 2000; Corominas et al., 2005, Ferrari et al., 2011). De acuerdo con Corominas et al. (2005), los materiales movilizados en el deslizamiento, de edades Cretácico Superior - Inferior edad Paleoceno, se componen de lutitas con yesos y limolitas fisuradas, nivel este último en que se sitúa la superficie de deslizamiento. El deslizamiento afecta a un área de unos 0.8 km², observándose en superficie una serie de dolinas y grietas. Esta zona de estudio piloto se encuentra ampliamente auscultada (piezómetros, extensómetros de cable, GPS, GB-SAR), por lo que presenta un gran interés en la actualidad para la validación de nuevas técnicas y métodos de estudio. En este estudio nos hemos basado en los datos extensométricos publicados por Corominas et al. (2000). Los mismos autores presentan, posteriormente (Corominas et al., 2005) un modelo de predicción de la velocidad del deslizamiento en base a los datos del nivel freático registrados en diferentes sondeos.

3. DATOS DE ENTRADA (INPUTS) DEL MODELO

En esta comunicación hemos empleado como datos de partida (input) de nuestro modelo las precipitaciones diarias y los datos de desplazamiento registrados en superficie (figura 2), tal y como se explica a continuación.

(a) Precipitaciones: los datos de precipitación fueron registrados cada 60 minutos mediante una estación de registro meteorológico automática instalada in situ en el área de estudio por el grupo de investigación de Ingeniería del Terreno de la UPC. Los datos de precipitación fueron agrupados en intervalos de tiempo cada 5, 10, 20 y 30 horas para analizar la influencia de la resolución temporal en la calidad del modelo, observándose un buen compromiso entre precisión y convergencia del modelo para valores de lluvia acumulada durante 20 horas.

(b) Desplazamientos en superficie: hemos empleado una parte de los datos originalmente publicados por Corominas et al. (2000). Los datos de desplazamiento superficial fueron registrados mediante un extensómetro de cable comprendiendo un periodo de 305 días (desde el 20 de Abril de 1997 hasta el 18 de febrero de 1998), centrándonos en este estudio en los datos del extensómetro S2 por ser el instrumental que registra un mayor desplazamiento de los instalados en la zona de estudio. Los datos en bruto registrados por el extensómetro fueron filtrados con una transformada de Fourier para eliminar el ruido de alta frecuencia, lo que implicó disminuir la frecuencia de los registros a 200 minutos, respecto al intervalo original de 20 min (Corominas et al., 2005). Tras dicho filtrado, en los datos todavía se observa una tendencia cíclica diaria (ver figura 2) posiblemente relacionada con la dilatación/contracción del extensómetro asociada a cambios de temperatura durante el día. Para evitar esta componente cíclica diaria, en nuestro estudio hemos empleado una resolución temporal diaria para los datos de desplazamiento.

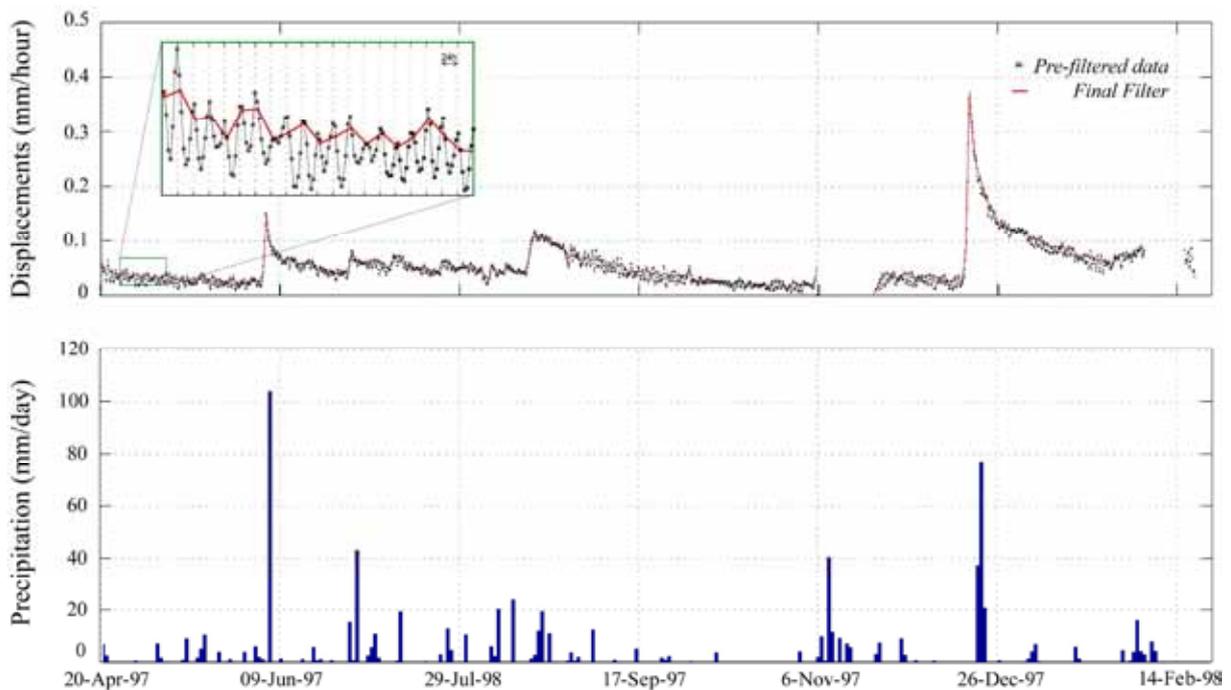


Figura 2: Datos de entrada del modelo: Tasa de desplazamiento registradas por el extensómetro S.2 (fuente: Corominas et al., 2005); Precipitaciones registradas durante el periodo de estudio. Obsérvese como los valores picos de desplazamientos se corresponden, de un modo no lineal, con valores elevados de precipitaciones.

4. CREACION DEL MODELO CONCEPTUAL

Para la creación del modelo conceptual, se ha observado como los datos obtenidos por los diferentes extensómetros de cable muestran una aceleración rápida del movimiento,

prácticamente instantánea, en respuesta a la lluvia (ver figura número 1). Se observa también como la velocidad del deslizamiento disminuye progresivamente de forma exponencial tras cada uno de estos valores “pico” o máximos relativos. Estudios anteriores (Corominas et al., 2005) ya pusieron de manifiesto la importancia que los macro-poros y las fracturas tienen en la infiltración del agua en el terreno, así como la rápida respuesta del deslizamiento a esta entrada de agua.

El modelo conceptual para calcular la velocidad del deslizamiento está basado en dos fases claramente diferenciadas, en función de la complejidad del mismo: (a) en una primera fase de la construcción de nuestro modelo supusimos que toda la precipitación se infiltra en el terreno, es decir, que el resto de componentes del ciclo hidrológico (tanto la evapo-transpiración como la escorrentía superficial y la retención de agua en los poros del terreno) son despreciables frente a la rápida infiltración por conductos preferenciales. Si bien esta es una hipótesis que podríamos considerar como excesivamente simplista, la presencia de grietas y fracturas junto a la existencia de un sistema kárstico en los límites del deslizamiento favorecen una rápida entrada de agua en el sistema, por lo que veremos cómo empleando esta sencilla hipótesis de cálculo, el modelo muestra una buena capacidad de ajustarse a la realidad; (b) en una segunda fase, hemos aumentado la complejidad de nuestro modelo analizando la influencia de la Evapo-Transpiración Real (ETR) en la velocidad de desplazamiento del deslizamiento, empleando para ello los valores de Evapo-Transpiración Potencial (ETP) cedidos por el Grupo de Hidrología y Erosión del Instituto de Diagnóstico Ambiental y Estudios del Agua (IDÆA-CSIC, ver figura 4). De este modo hemos calculado la entrada de agua en el sistema de un modo mucho más preciso que en la fase anterior, en base al modelo de Thornthwaite (1946). Mediante este modelo hemos calculado la Peff en función de la Precipitación total (Pt), de la Evapo-Transpiración Real (ETR) y de la cantidad de agua que se almacena en el subsuelo (Reserva Útil, RU).

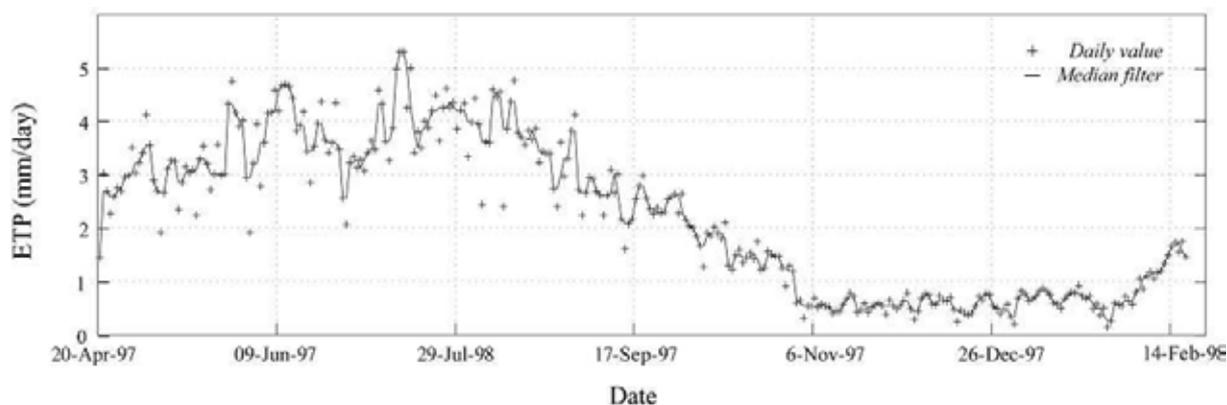


Figura 4: Datos de entrada en una segunda fase del modelo: Evapo-Transpiración Potencial (ETP). Fuente: Grupo de Hidrología y Erosión del Instituto de Diagnóstico Ambiental y Estudios del Agua (IDÆA-CSIC).

5. CONSTRUCCION DEL MODELO: CALCULO DE LA FUNCION DE TRANSFERENCIA

Las funciones de transferencia (Ψ), que pueden definirse como una simple representación matemática de la relación entre entradas (inputs) y salidas (outputs) de un sistema linear invariante, nos ha permitido relacionar la entrada de agua en el sistema (input) con las observaciones de la tasa de desplazamiento del terreno (output). Las funciones de transferencia pueden seguir múltiples formas de acuerdo a distintas leyes de comportamiento (linear, exponencial, etc.), por lo que en nuestro estudio hemos definido una serie de funciones de transferencia que se adapten a dos leyes de comportamiento de la infiltración comúnmente empleadas en bibliografía:

(a) Infiltración con exponente real negativo y con base la variación del tiempo (*negative power law*, Kostiakov, 1932 ecuación 1):

$$f_t = k_1 \cdot \Delta t^{-k_2} \quad (1)$$

Dónde: f_t = tasa de infiltración a lo largo del tiempo; k_1 y k_2 son constantes que dependen del tipo de suelo y condiciones de humedad inicial. Nótese que cuando el exponente de la tasa de decaimiento (k_2) es igual a 0.5 nos encontramos en el caso concreto de la ecuación de Philip (1937). La función de transferencia asociada a la ecuación num. 1 se muestra a continuación (eq. 2):

$$\Psi_1 = k_1 \cdot (\Delta t^{-k_2} - \Delta t^{-k_3}) \quad (2)$$

Dónde: f_{t1} = función de transferencia num.1 (Kostiakov); k_1 , k_2 , k_3 = variables del modelo; t = tiempo.

(b) infiltración con base exponencial de tipo Hortoniano (*exponential law*, Horton, 1933, ecuación 2)

$$f_t = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-\Delta t/k} \quad (3)$$

Dónde: f_t = tasa de infiltración a lo largo del tiempo; f_0 = tasa de infiltración inicial; f_c = tasa de infiltración de equilibrio o tasa de infiltración mínima; k = constante de decaimiento de la tasa de infiltración (específica para cada tipo de suelo).

La función de transferencia asociada a la ecuación num.3 se muestra a continuación (eq. 4):

$$\Psi_2 = k_1 \cdot (e^{-\Delta t/k_2} - e^{-\Delta t/k_3}) \quad (4)$$

Dónde: Ψ_2 = función de transferencia 2 (Horton); k_1 , k_2 , k_3 = variables del modelo; t = tiempo.

En ambas funciones de transferencia, el primer parámetro (k_1) es un parámetro de escala para poder comparar linealmente los inputs/outputs; el segundo parámetro (k_2) hace referencia al aumento progresivo de la cantidad de agua en el sistema tras cada pulso de lluvia, lo que se traduce en un aumento repentino de las velocidades del deslizamiento; finalmente, el tercer parámetro (k_3) representa la reducción progresiva de la velocidad del deslizamiento debido a la progresiva salida de agua del sistema. Este descenso progresivo sigue una ley de decrecimiento con exponente negativo para la función de transferencia num.1 (infiltración de tipo Kostiakov, 1932) y un decrecimiento exponencial en la segunda función de transferencia, en línea con la infiltración de tipo Hortoniana (Horton, 1933).

Nuestro modelo calcula las tasas de desplazamiento para un lapso de tiempo especificado por el usuario (por ejemplo un día) como una suma o convolución de cada uno de los productos de la función de transferencia con respecto a la precipitación efectiva durante un lapso de tiempo determinado (50 días en nuestro caso). Finalmente se realiza un ajuste estocástico de las variables del modelo conceptual (k_1 , k_2 , k_3) empleando un script desarrollado a tal efecto en Matlab (Abellán et al., in prep) con objeto de minimizar las diferencias o residuos entre la serie temporal de deformaciones registradas y la serie temporal de deformaciones calculadas.

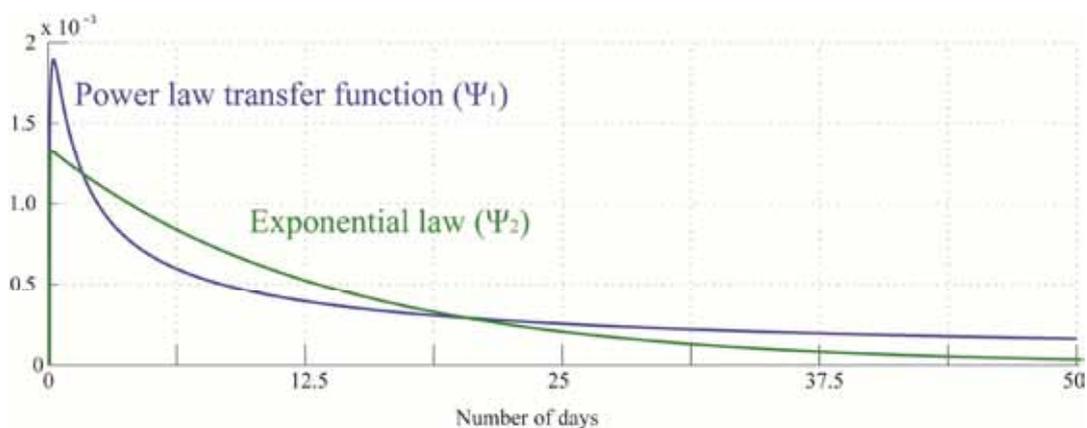


Figura 5: ejemplo de función de transferencia que permite relacionar la precipitación efectiva (Input) con la tasa de desplazamiento del terreno (Output).

Suponiendo una linealidad entre velocidad del deslizamiento y la presión intersticial en el plano de rotura, asumimos que la interpretación física de la función de transferencia es una indicación de la variación de la presión de agua en toda la superficie del deslizamiento a lo largo del tiempo.

6. RESULTADOS DEL MODELO (SIN ETP)

En una primera fase del modelo, se supuso que toda la precipitación se transforma en precipitación efectiva (ver justificación en la sección 4). Hemos empleado dos tipos de funciones de transferencia: Ψ_1 y Ψ_2 (ecuaciones 2 y 4, respectivamente). Para la calibración del modelo, se ha empleado una serie temporal del 80% de las medidas de desplazamiento distribuidas aleatoriamente durante el periodo de estudio (*training set*). La figura 7 muestra los resultados del modelo para la totalidad del periodo de estudio.

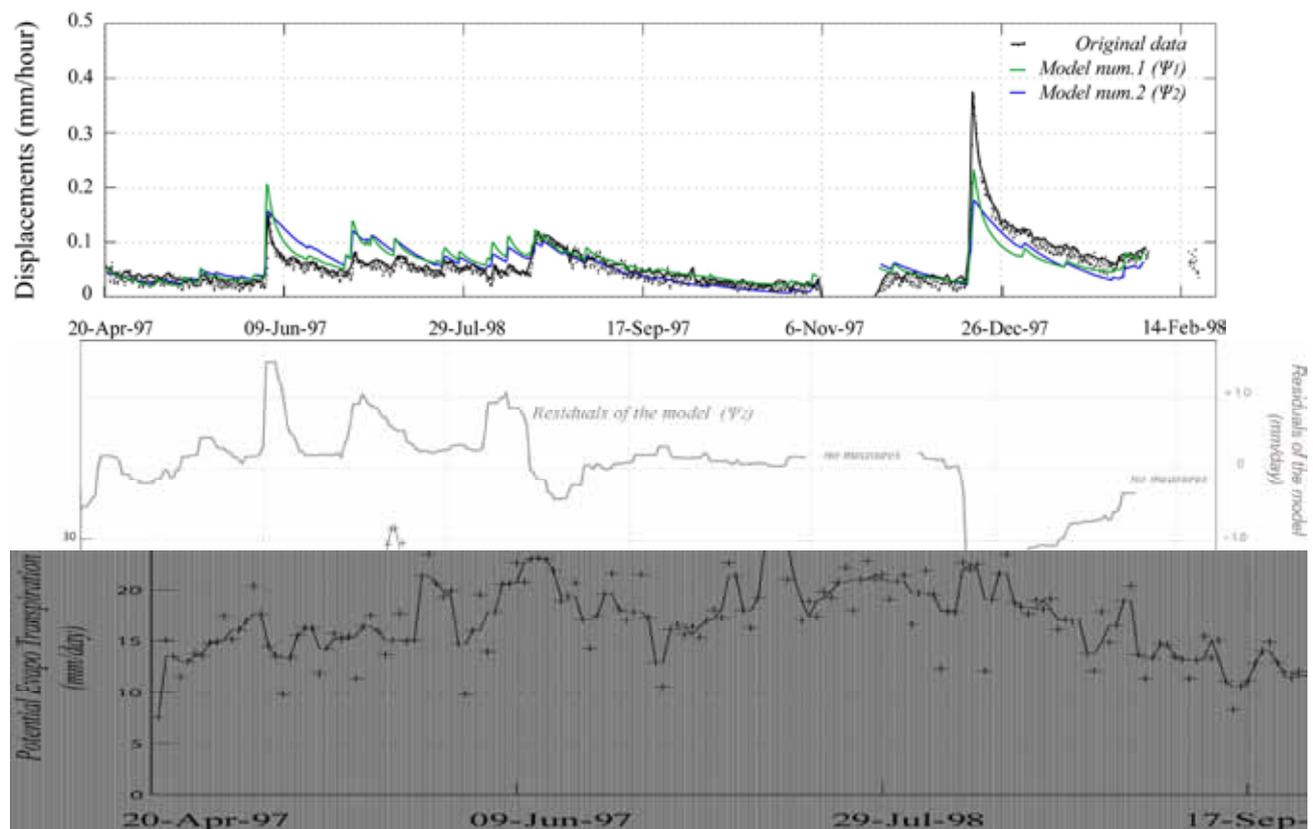


Figura 6: Resultados del modelo sin tener en cuenta la Transpiración Potencial. Tal y como se observa en la figura, los errores del modelo siguen una línea de tendencia similar a la ETP para los meses de primavera-verano.

7. RESULTADOS DEL MODELO (CON ETP)

En una segunda fase de creación del modelo, se supuso que la precipitación efectiva podía calcularse en base al modelo de Thorntwaite (1948) (ver justificación en la sección 4). Similarmente al caso anterior, hemos empleado dos tipos de funciones de transferencia: Ψ_1 y Ψ_2 (ecuaciones 2 y 4, respectivamente). Para la calibración del modelo, se ha empleado una serie temporal del 80% de las medidas de desplazamiento distribuidas aleatoriamente durante el periodo de estudio (*training set*). La figura 7 muestra los resultados del modelo para la totalidad del periodo de estudio.

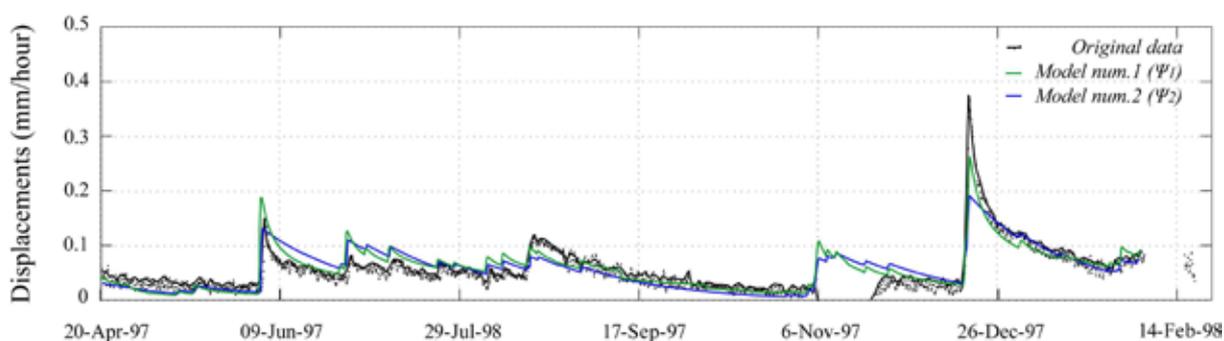


Figura 7: Resultados del modelo teniendo en cuenta la Transpiración Potencial

8. DISCUSION Y PERSPECTIVAS

Uno de los aspectos positivos del modelo presentado en este estudio consiste en predecir de un modo sencillo la velocidad de un deslizamiento a partir de datos de precipitación. En efecto, el modelo permite calibrar mediante modelización inversa los parámetros de la función de transferencia con una cierta precisión. Se ha probado también incluir otros parámetros del ciclo hidrológico en el modelo (retención del suelo, ETR) pero sin embargo, el aumento de la complejidad del segundo modelo elimina la sencillez del modelo inicialmente propuesto. Como perspectivas de continuación del estudio, se plantean: (a) un aumento de la resolución temporal de los datos extensométricos; para ello se deberá llevar a cabo una revisión de los datos extensométricos en bruto para poder filtrar el ruido cíclico observado; (b) un análisis de la influencia de la resolución temporal de la lluvia y de las medidas extensométricas en la calidad del modelo; y (c) la validación del modelo para probar su capacidad predictiva (*nowcasting and forecasting capabilities*) que deberá ser analizada utilizando otro periodo de tiempo.

9. CONCLUSIONES

- Hemos creado un sencillo modelo en base a una modelización de tipo inverso que es capaz de explicar razonablemente la influencia de la lluvia en la velocidad del deslizamiento de Vallcebre.
- El modelo se basa en la creación de una función de transferencia para enlazar unos inputs (precipitación) con un output (velocidad del deslizamiento). Se han generado dos tipos de función de transferencia para reproducir el comportamiento correspondiente a dos modelos de infiltración (modelo Hortoniano y modelo de Philip/Kostiakov).
- El modelo propuesto inicialmente sobrestima las velocidades durante la temporada seca y cálida (verano) y subestima los valores de la velocidad durante los meses más fríos del año (invierno). La incorporación de la precipitación efectiva siguiendo el modelo de Thornthwaite (1948) ha permitido una cierta mejora en la precisión del modelo.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor desea agradecer al Fondo Nacional Suizo por la subvención de su proyecto post-doctoral en la Universidad de Lausanne (Proyectos FNS-200021-138015 y FNS 200020-144040). Los datos de Evapotranspiración Potencial han sido cedidos por el “Grupo de Hidrología y Erosión” del Instituto de Diagnóstico Ambiental y Estudios del Agua (IDÆA-CSIC”).

REFERENCIAS

- Abellán et al. (in prep). Predicting landslide displacements using a rainfall convolution model. Case study at Barmasse landslide (Valais, Switzerland). *Landslides*.
- Corominas J, Moya J, Lloret A, Gili JA, Angeli MG, Pasuto A (2000) Measurement of landslide displacements using a wire extensometer. *Eng Geol* 55:149–166
- Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., and Gili, J.A., 2005. Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain): *Landslides*, v. 2, p. 83-96.
- Evans, M.G., Burt, T.P., Holden, J. and Adamson, J.K., 1999. Runoff generation and water table fluctuation in blanket peat: evidence from UK data spanning the dry summer of 1995. *J. Hydrol.* 221, 141-160.
- Ferrari, A., Ledesma, A., González, D, and Corominas, J. Effects of the foot evolution on the behaviour of slow-moving landslides. *Engineering Geology -Amsterdam-*, 117:217-228, 2011.
- Gili, J.A., Corominas, J, Rius, J., 2000. Using Global Positioning System techniques in landslide monitoring, *Engineering Geology*, 55, pp. 167–192.

- Horton R, E. 1933. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Transactions, American Geophysical Union* 14: 446–460.
- Kostiakov, A. N. 1932. On the dynamics of the coefficient of water-percolation in soils and on the necessity for studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration. *Transactions Congress International Society for Soil Science*, 6th, Moscow, Part A: 17-21.
- Thornthwaite, C., W., 1948. An approach toward a rational classification of climate. *Geogr Rev* 38:55–94.
- Philip, J. R. 1957. The theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. *Soil Sci.* 83, 345–357.
- Richards, L. A. 1931. Capillary conduction through porous mediums. *Physics* 1: 313-318.

METODOLOGÍA EUROBLOCv2 PARA EL ESTUDIO DE DESPRENDIMIENTOS ROCOSOS

Joan TORREBADELLA¹, Joan ALTIMIR¹, Jordi AMIGÓ² y Pau FERRER²

¹ Área de Riesgos Geológicos
Euroconsult Andorra
Principat d'Andorra

² Área de Riesgos Geológicos
Eurogeotecnica
Sant Cugat del Vallès (Barcelona)

RESUMEN

Para la realización de estudios de caídas de piedras, Euroconsult y Eurogeotecnica desarrollaron hace ya años la metodología Eurobloc. Después de haber trabajado con ella durante más de 10 años, y habiendo realizado numerosos estudios tanto en el Principado de Andorra como España, se consideró apropiado realizar una versión mejorada de dicha metodología (EuroblocV2), con la finalidad de adaptarla a los avances tecnológicos de los últimos años en el campo de las protecciones (barreras dinámicas y estabilizaciones directas).

La metodología EuroblocV2 consta de dos partes bien diferenciadas, que son por un lado el análisis de los desprendimientos de rocas y por otro lado la determinación del grado de protección que ofrecen las protecciones.

1. INTRODUCCIÓN

Desde el año 1999 Euroconsult, conjuntamente con Eurogeotecnica, están llevando a cabo estudios frente al riesgo de desprendimientos rocosos en el Principado de Andorra, así como en otros lugares de España.

Dada la evolución tecnológica de las empresas fabricantes de barreras dinámicas (recordemos

que hacía el año 2000 había tan solo barreras con capacidad de retención de 1000 kJ y que en la actualidad ya hay ensayos homologados con barreras de hasta 8000 kJ y en un futuro próximo previstos con barreras de 10.000 kJ), así como un importante auge en productos de estabilización directa mediante malla de cable, alambre de alta resistencia y bulones, se puso de manifiesto la necesidad de realizar una mejora en la metodología utilizada hasta el momento –Eurobloc- (hace aproximadamente un año se empezó a utilizar la nueva metodología EuroblocV2), para poder integrar todas las mejoras en el campo de las protecciones en la metodología utilizada.

Así pues, hoy en día, se está utilizando una técnica pionera en el campo de los desprendimientos rocosos en la que se consideran todos los medios de protección posibles que se encuentran en el mercado a base de protecciones pasivas (barreras dinámicas, diques, muros de tierra armada, etc.) y protecciones activas (estabilizaciones directas en la vertiente a base de malla de cable o de alambre de alta resistencia combinadas con bulones y/o anclajes).

Asimismo se ha empezado a trabajar con la simulación del proceso de un desprendimiento de un volumen de roca de 20 m³, cuando hasta la fecha tan solo se consideraban volúmenes máximos de 10 m³.

2. LA METODOLOGÍA EUROBLOCv2

La metodología EuroblocV2 consta de dos partes bien diferenciadas, que son por un lado el análisis de los desprendimientos de rocas y por otro lado la determinación del grado de protección que ofrecen las protecciones. El análisis de los desprendimientos de rocas sigue la metodología que se describe a continuación:

1. Búsqueda de datos referentes a desprendimientos antecedentes que hayan tenido lugar recientemente, a partir de encuestas a la población y la consulta de archivos gubernamentales, municipales e históricos.
2. Estudio de los indicadores de desprendimientos de rocas, que tanto pueden ser geomorfológicos (cartografía de bloques rocosos inestables, de cicatrices de desprendimientos,...) o bien estructurales (estudio de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso).
3. Estudio volumétrico de los bloques, que determina el volumen de los bloques que pueden caerse de la vertiente rocosa mediante el análisis del espaciado de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso, y el análisis de los bloques caídos formando canchales al pié de la vertiente rocosa.
4. Simulación del proceso de caída de bloques a partir de un modelo analítico y numérico mediante un software específico desarrollado por Euroconsult y Eurogeotecnia. Para esta simulación se necesita entrar unos valores que son:
 - 4.1. Volúmenes de roca a simular

- 4.2. Puntos de salida de los bloques para simular su caída.
- 4.3. Cartografía de las condiciones reales del terreno, para poder realizar una correcta simulación (litología, rugosidad y vegetación).
5. Diagnóstico general de la vertiente, en base al grado de actividad frente a los desprendimientos rocosos.

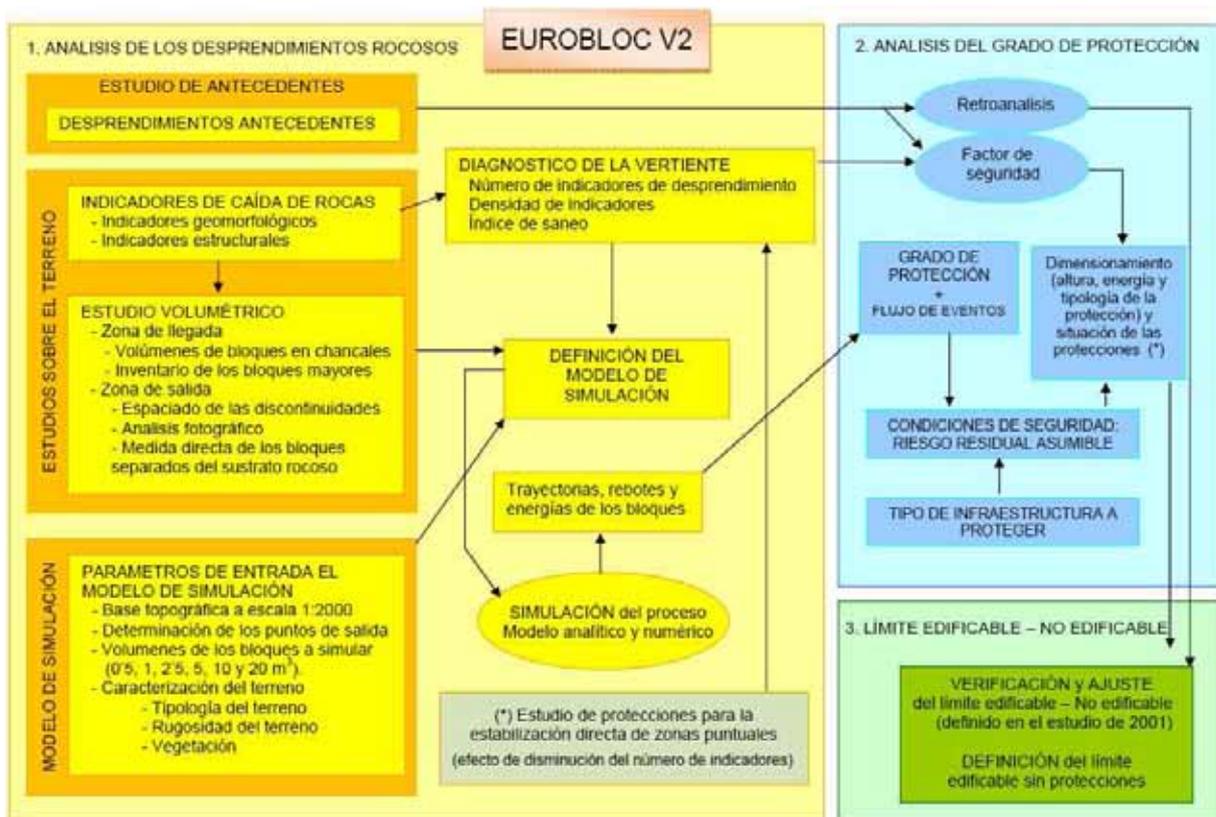


Figura 1: Metodología de trabajo EUROBLOCv2
(*) a incorporar en el proyecto de protecciones

Respecto a la estimación del grado de protección, el objetivo es determinar las condiciones de seguridad una vez se hayan instalado las protecciones previstas, y que tanto pueden ser a base de protecciones pasivas (barreras dinámicas, diques de contención, etc.), o bien protecciones activas (a base de estabilizaciones directas sobre la vertiente rocosa con mallas de cable o similares; estas últimas establecidas en la nueva versión EuroblocV2).

1. Estimación del grado de protección, que corresponde al porcentaje de bloques parados antes de llegar a la supuesta línea de protección más los que son parados por el sistema de protecciones propuesto. El grado de protección se calcula en base a la simulación

de las caídas de rocas, a la distribución volumétrica de los bloques caídos y a las energías máximas de absorción del sistema de protecciones previsto.

2. Estimación de la peligrosidad residual que es la peligrosidad final que queda en un terreno expuesto, una vez se hayan instalado las protecciones. La peligrosidad residual asumible tiene en cuenta la infraestructura a proteger (valores determinados según la metodología para distintos elementos vulnerables, edificios, carreteras, etc.). Para conseguir el valor de peligrosidad residual establecido según la metodología EuroblocV2, se proponen medidas preventivas basadas en dos tipologías de protecciones de acuerdo a dicha metodología:
 - a. Barreras de protección pasivas en el pie de la vertiente, bien sean estáticas, bien sean dinámicas, con una determinada posición, altura y energía.
 - b. Estabilización directa de zonas de la vertiente con un elevado número de indicadores, con el objetivo de disminuir la peligrosidad residual en base a la disminución del número de indicadores detectados en el área fuente. Se trata normalmente de sistemas de membrana a base de mallas de cable o alambre fijadas mediante cuadrículas de bulones y/o anclajes convenientemente dimensionadas.

3. ESTUDIO DE ANTECEDENTES

Fundamental para poder realizar un retro análisis y establecer correctamente los parámetros y coeficientes de los diferentes materiales que se encuentran en la zona. En este sentido cabe destacar la importancia que tiene este punto para poder determinar unos coeficientes de rugosidad, amortiguación de energía, etc., que sean fiables para la posterior simulación del proceso de caída de bloques.

Se realizan encuestas a la población, así como consultas de los archivos municipales y gubernamentales para determinar el alcance máximo de los desprendimientos antecedentes, así como del volumen de los bloques caídos.

A partir del año 2001 se analizan también los desprendimientos que han ido ocurriendo y se comparan con las simulaciones que se han ido efectuando, con la finalidad de determinar el grado de ajuste de las simulaciones a casos reales y modificar, si es el caso, los parámetros utilizados para ajustarlos a la realidad.



Figura 2: comparación de un caso real (2008) con la simulación realizada en el año 1998 en la zona del Solà d'Andorra. Si bien las trayectorias fueron fiables al 100%, la altura de los rebotes sobrepasó las protecciones (6m) y se tuvo que recalibrar el modelo con unos parámetros de rebote superiores a los que se utilizaron en su día.

4. ESTUDIOS SOBRE EL TERRENO

Los indicadores de caídas de piedras son aspectos geomorfológicos y estructurales de la vertiente que permiten identificar los sectores más inestables. Los indicadores geomorfológicos son las trazas morfológicas de la vertiente generadas por las caídas de piedras, mientras que los estructurales se obtienen a partir del análisis de la fracturación de la roca.

4.1. INDICADORES GEOMORFOLOGICOS

Los indicadores geomorfológicos de los desprendimientos son reconocidos a partir de la observación directa sobre el terreno, primero se cartografían desde la vertiente opuesta y posteriormente se accede directamente a la zona de estudio para una cartografía más detallada.

Cabe diferenciar tres tipos de indicadores geomorfológicos, dependiendo de su localización:

- Los indicadores de salida se corresponden a las cicatrices de los desprendimientos, bloques separados del sustrato rocoso y bloques inestables, los dos últimos considerados como potenciales zonas de salida. Las cicatrices de los desprendimientos pueden tener una morfología poliédrica o circular; las poliédricas son cicatrices geométricas delimitadas por dos o más familias de discontinuidades, mientras que las circulares suelen ser cicatrices de dimensiones mayores, delimitadas por múltiples planos de discontinuidad. Los bloques separados del sustrato son bloques que quedan separados del resto del macizo rocoso mediante fracturas abiertas en la roca, por lo que

se consideran puntos potenciales de futuras cicatrices. Los bloques inestables son bloques que se han desplazado o que han caído, pero que aún se encuentran en una situación inestable y que, por lo tanto, pueden volver a movilizarse.

- Los indicadores de trayecto indican el recorrido lineal de los bloques al caer por la vertiente, por lo que tanto se pueden encontrar en la vertiente rocosa como en los canchales. Dentro de la vertiente rocosa se pueden delimitar por los impactos de los bloques en la roca y por la presencia de bloques parados. En los canchales su trazado es más evidente, con vegetación afectada, impactos sobre las piedras de los canchales y abundantes bloques parados a lo largo del recorrido.
- Los indicadores de llegada son los bloques parados al pie de la vertiente.

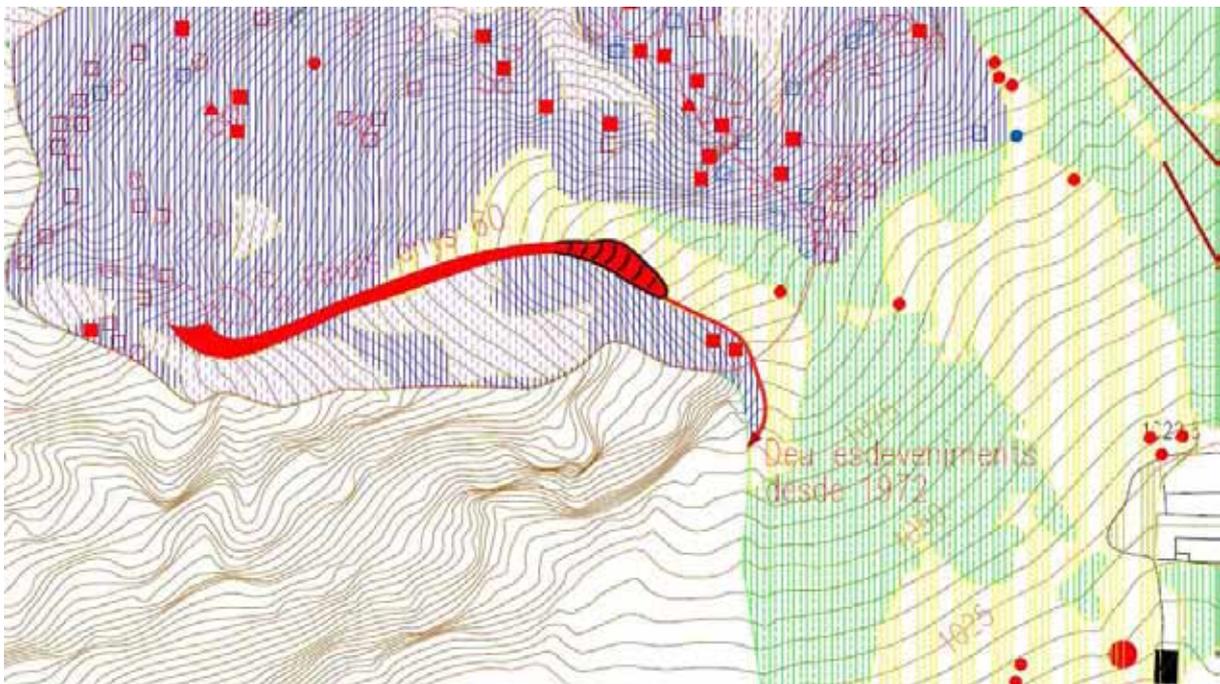


Figura 3: ejemplo de mapa de indicadores en una zona del Solà de Andorra. Los cuadrados y círculos vacíos indican cicatrices. Los cuadrados sólidos indican bloques separados del sustrato, mientras que los triángulos indican bloques inestables. También se puede apreciar la trayectoria de un desprendimiento antiguo (área y flecha roja), y bloques caídos estables (círculos rojos sólidos).

4.2. INDICADORES ESTRUCTURALES

La medida sobre el terreno de las discontinuidades presentes en el macizo rocoso y el posterior análisis estadístico permite determinar las familias de discontinuidades más representativas, posibles determinantes de la inestabilidad de la vertiente.

La determinación de las familias de discontinuidades es básica para estimar el volumen de los bloques que se pueden desprender de la vertiente rocosa.

Los planos de discontinuidad se miden en las zonas más accesibles de la vertiente. Se estudia el tipo de discontinuidad (diaclasas, estratificación, foliación o falla), sus características estructurales (orientación, buzamiento, continuidad y separación) y geomecánicas (morfología del plano de discontinuidad y de la superficie de la junta), así como su posible relleno. Cada grupo de discontinuidades representa una familia, caracterizada por unas orientaciones, características estructurales y geomecánicas determinadas..

4.3. ESTUDIO VOLUMÉTRICO

El cálculo de los volúmenes de los bloques que pueden desprenderse es básico para el dimensionamiento de las protecciones a instalar. En este apartado se pretende determinar estos volúmenes mediante el estudio de los bloques caídos acumulados en los canchales (zona de llegada) y, mediante la estimación del volumen de los bloques que pueden desprenderse (zona de salida).

4.3.1. ESTUDIO VOLUMÉTRICO DE LOS BLOQUES

En general los bloques caídos se acumulan en el pie de la vertiente rocosa formando grandes canchales. Los bloques de mayores dimensiones se encuentran en los sectores inferiores de los canchales, a menudo colonizados por vegetación o en los campos de cultivo de donde seguramente hayan sido sacados por los propietarios. Por este motivo, el estudio de los bloques caídos se puede realizar mediante dos vías diferentes; mediante el inventario de los bloques de dimensiones inusuales, y por otro lado mediante el análisis volumétrico de los bloques que se acumulan en los canchales. La primera vía da información sobre los desprendimientos más excepcionales, mientras que la segunda vía indica las dimensiones de los bloques que se desprenden con mayor frecuencia.

4.3.2.-ESTUDIO VOLUMETRICO EN LA VERTIENTE ROCOSA

La estimación de los volúmenes de los bloques que pueden “salir” de la vertiente rocosa es útil para el dimensionamiento de las protecciones. La imposibilidad de poder medir directamente el volumen de los bloques en la zona de salida ha obligado a estimar indirectamente estos volúmenes mediante el análisis del espaciado de las diferentes familias de discontinuidades de la roca. Las medidas de las discontinuidades se realizan en zonas accesibles de un afloramiento rocoso.

Las familias de discontinuidades son las responsables de descomponer el macizo rocoso en bloques poliédricos elementales, susceptibles a moverse. A partir del espaciado de las diferentes familias se realiza una estimación del volumen de los bloques que pueden desprenderse del macizo rocoso. Para la simplificación de los cálculos, esta estimación se realiza considerando que el ángulo entre diferentes planos de discontinuidad es de 90 grados.

El volumen de un poliedro es función de la longitud de los lados y de los ángulos entre sus caras. Si se considera que el ángulo es de 90 grados, el cálculo del volumen se simplifica. De esta forma se obtienen unos volúmenes ligeramente superiores a los volúmenes reales, pero no suficientemente diferentes para no poder considerar ángulos rectos entre sus caras.

Como los planos de discontinuidad de la roca corresponden a las caras de los poliedros de los bloques rocosos, las separaciones de las discontinuidades equivalen a los lados de los cuerpos rocosos, por lo que el volumen de un bloque es el resultado de multiplicar las separaciones de las familias de discontinuidades que delimitan el bloque rocoso.

Para cada familia de discontinuidades se realiza un análisis estadístico de los valores del espaciado, donde se calculan sus percentiles en intervalos de 10. Mediante la combinación de los percentiles de la separación de las tres familias principales se calcula la distribución volumétrica de los bloques que pueden desprenderse. Mediante esta combinación se estiman un total de 1000 volúmenes de bloques a partir de los que se realiza un análisis estadístico para calcular la distribución volumétrica acumulada.

5. MODELO DE SIMULACIÓN

El modelo de simulación es un método de cálculo analítico y numérico basado en las reglas físicas de la dinámica y la cinemática.

El objetivo de la simulación es obtener las velocidades, las alturas de rebote y las energías de los bloques al caer por la vertiente.

El modelo de simulación permite definir los límites de llegada de los bloques, además de permitir el dimensionamiento de protecciones efectivas para parar los bloques caídos, así como evaluar a las ya existentes.

Para el correcto funcionamiento del modelo de simulación hace falta que las condiciones reales de un desprendimiento y las características del terreno sean representadas numéricamente. Por este motivo el modelo necesita los siguientes valores o parámetros de entrada:

- La topografía: representa la geometría de la superficie por donde se desplazan los

bloques. Normalmente se utiliza una topografía a escala 1:1000 – 1:5000.

- Las dimensiones de los bloques: útiles para el cálculo de energía de los bloques y de los límites de llegada.
- Determinación de los puntos de salida: realizada a partir del estudio geomorfológico.
- Las características del terreno: da información sobre las características físicas del terreno.
- Calibración del modelo a casos reales determinados a partir del estudio de los desprendimientos antecedentes obtenidos mediante datos históricos y testimoniales.

Cabe destacar que la simulación presenta ciertas limitaciones ya que es una simplificación de las condiciones reales del terreno, y de las múltiples variables que son presentes en un cuerpo en movimiento.

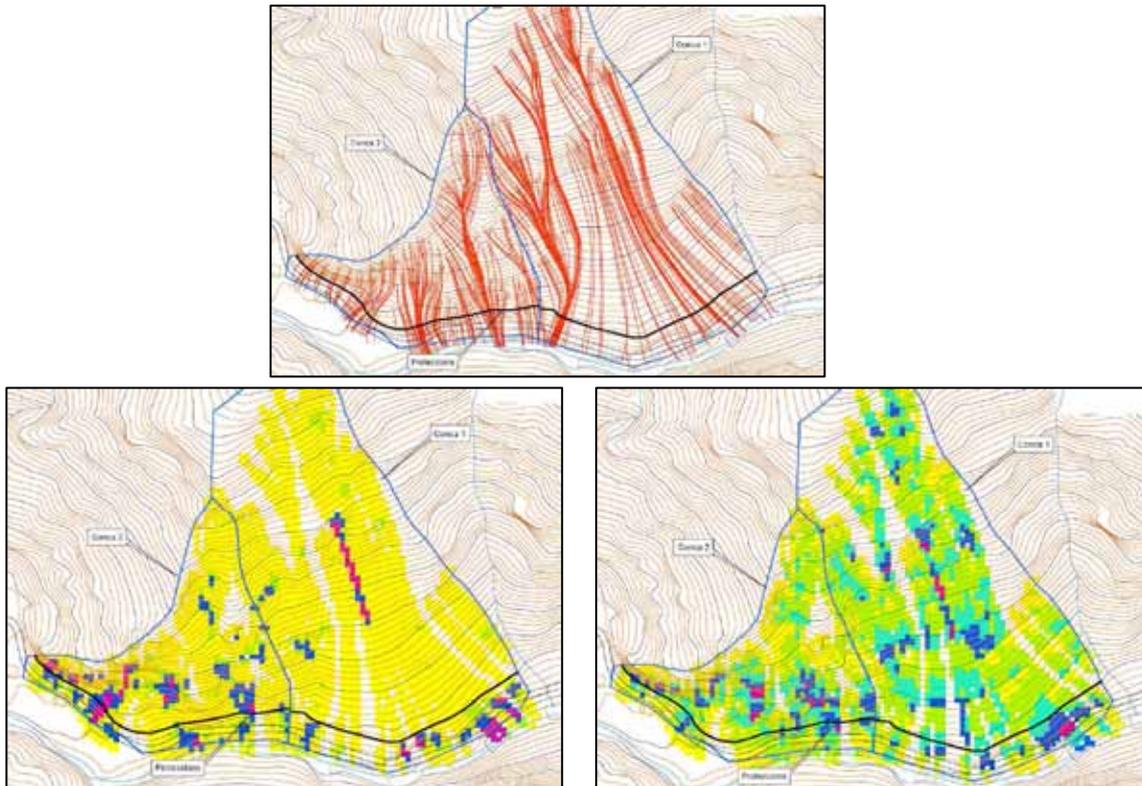


Figura 4: ejemplo de los mapas resultados de la simulación (trayectorias – arriba, energías – derecha y altura de los rebotes – izquierda)

6. ANALISIS DEL GRADO DE PROTECCIÓN

El **grado de protección** es el porcentaje de desprendimientos que no llegan a sobrepasar una protección. El grado de protección se obtiene a partir de la suma de los porcentajes de caídas de bloques que no llegan a las protecciones más los que son parados por las mismas.

El porcentaje de bloques que no llega a las protecciones se obtiene mediante la simulación. Es el porcentaje de desprendimientos que se paran antes de llegar a la zona destinada a la colocación de protecciones en una cuenca.

La **permeabilidad de la protección** es el porcentaje de desprendimientos que no pueden ser parados por las protecciones. La permeabilidad se calcula sumando los porcentajes de bloques de cada intervalo de volumen que no son parados. Este intervalo es la diferencia de los porcentajes acumulados de las dimensiones de los bloques entre dos volúmenes simulados. Los bloques que no pueden ser parados presentan una energía superior a la energía máxima de absorción de la protección o bien con unos rebotes mayores a la altura de las protecciones.

La diferencia entre el grado de protección de una protección y el porcentaje de bloques que no llegan a la protección da como resultado el **porcentaje de bloques parados por la protección**.

El modelo de simulación es quien determina la altura de los rebotes y la energía que llevan los bloques en el momento de impactar contra una protección. El modelo solo puede simular de forma efectiva desprendimientos de volumen igual o inferior a 20 m^3 (el modelo EuroblocV1 tan solo era efectivo para volúmenes de hasta 10 m^3). Para bloques de mayor dimensión el modelo no ofrece unos resultados suficientemente fiables. No obstante, en base a la experiencia adquirida con la observación de desprendimientos en el campo se puede realizar una estimación de los porcentajes de bloques que pueden ser parados de una forma muy aproximada, para diferentes protecciones en función de su energía de retención.

Asimismo consideramos que la eficacia de una protección debe ser suficientemente alta como para estar justificada tanto técnica como económicamente. Se entiende que una eficacia alta es aquella en la que una protección no va a ser destruida ni va a necesitar de un mantenimiento muy importante después de un impacto.

La simulación determina el porcentaje de desprendimientos que, debido a su energía no pueden ser parados por las protecciones y los que, debido a su altura de rebote, sobrepasan las protecciones. En este sentido, la simulación nos determinará la altura y energía necesaria para una protección en una determinada zona.

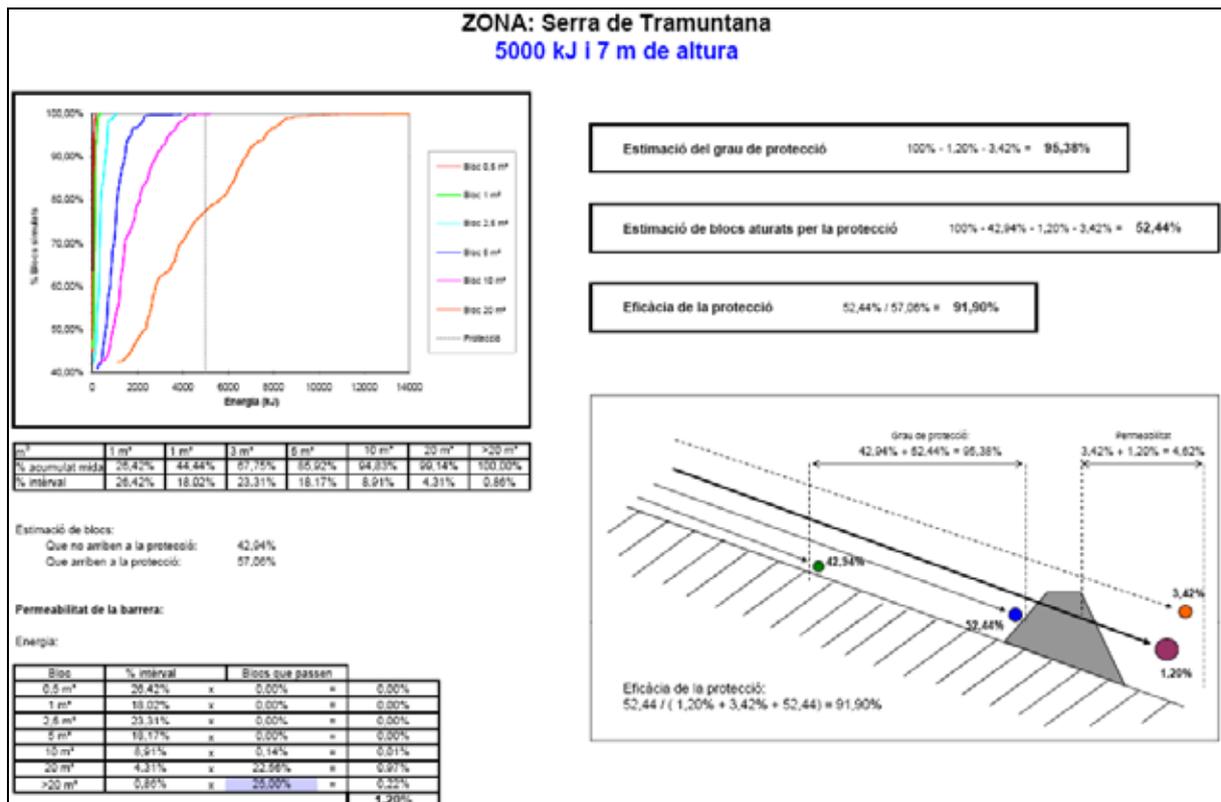


Figura 5: ejemplo de una ficha resultado de la simulación

7. CONDICIONES DE SEGURIDAD

Para establecer las condiciones de seguridad se debe estimar la peligrosidad residual una vez instaladas las protecciones con las energías y alturas obtenidas durante la simulación.

La peligrosidad residual se estima a partir de la relación entre el grado de protección y la actividad de desprendimientos en una zona. A falta de datos temporales sobre la frecuencia en la que se dan los desprendimientos, se propone utilizar el flujo de eventos para estimar el grado de actividad de desprendimientos en una zona.

Definimos la peligrosidad residual (Pr) como el número de eventos por metro lineal de protección, que no son parados por el sistema de protección propuesto. Se obtienen a partir del grado de protección (Gp) y del flujo de eventos de una cuenca (Fe) según la ecuación (1):

$$Pr = Fe * ((100 - Gp) / 100) \quad (1)$$

	Tipo protección	Grado de protección	Flujo de eventos (100 ml)	Peligrosidad residual (eventos/100 ml)
CUENCA I	2000 kJ y 6m	92,47%	68,15	5,13
	3000 kJ y 6m	94,62%	68,15	3,67
	5000 kJ y 6m	96,30%	68,15	2,52
	8000 kJ y 6m	97,25%	68,15	1,87

Tabla 1: ejemplo del grado de protección (Gp) que presentan unas protecciones, del flujo de eventos (Fe) y de la peligrosidad residual (Pr)

Para saber si una infraestructura presenta una peligrosidad residual asumible, una vez colocadas las protecciones, se necesita comparar la peligrosidad residual obtenida a partir de la simulación con unos valores propuestos en la metodología EuroblocV2 y que actualmente son los que se están usando por parte del Gobierno de Andorra.

ELEMENTO A PROTEGER		PELIGROSIDAD RESIUDAL ASUMIBLE
Viviendas		1
Almacenes		3
Carreteras	IMD: 30.000 vehículos /día	3
	IMD: 25.000 vehículos /día	4
	IMD: 20.000 vehículos /día	5
	IMD: 10.000 vehículos /día	6
	IMD: 5.000 vehículos /día	9
	IMD: 1.000 vehículos /día	18
IMD: 100 vehículos /día		85

Número de eventos
Por cada 100 metros
lineales

Tabla 2: valores propuestos de la peligrosidad residual asumible en función del elemento a proteger

Una vez comparado el grado de peligrosidad residual obtenido a partir de la simulación con el grado de peligrosidad residual asumible, si este se muestra insuficiente (valor superior al asumible), se considera la posibilidad de ejecución de estabilizaciones directas en la vertiente rocosa, con lo que obtendremos unas zonas protegidas de las que no pueden salir bloques y, consecuentemente, un número de indicadores menor. De este modo se obtiene un flujo de eventos menor al que se obtiene sin considerar estabilizaciones directas.

Una vez establecidas que zonas se pueden estabilizar directamente, se realiza una segunda simulación y se obtienen unos nuevos resultados tanto del grado de protección como de la peligrosidad residual que serán menores a los realizados en una primera fase y que, según la cantidad de estabilización directa, pueden ya ser validos y asumibles para el tipo de infraestructura a proteger.

8. LIMITACIONES

Cabe tener en cuenta la existencia de eventos catastróficos que son de gran magnitud, involucrando una gran cantidad de masa rocosa desprendida, de periodicidad temporal muy alta y una probabilidad de ocurrencia muy baja. Estos eventos de gran magnitud no se pueden evitar mediante protecciones, por lo que se debe asumir que cualquier infraestructura situada debajo del macizo rocoso está expuesta a estos eventos. Este riesgo es el propio de un país de alta montaña.

Por otra parte también cabe asumir que la metodología de trabajo EuroblocV2 se encuentra constantemente en fase de revisión. La revisión es un proceso continuo que deriva, básicamente, de un mayor conocimiento de la vertiente rocosa que se obtiene mediante los trabajos de vigilancia y control de la misma que puedan asegurar un mejor calibrado de la simulación.

9. CONCLUSIONES

- Desde hace 10 años Euroconsult y Eurogeotecnica llevan realizando estudios de caídas de piedras con la metodología Eurobloc. A partir del año 2012 se empieza a utilizar la metodología EuroblocV2.
- La metodología EuroblocV2 permite analizar desprendimientos de hasta 20 m³, así como considerar la posibilidad de ejecutar estabilizaciones directas en la vertiente rocosa.
- La metodología EuroblocV2 viene, en parte, desarrollada con la finalidad de tener en cuenta todos los avances tanto en conocimiento del comportamiento de un desprendimiento como los avances tecnológicos de las empresas productoras de protecciones, tanto activas como pasivas.
- La metodología EuroblocV2 determina las características de las protecciones a instalar (altura y energía), y si son necesarias protecciones activas (estabilizaciones directas) o bien pasivas (barreras dinámicas, diques, muros de tierra armada, etc.).
- Con la metodología EuroblocV2 se puede determinar el Grado de Protección y el Grado de Peligrosidad Residual de forma efectiva de cualquier zona afectada por desprendimientos rocosos de volumen inferior a los 20m³, para volúmenes mayores la fiabilidad decrece.
- La metodología EuroblocV2 tiene en cuenta el Grado de Peligrosidad Residual Asumible de diferentes tipologías de elementos a proteger, por lo que puede exportarse a cualquier zona del mundo.
- La metodología EuroblocV2 no se puede utilizar para eventos de gran magnitud, considerados catastróficos, ya que estos no pueden protegerse mediante protecciones.

REFERENCIAS

- Altimir, J; Amigó, J; Moya, J i Vilaplana, JM (1996): "Propuesta metodológica para la zonificación geológico-ambiental de un territorio de montaña: el ejemplo de Andorra la Vella (Principat d'Andorra)" *VI Congreso Nacional y Conferencia Internacional de Geología Ambiental y Ordenación del Territorio*, Granada, 329-343.
- Lopez Carreras, C; Ruiz Gandullo, J; Amigó Mitjana, J y Altimir Planes, J (1997): "Aspectos metodológicos del diseño de sistemas de protección frente a la caída de bloques rocosos mediante modelos de simulación cinemática". *IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Granada, Vol 2: 811-824.
- Copons, R; Altimir, J; Amigó, J; Díaz, A i Vilaplana, JM (2000): "Eurobloc: un modelo de simulación de caída de bloques y su máxima adaptación a la realidad". *Geotemas*, Vol.1: 219-222.
- Copons, R; Altimir, J, Amigó, J i Vilaplana, JM (2001): "Estudi i protecció enfront les caigudes de blocs rocosos a Andorra la Vella: Metodologia Eurobloc". Primeres Jornades del Crexit (Institut d'Estudis Andorrans), *La gestió dels riscos naturals*: 134-149.
- Amigó, J; Altimir, J i Copons, R (2001): "Verificación de los resultados del modelo de simulación Eurobloc a partir de casos reales de caídas de bloques rocosos". *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Madrid, Vol 2: 653-663.
- Copons, R; Altimir, J; Amigó, J y Vilaplana, JM (2001): "Metodología Eurobloc para el estudio y protección de caídas de bloques rocosos. Principado de Andorra". *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Madrid, Vol 2: 665-676.
- Copons, R; Vilaplana, JM, Corominas, J; Altimir, J i Amigó, J (2004): "Rockfall risk management in high-density urban areas. The Andorran experience". In: T. Glade, M. Anderson and M.J. Crozier (eds). *Landslide hazard and risk*. John Wiley and Sons, Chichester. Pp. 676-698.
- Corominas, J; Copons, R; Moya, J; Vilaplana, JM; Altimir, J i Amigó, J (2005): "Quantitative assessment of the residual risk in a rockfall protected area". *Landslides*, 2: 343-357.
- Copons, R; Altimir, J; Amigó, J; Corominas, J i Vilaplana, JM (2005): "Gestión del riesgo asociado a desprendimientos rocosos en zonas urbanas: el Solà d'Andorra la Vella (Principado de Andorra)". *VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Valencia. Vol 1: 555-566.

APROXIMACIÓN PROBABILÍSTICA AL NÚMERO Y TAMAÑO DE BLOQUES EN DESPRENDIMIENTOS CON FRAGMENTACIÓN

José MOYA^{1*}, Jordi COROMINAS¹, Olga-Christina MAVROULI¹ y Ramon COPONS²

¹ Dept. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña

² Centre d'Estudis de la Neu i de la Muntanya d'Andorra (CENMA)
Institut d'Estudis Andorrans (IEA)

RESUMEN

La mayoría de las masas rocosas que se desprenden se fragmentan en los primeros impactos contra el terreno. El riesgo asociado a los desprendimientos debe calcularse, por lo tanto, teniendo en cuenta este proceso de fragmentación. Para incorporar la fragmentación en la simulación de trayectorias es necesario prever el número y el volumen de los fragmentos rocosos resultantes en cada desprendimiento. Se presenta aquí un método para estimar estas dos variables. Se parte de la hipótesis que la distribución del volumen de los bloques acumulados en el canchal puede ser utilizada para generar aleatoriamente conjuntos de bloques, cada uno de ellos simulando el conjunto de bloques resultantes de un desprendimiento. Esta aproximación se ha aplicado a un canchal del Solà d'Andorra, Andorra la Vella (Principado de Andorra). La validez del método se ha contrastado comparado los resultados obtenidos con lo observado en desprendimientos recientes, inventariados por un plan de vigilancia de la zona.

1. INTRODUCCIÓN

Los desprendimientos son uno de los riesgos geológicos más frecuentes en laderas rocosas de gran pendiente, particularmente en zonas de montaña. Se trata de fenómenos rápidos y difíciles de predecir en el tiempo. Dado el desarrollo turístico de estas zonas, existe una necesidad creciente de evaluación del riesgo de estos fenómenos y que ésta se realice de la forma más realista posible.

En los últimos años, la evaluación del riesgo de desprendimientos se ha abordado cuantitativamente (Hungar et al., 1999; Corominas et al., 2005a; Agliardi et al., 2009; Li et al., 2009). El movimiento de bloques desprendidos ha sido estudiado extensamente y existen en la actualidad varios programas de simulación en 3D para modelizar la trayectoria de los bloques (Guzzetti et al., 2003; Agliardi and Crosta, 2003; Dorren et al., 2006, Scioldo, 2006; Bourrier et al., 2009, Agliardi et al. 2009). Una vez definidos los puntos de origen potenciales de desprendimientos, estos programas permiten calcular la energía cinética y el alcance de los bloques y, a partir de aquí, realizar una zonación del área expuesta en función de los daños potenciales.

El análisis de trayectorias es sólo una de las facetas de la evaluación del riesgo de desprendimientos, existen, sin embargo, otros aspectos que apenas han sido abordados. Uno de dichos aspectos es la fragmentación de la masa desprendida. En efecto, se ha observado que la mayoría de las masas rocosas que se desprenden se rompen al impactar con el suelo y liberan varios bloques que toman trayectorias y energías diferentes e independientes. La fragmentación es uno de los aspectos menos estudiados de este tipo de movimiento de ladera y, aunque se observa en muchos casos, no suele tenerse en cuenta para el diseño de barreras de protección (Agliardi and Costa, 2003; Giacomini et al., 2009). Realmente, no es sencillo predecir el número y tamaño de los fragmentos a partir de un volumen inicial de roca. De hecho, actualmente en la simulación de trayectorias suele suponerse la caída de bloques individuales de ciertos tamaños que no se fragmentan. Lo anterior es poco realista y constituye una de las limitaciones más importantes de la simulación de desprendimientos.

La importancia de la fragmentación en la evaluación del riesgo reside, entre otros motivos, en la posibilidad de que los fragmentos sigan trayectorias muy diferentes a los bloques intactos (los utilizados para diseñar las barreras) con el peligro consecuente que sobrepasen la barrera de protección (Giacomini et al., 2009). Por otro lado, si la fragmentación no es tomada en cuenta no es posible calcular la probabilidad de que dos o más bloques, con energía mayor a determinado umbral, puedan llegar simultáneamente o casi simultáneamente a la zona expuesta al riesgo, o a una barrera de protección. Las barreras de protección raramente están diseñadas para recibir el impacto casi simultáneo de varios bloques de gran energía. Se plantea entonces un problema de valoración del riesgo residual (el riesgo que permanece después de la implantación de medidas de mitigación). En consecuencia, una estimación más realista del riesgo requiere incorporar el proceso de fragmentación de las masas desprendidas. Son muy pocas las aportaciones que se pueden encontrar en este campo (Nocilla et al., 2009; Wang and Tonon, 2011; Corominas et al., 2012). Apenas existen datos sobre este proceso complejo y es difícil de modelizar físicamente.

Para introducir la fragmentación en el análisis del riesgo de desprendimientos, y en particular en el análisis de trayectorias, es necesario determinar cuál es el número y el volumen de los fragmentos rocosos. En esta comunicación se presenta una aproximación

metodológica para estimar estas dos variables, aproximación que está basada en observaciones geomorfológicas, concretamente en la distribución del volumen de los bloques que se encuentran al pie del escarpe rocoso, y en la simulación probabilística. El método se ha aplicado a un canchal del Solà d'Andorra, Andorra la Vella (Principado de Andorra) y los resultados obtenidos se han comparado con los volúmenes de bloques de desprendimientos recientes inventariados, y que ha sido facilitados por el Plan de Vigilancia de la zona establecido por el Gobierno de Andorra.

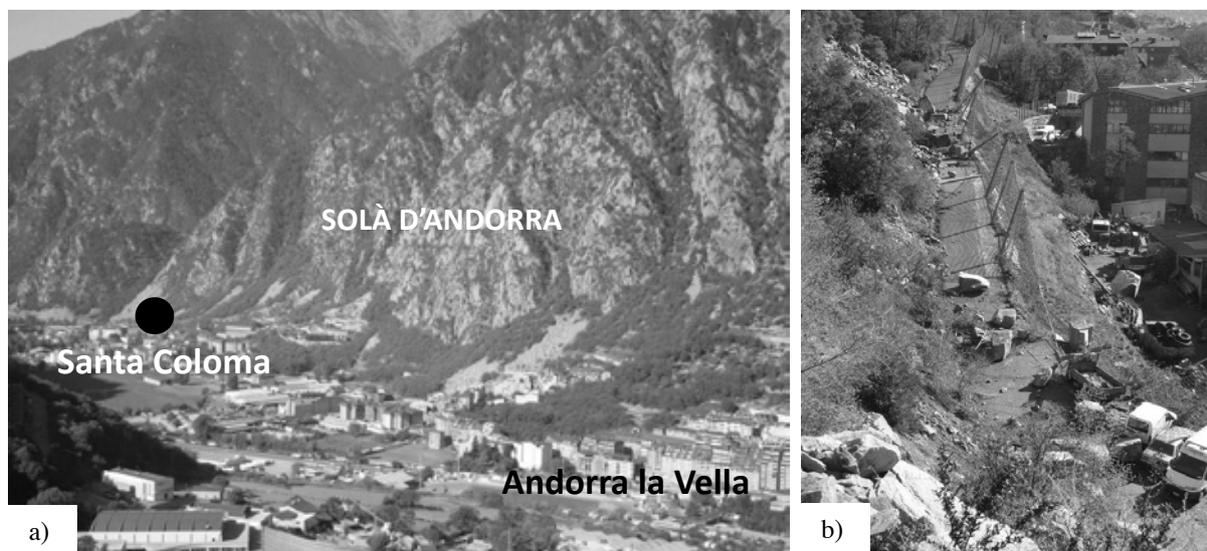


Figura 1. Contexto de la zona de estudio. a) Situación del Solà d'Andorra. En la fotografía pueden apreciarse la gran pendiente del área fuente y los canchales situados al pie de la ladera rocosa. El círculo negro de la foto indica la situación de la imagen 1b. b) Vista del desprendimiento de abril de 2008. Varios bloques fueron detenidos por la barrera dinámica y se observan en la pista que hay ladera arriba; otros bloques de grandes dimensiones rebasaron la barrera y uno de ellos impactó contra un edificio.

2. ZONA DE ESTUDIO

2.1. Contexto geológico y geomorfológico

El Solà d'Andorra es una ladera rocosa que se extiende a lo largo de más de dos kilómetros en la margen derecha del valle del Gran Valira (Andorra la Vella, Principado de Andorra) (Figura 1). La máxima altitud se alcanza en el pico de Carroi (2332 m), mientras que el fondo de valle se encuentra en torno a los 980 m. Las pendientes son altas, localmente mayores a 60°, en la parte superior de la ladera donde aflora el sustrato rocoso. El sustrato está formado por un macizo granodiorítico, en el que se encuentran cinco familias de fracturas (Copons, 2004). Las cicatrices frescas de desprendimientos y las grietas abiertas son abundantes en el Solà d'Andorra, lo que evidencia la intensa actividad de caída de bloques. El área fuente está incidida por varios canales, que conducen la mayoría de bloques caídos hacia la parte baja de la ladera, donde se acumulan formando canchales.

2.2. Antecedentes sobre la evaluación del riesgo de desprendimientos en el Solà d'Andorra

El problema de los desprendimientos es recurrente en el Solà d'Andorra y el riesgo asociado es manifiesto. Durante los últimos 50 años se han observado una treintena de caídas de bloques en la zona, con volúmenes generalmente inferiores a 100 m^3 . El volumen individual de los bloques varía típicamente entre los 0.5 y los 25 m^3 . La mayoría de estos desprendimientos alcanzaron la parte baja de los canchales y se aproximaron a las edificaciones existentes. En diciembre de 1983 y en enero de 1994, varios bloques desprendidos impactaron contra edificios recientemente construidos. El caso más peligroso fue el ocurrido el 21 de enero de 1997 en el canal de la Alzina, en el que un bloque de 25 m^3 impactó contra un edificio de viviendas causando un herido grave. Más recientemente, el 20 de abril del 2008 sucedió un desprendimiento de unos 150 m^3 en el canal del Forat Negre, colindante con el anterior. Varios bloques impactaron en la barrera dinámica situada en la parte baja del canchal, justo sobre la zona urbana (Figura 1b), tumbando la barrera y permitiendo el paso de algunos bloques de grandes dimensiones que alcanzaron la zona urbana. Uno de ellos, de 32 m^3 , llegó a colisionar con un taller originando cuantiosos daños materiales.

En el Solà d'Andorra se han ido realizando diversos estudios técnicos y científicos sobre el riesgo de desprendimientos (Euroconsult y Eurogeotècnica, 1994; Copons, 2004; Copons et al., 2005; Copons y Vilaplana, 2008; entre otros). En varios de estos trabajos se incluye la simulación de trayectorias para varias clases de volúmenes de bloques (con un máximo de 10 m^3). El volumen de los desprendimientos se derivó de la distribución corregida del volumen de los bloques medido en parcelas del canchal y del área fuente (Copons, 2004; Copons et al., 2005).

Corominas et al. (2005) realizaron por primera vez una evaluación cuantitativa del riesgo de desprendimientos del Solà d'Andorra, teniendo en cuenta los diferentes factores que intervienen en el mismo, calculando probabilísticamente la peligrosidad e incluyendo específicamente la vulnerabilidad y las posibles pérdidas de edificios y de personas. El cálculo detallado de la vulnerabilidad de edificios se ha analizado recientemente (Mavrouli y Corominas, 2010a y 2010b). En otros trabajos recientes se han abordado con detalle otros aspectos de los desprendimientos como su frecuencia temporal (Moya et al., 2010; Corominas y Moya, 2010) y la distribución de volúmenes de rotura (Santana et al., 2012).

En varios de los trabajos antes mencionados, la simulación de trayectorias y el cálculo de la distribución de energías cinéticas se han realizado suponiendo el desprendimiento de bloques individuales, que no se fragmentan durante su recorrido ladera abajo. La limitación de esta aproximación se hizo evidente a raíz del desprendimiento de abril de 2008 en el Forat Negre, mencionado antes. El inventario del Solà d'Andorra muestra que todos los desprendimientos recientes se han fragmentado y han producido un número variable de bloques que se han acumulado en el canchal (Copons et al., 2005). Por lo tanto, en el Solà

d'Andorra la fragmentación es la norma, no una excepción. Con el fin de simular los desprendimientos de una forma más realista se hace evidente la necesidad de incluir este proceso en la simulación de trayectorias.

3. BASES DEL MÉTODO

Uno de los aspectos a considerar en el proceso de fragmentación es el número y el volumen de los fragmentos resultantes. Corominas et al. (2012) han realizado recientemente una aproximación simplificada a la distribución del volumen de los fragmentos dado un volumen inicial de desprendimiento. La aproximación consiste en el cálculo de dicha distribución con una ley potencial en la que el exponente se supone igual al de la distribución del volumen inicial de los desprendimientos obtenido en la misma zona de estudio.

En esta comunicación se propone un método complementario para obtener el número y el volumen de los bloques que resultan de la fragmentación. La base del método parte de la consideración del proceso de formación de los canchales: 1) los canchales se forman primariamente por la acumulación repetida de desprendimientos al pie de los escarpes rocosos durante un largo periodo de tiempo (centenares a miles de años); 2) si no ha actuado ningún proceso que produzca la reducción del tamaño de los bloques (por ejemplo, gelifracción) o su removilización del canchal, los bloques que se encuentran en la superficie de un canchal son los resultantes directamente de los desprendimientos y de la fragmentación de los mismos. En el Solà d'Andorra no se han observado indicios de gelifracción de los bloques rocosos que forman los canchales y la única removilización de bloques que ocurre es la debida a desprendimientos posteriores o a deslizamientos superficiales que tienen lugar en la propia zona de acumulación. A partir de dichas observaciones puede inferirse que la distribución estadística del volumen de los bloques observada en el canchal es la que resulta de la fragmentación de los desprendimientos. Lo anterior sugiere que dicha distribución puede utilizarse para obtener el volumen de los fragmentos de desprendimientos. Las hipótesis fundamentales que se han empleado en este trabajo son: a) el volumen de los bloques que resultan de la fragmentación de masas desprendidas de una misma área fuente siguen una distribución de probabilidad determinada; y b) la misma distribución de probabilidad es seguida por el volumen de los bloques que se encuentran en el canchal.

Desde el punto de vista estadístico, la analogía sería que dada una población del volumen de fragmentos, común para todos los desprendimientos ocurridos en una misma zona, cada desprendimiento constituiría una realización aleatoria, una muestra de la población. Bajo esta premisa tiene sentido llevar a cabo el proceso inverso, que de forma ideal sería tomar aleatoriamente bloques del canchal hasta sumar el volumen inicial del desprendimiento. Este proceso es sencillo de simular una vez que es conocida la función de distribución de probabilidad del volumen de los bloques acumulados en el canchal. El procedimiento consiste en utilizar la inversa de dicha función de distribución, una vez ajustada, para generar aleatoriamente volúmenes de fragmentos. Realizando una serie de

simulaciones consecutivas se obtiene un conjunto de bloques, que simula el conjunto de bloques resultantes de un desprendimiento. En cada simulación, el volumen de los bloques simulados se va sumando sucesivamente hasta alcanzar el volumen de la masa rocosa desprendida (el volumen del desprendimiento). El número de los bloques simulados y sumados corresponde al número de bloques resultantes de la fragmentación.

Esta aproximación se ha aplicado al canchal del Solà d'Andorra. Los detalles del procedimiento seguido y los resultados obtenidos se indican a continuación.

4. UN EJEMPLO: APLICACIÓN AL SOLÀ D'ANDORRA

La información de partida son los volúmenes de los bloques medidos en varias estaciones del canchal del Solà d'Andorra, datos que se hallan recopilados en Copons (2004). Concretamente, se han utilizado el volumen correspondiente a 2254 bloques medidos en ocho parcelas y en tres estaciones lineales (parcelas S2 a S9 y estaciones L1 a L3; Figura 2a).

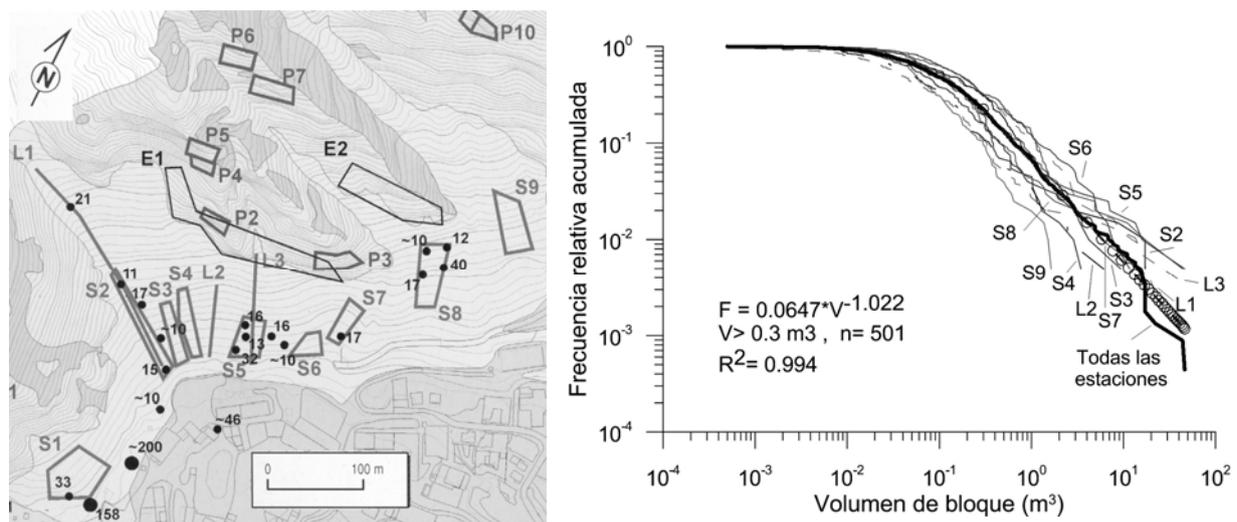


Figura 2. Distribución del volumen de bloques. a) Localización de las estaciones de medida del tamaño de los bloques en el canchal del Solà d'Andorra. Las estaciones de tipo parcela son las que contienen el prefijo S (S1, S2,...), las estaciones de tipo lineal son las que muestran el prefijo L (L1, L2,...) (tomada de Copons, 2004). b) Distribución del volumen de bloques medidos en cada una de las estaciones y en el conjunto de ellas. La línea de círculos marca la línea de regresión ajustada a esta última curva.

Con estos datos se ha hallado la distribución del volumen de los bloques medidos en cada una de las estaciones. Como puede observarse en la Figura 2b, la distribución del volumen de bloques muestra algunas diferencias entre las estaciones. A pesar de estas diferencias, se observa que todas las curvas tienen un trazado rectilíneo a partir de un volumen de 0,1 a 0,5 m³, dependiendo de la curva. Dado que la escala de los ejes es logarítmica, lo anterior significa que la distribución del volumen de los bloques se ajusta bien a un patrón

potencial, a partir de cierto volumen mínimo. Por otra parte, las curvas parecen estar dispuestas en torno a una distribución central que sería representativa de todo el conjunto de observaciones. Por este motivo se ha calculado otra distribución utilizando todos los bloques medidos en las estaciones (línea gruesa de la Figura 2b) y a esta curva se le ha ajustado por regresión la función potencial siguiente:

$$F_b = 0,0647 V_b^{-1,022} \text{ para } V_b \geq 0,3 \text{ m}^3 \quad (1)$$

Dado que la distribución F_b está expresada como una frecuencia relativa acumulada, ésta varía en un rango entre 0 y 1 y es asimilable a una probabilidad (P_b). Por lo tanto, la función de distribución de probabilidad del volumen de los bloques es:

$$P_b = 0,0647 V_b^{-1,022} \text{ para } V_b \geq 0,3 \text{ m}^3 \quad (2)$$

Si, como se ha indicado anteriormente, suponemos que el volumen de los bloques en el canchal (V_b) y el de los bloques que resultan de la fragmentación (V_f) siguen la misma distribución ($P_f = P_b$), el volumen de los fragmentos puede obtenerse invirtiendo la Ecuación 2:

$$V_f = (0,0647/P_f)^{-1/1,022} \quad (3)$$

La simulación de V_f se realiza dando valores a P_f generando números aleatorios de una distribución uniforme con rango entre 0 y 1.

Como se ha mencionado más arriba, dado un volumen del desprendimiento, la simulación de nuevos fragmentos se ha repetido hasta que el volumen acumulado iguala al del desprendimiento, con un cierto exceso o defecto. En la Tabla 1 se muestra un ejemplo de simulación para un desprendimiento con un volumen de 40 m^3 . En este ejemplo, con el bloque simulado número 73 se completa dicho volumen; dicho número se hace corresponder al número de bloques resultantes de la fragmentación. En definitiva, se ha conseguido obtener un conjunto de bloques que estocásticamente puede producirse por la fragmentación de dicho desprendimiento y que puede utilizarse para la simulación de trayectorias.

Número de bloque simulado	P_f	Volumen del bloque (m^3)	Volumen acumulado (m^3)
1	0,085	0,77	0,77
2	0,521	0,13	0,90
3	0,235	0,28	1,18
4	0,824	0,08	1,26
...
71	0,177	0,37	38,06
72	0,453	0,15	38,21
73	0,032	2,02	40,23

Tabla 1. Ejemplo de simulación de volúmenes de bloques resultantes de la fragmentación de un desprendimiento de 40 m^3 .

5. DISCUSIÓN

El método que se propone está basado en la hipótesis que la distribución del volumen de los bloques presentes en el canchal es la misma que la de los bloques que resultan de la fragmentación de los desprendimientos. Dicha hipótesis está apoyada por las observaciones geomorfológicas sobre la formación de canchales y por la ausencia de procesos que, como la gelifración, reduzcan el tamaño de los bloques tras haber sido depositados por los desprendimientos en el canchal, como sucede en el caso del Solà d'Andorra. Sin embargo, es necesario verificar la validez de esta hipótesis de trabajo con datos adicionales. Ello es posible si se dispone de información suficientemente completa sobre desprendimientos ocurridos recientemente. Entre los años 2000 y 2008, en el Solà d'Andorra ocurrieron once desprendimientos destacables que fueron inventariados con detalle en el marco del plan de vigilancia de las laderas rocosas del Gobierno de Andorra. La tipología de los datos y el método de recolección se hayan representados en el trabajo de Copons (2004). Se determinaron el volumen del desprendimiento, mediante la cubicación de la cicatriz de rotura, y el volumen de los bloques desprendidos y acumulados al pie de la ladera, descartando aquellos fragmentos rocosos de diámetro inferior a 20cm. Los volúmenes desprendidos varían generalmente entre los 4 y los 30 m³, alcanzando el mayor los 150 m³. Cabe destacar que, en todos los casos, la masa desprendida se fragmentó en bloques de diverso tamaño, con un máximo de 11 m³.

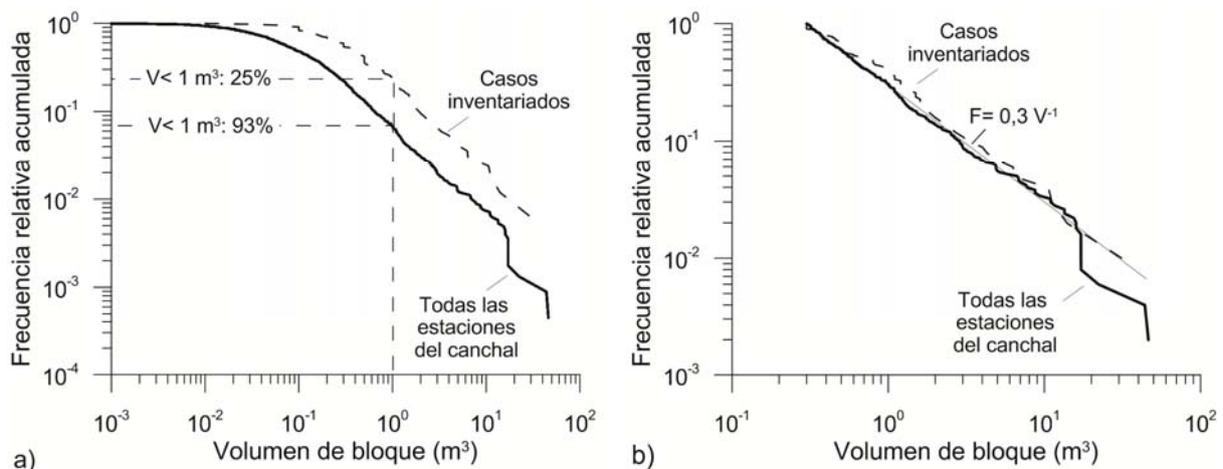


Figura 3. Distribución del volumen de bloques del conjunto de las estaciones del canchal y de los desprendimientos recientes inventariados: a) todos los bloques medidos; b) sólo los de volumen igual o mayor a 0,3m³; la recta corresponde a una distribución potencial que se ajusta a las dos curvas observadas.

Aunque el número de desprendimientos con un inventario suficientemente completo es todavía pequeño, el número total de bloques resultantes de la fragmentación es lo bastante grande (167 bloques) como para permitir la comparación. Se ha elaborado la curva de volumen – frecuencia relativa acumulada de este conjunto de bloques y se ha comparado con la obtenida con el conjunto de estaciones del canchal del Solà d'Andorra, la utilizada

para la simulación (Figura 3). La comparación muestra que la única diferencia entre las dos distribuciones es la menor proporción de bloques pequeños en los casos inventariados (Figura 3a). Por ejemplo, en la distribución correspondiente a las estaciones el porcentaje de bloques menores a 1 m^3 es del 93% mientras que en la correspondiente a los casos inventariados es del 25%. Si se consideran únicamente los bloques de volumen mayor a $0,3 \text{ m}^3$ (Figura 3b), tanto los bloques acumulados en el canchal como los correspondientes al inventario de casos recientes, el ajuste de ambas curvas es muy bueno, indicando que ambas curvas siguen una misma distribución de probabilidad, como se había supuesto. Dicha distribución corresponde a una ley potencial con exponente próximo a la unidad y un parámetro de escala en torno a 0,3 (Figura 3b).

Una consideración final parte del hecho que, analizando canchales de varias regiones montañosas, en algunos casos puede observarse un aumento del tamaño de los bloques canchal abajo. Este fenómeno es muy claro en algunos sitios pero no es tan manifiesto en otros, como en el Solà d'Andorra. La segregación de bloques en función de su tamaño es la consecuencia natural del mayor alcance cuanto mayor es el peso de un bloque. La fragmentación del desprendimiento parece dificultar esta segregación, aunque sin eliminarla. Cierta segregación se ha observado en algunos desprendimientos recientes inventariados en el Solà d'Andorra, en los que la masa desprendida se ha fragmentado. En cualquier caso, la posible segregación de bloques tiene implicaciones en la aplicación del método propuesto en esta comunicación. Es necesario evitar un sesgo en el muestreo, en el que los bloques más grandes estén sub-representados. En canchales donde la segregación de bloques es observable, las estaciones de muestreo tienen que distribuirse a diferentes alturas en la zona de acumulación de bloques (muestreo de tipo estratificado), o bien incluir toda ella como en las estaciones lineales, y la segregación de bloques ha de ser corregida.

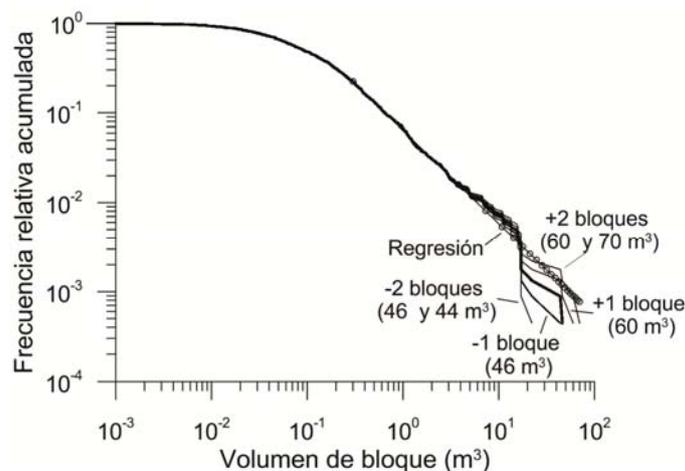


Figura 4. Distribución del volumen de bloques del conjunto de las estaciones del canchal (línea gruesa) y de muestras a las que se han quitado o añadido uno o dos bloques grandes. La línea de círculos muestra la regresión realizada con la muestra original.

Cabe decir que un muestreo que incluya un gran número de muestras, como el utilizado en este trabajo (con más de 2000 bloques), proporciona una distribución poco sensible a la falta de algunos bloques muy grandes. A modo de ejemplo de esto último, al conjunto original de bloques medido en el canchal del Solà d'Andorra, por un lado, se han quitado los dos bloques de mayor volumen (de 44 y 46 m³) y, por otro lado, se han añadido otros dos (de 60 y 70 m³) (Figura 4). Obviamente, sólo el extremo de la distribución varía entre los diversos casos y la regresión ajustada no cambia prácticamente entre ellos porque la parte central de las curvas es la que controla esencialmente el ajuste. De hecho, la curva que contiene dos bloques añadidos es más cercana a la regresión ajustada al conjunto de datos original, sugiriendo que pueden faltar algunos bloques grandes en la muestra. En la simulación del volumen de bloques se ha utilizado la distribución obtenida por regresión, lo que permite minimizar la ausencia de unos pocos bloques grandes en la muestra.

6. CONCLUSIONES

En la simulación de la trayectoria de desprendimientos es necesario incluir el proceso de fragmentación. Algunas de las variables a determinar en este proceso son el número y el volumen de los fragmentos grandes (de tamaño bloque).

Dado un volumen de desprendimiento, esas dos variables pueden estimarse a partir de la distribución del volumen de los bloques que se encuentran en la zona de deposición (canchal). Una vez determinada dicha distribución, el procedimiento consiste en la simulación de volúmenes utilizando la función inversa a la distribución de probabilidad.

La hipótesis básica supone que el volumen de los bloques que hay en el canchal, depositados por desprendimientos pasados, y el de los que resultan de la fragmentación siguen la misma distribución, siempre y cuando no haya actuado algún proceso que reduzca el tamaño de los bloques tras su deposición. La validez de la hipótesis se ha comprobado en el Solà d'Andorra comparando la distribución del volumen de bloques obtenida en el canchal con la de bloques resultantes de la fragmentación de desprendimientos inventariados.

Se concluye, en definitiva, que el método propuesto puede ser aplicado a zonas en las que los bloques no han sufrido una reducción de tamaño (por ejemplo, por gelifracción) con posterioridad a su deposición por desprendimiento.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el proyecto Safeland de la Comisión Europea (contrato 226479) y por el proyecto Big Risk de la CICYT (contrato BIA2008-06614). El Departamento de Ordenación del Territorio del Gobierno de Andorra está llevando a cabo el inventario de desprendimientos, parte de los cuales se han utilizado en el presente estudio.

REFERENCIAS

- 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 modelling techniques. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9: 1059-1073.
- Bourrier, F., Dorren, L., Nicot, F., Berger, F. and Darve, F., 2009. Toward objective rockfall trajectory simulation using a stochastic impact model. *Geomorphology*, 110: 68-79.
- Copons, R., 2004. *Avaluació de la perillositat de caigudes de blocs rocosos al Solà d'Andorra la Vella*. Ph.D. thesis, Dpt. de Geodinàmica i Geofísica, Universitat de Barcelona. Editada en Monografies del CENMA, 2007, 211 pp.
- 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: 142-151.
- Copons, R., Vilaplana, J.M., Corominas, J., Altimir, J. and Amigó, J., 2005. Rockfall risk management in high density urban areas. The Andorran experience. In: T. Glade, M. Anderson and M.J. Crozier (Editors), *Landslide hazard and risk*. Wiley, New York, pp. 675-698.
- 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*, 2: 343-357.
- Corominas, J. and Moya, J., 2010. Contribution of dendrochronology to the determination of magnitude-frequency relationships for landslides. *Geomorphology*, 124: 137-149.
- Corominas, J., Mavrouli, O.C., Santana, D. and Moya, J., 2012. Simplified approach for obtaining the block volume distribution of fragmental rockfalls. In: E. Eberhardt, C. Froese, A. Keith Turner and S. Leroueil (Editors), *Landslides and Engineered Slopes: Protecting Society through Improved Understanding*. 11th International & 2nd North American Symposium on Landslides, Banff, Canada, 2: 1159-1164.
- Dorren L.K.A., Berger, F. and Putters, U.S., 2006. Real size experiments and 3D simulation of rockfall on forested and non-forested slopes. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 6: 145-153.
- Euroconsult y Eurogeotècnica, 1994. Estudi de la zonificació i caracterització de la problemàtica del terreny a la Parròquia d'Andorra la Vella. Comú d'Andorra la Vella. Informe inédito.
- Giacomini, A., Buzzi, O., Renard, B. and Giani, G.P., 2009. Experimental studies on fragmentation of rock falls on impact with rock surfaces. *Int J Rock Mech Min Sci*, 46:708-715.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., and Wieczorek, G.F., 2003. Rockfall hazard and risk assessment in the Yosemite Valley, California, USA. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3: 491-503.
- Hungr, O., Evans, S.G. and 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.
- Li, Z. H., Huang, H. W., Xue, Y. D. and Yin, J., 2009. Risk assessment of rockfall hazards on highways. *Georisk*, 3: 147-154.
- Mavrouli, O.C. and Corominas, J., 2010a. Vulnerability of simple reinforced concrete buildings to damage by rockfalls. *Landslides* 7:169-180.
- Mavrouli O.C. and Corominas, J., 2010b. Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10: 2055-2066.

- Moya, J., Corominas, J., Pérez Arcas, J. and Baeza, C., 2010. Tree-ring based assessment of rockfall frequency on talus slopes at Solà d'Andorra, Eastern Pyrenees. *Geomorphology*, 118: 393-408.
- Nocilla, N., Evangelista, A. and Scotto di Santolo, A., 2009. Fragmentation during Rock Falls: Two Italian Case Studies of Hard and Soft Rocks. *Rock Mech Rock Eng*, 42: 815-833,
- Santana, D., Corominas, J, Mavrouli O.C. and García-Sellés, D., 2012. Magnitude–frequency relation for rockfall scars using a Terrestrial Laser Scanner. *Engineering Geology*, 145–146: 50-64.
- Scioldo, G., 2006. User guide ISOMAP & ROTOMAP — 3D surface modelling and rockfall analysis. Geo&Soft International.
- Wang. Y. and Tonon, F., 2010. Discrete Element Modeling of Rock Fragmentation upon Impact in Rock Fall Analysis. *Rock Mech Rock Eng* , 44: 23-35.

MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE MOVIMIENTOS DE LADERA LENTOS: EL CASO DEL DESLIZAMIENTO DEL PORTALET (HUESCA)

José Antonio FERNÁNDEZ-MERODO^{1,2*}, Juan Carlos GARCÍA-DAVALILLO³ y Gerardo HERRERA¹

¹ Área de Riesgos Geológicos
Instituto Geológico y Minero de España. c/ Ríos Rosas, 23 - 28003 Madrid
email: jose.fernandez@igme.es

² Grupo M2i Modelos Matemáticos en Ingeniería
ETSI de Caminos, Canales y Puertos, UPM. c/ Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

³ Área de Riesgos Geológicos
Instituto Geológico y Minero de España. c/ Cirilo Amorós, 42 – 46004 Valencia

RESUMEN

El presente trabajo compara diferentes modelos numéricos para reproducir y cuantificar los movimientos de ladera lentos. Los diferentes modelos propuestos son: i) un modelo simple viscoplastico unidimensional, ii) un modelo de elementos finitos elastoplastico 2D y iii) un modelo de elementos finitos viscoplastico 2D. Tras una cuidadosa y difícil calibración de los parámetros necesarios, estos reproducen cualitativamente y cuantitativamente y de forma más o menos precisa, dependiendo del nivel de complejidad del modelo, los patrones de deformación observados y medidos en el caso del deslizamiento del Portalet (Huesca).

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos de ladera lentos son procesos activos que pueden causar daños a las infraestructuras y pueden ser precursores de roturas repentinas más dramáticas. Con el objetivo de cuantificar y reducir la peligrosidad y el riesgo asociado a estos procesos geológicos es importante estudiar los mecanismos que gobiernan su comportamiento

cinemático.

En la práctica, la estabilidad de laderas es evaluada calculando un factor de seguridad para un escenario determinado basándose en un análisis de equilibrio límite. Esta aproximación “estática” es difícilmente aplicable cuando las condiciones cambian a lo largo del tiempo. A parte del caso de los terremotos, un análisis dinámico es ineludible cuando se toman en cuenta: i) variaciones de la presión del agua intersticial provocadas por lluvias y deshielos, ii) reducciones de las propiedades mecánicas de los materiales debidas a reblandecimiento y/o iii) comportamientos retardados debidos a viscosidad o fluencia. Pueden aplicarse diferentes modelos, con diferentes niveles de aproximación, para simular el comportamiento dinámico de los deslizamientos y reproducir los desplazamientos/velocidades observados y medidos. Este trabajo compara tres modelos diferentes: i) un modelo simple viscoplástico unidimensional propuesto por Herrera et al. (2009), ii) un modelo de elementos finitos elastoplástico 2D propuesto por Fernández-Merodo et al. (2008) y iii) un modelo de elementos finitos viscoplástico 2D propuesto por Fernández-Merodo et al. (2012). Estos modelos, ordenados por nivel de complejidad creciente, serán brevemente repasados y comparados aplicándolos al caso del deslizamiento del Portalet.

1. EL DESLIZAMIENTO DEL PORTALET

El deslizamiento del Portalet está localizado en la parte alta del valle del Tena, río Gallego (Sallent de Gállego, Huesca), cerca de la frontera con Francia y de la estación de esquí Formigal, en un área estructuralmente compleja donde los afloramientos de materiales paleozoicos del manto de Gavarnie se vieron afectados por las fases de deformación hercínicas y la tectónica alpina. El deshielo pirenaico y la relajación estructural generalizada ha dado forma al paisaje al provocar varios deslizamientos complejos (Bixel et al. 1985, García-Ruíz et al. 2004). El presente estudio se centra en el paleo-deslizamiento del Portalet, zona 1 de la Figura 1. En verano 2004 la construcción de un parking en el pie de la ladera para la ampliación de la estación de esquí Formigal generó un nuevo deslizamiento en la parte baja del paleo-deslizamiento de dimensiones 380m x 290m que cortó la carretera de acceso con Francia, zona 11 de la Figura 1. Este nuevo deslizamiento tuvo que ser inmediatamente controlado con reperfilado del talud, construcción de un muro de contención y sistemas de drenaje. Sin embargo las observaciones en campo indican que el deslizamiento sigue moviéndose hoy en día, Figura 2.

Una intensa y continua campaña de monitoreo realizada desde 2004, que incluye inclinómetros, piezómetros, medidas DGPS, interferometría radar terrestre y satélite, indica que la ladera se sigue moviendo en la actualidad siguiendo dos pautas. La primera corresponde a un movimiento continuo lento de velocidad constante de aproximadamente 100 mm/año, la segunda corresponde a aceleraciones del movimiento que coinciden con aumentos del nivel freático durante los eventos de lluvia. En los últimos 8 años el desplazamiento total acumulado en superficie supera los dos metros.

Según la clasificación de Varnes (1978) el deslizamiento del parking es de tipo traslacional en

suelo. Según Cruden and Varnes (1996), el paleo-deslizamiento es “extremadamente lento” y el deslizamiento del parking “muy lento”. Por último, la clasificación de Leroueil et al. (1996) postula que un deslizamiento puede ser descompuesto cronológicamente en una etapa de pre-rotura, una etapa de rotura, una etapa de post-rotura y eventualmente en etapas de reactivación. Durante estas etapas de reactivación, en las cuales las deformaciones se caracterizan por ser de tipo reptación a lo largo de un plano de rotura preexistente, el deslizamiento es activo si existe movimiento. Según los autores del presente trabajo, el deslizamiento del Portalet se encuentra precisamente en esta última situación, en la que el evento que ocasionó la reactivación del movimiento fue la excavación del pie de talud en el verano 2004.

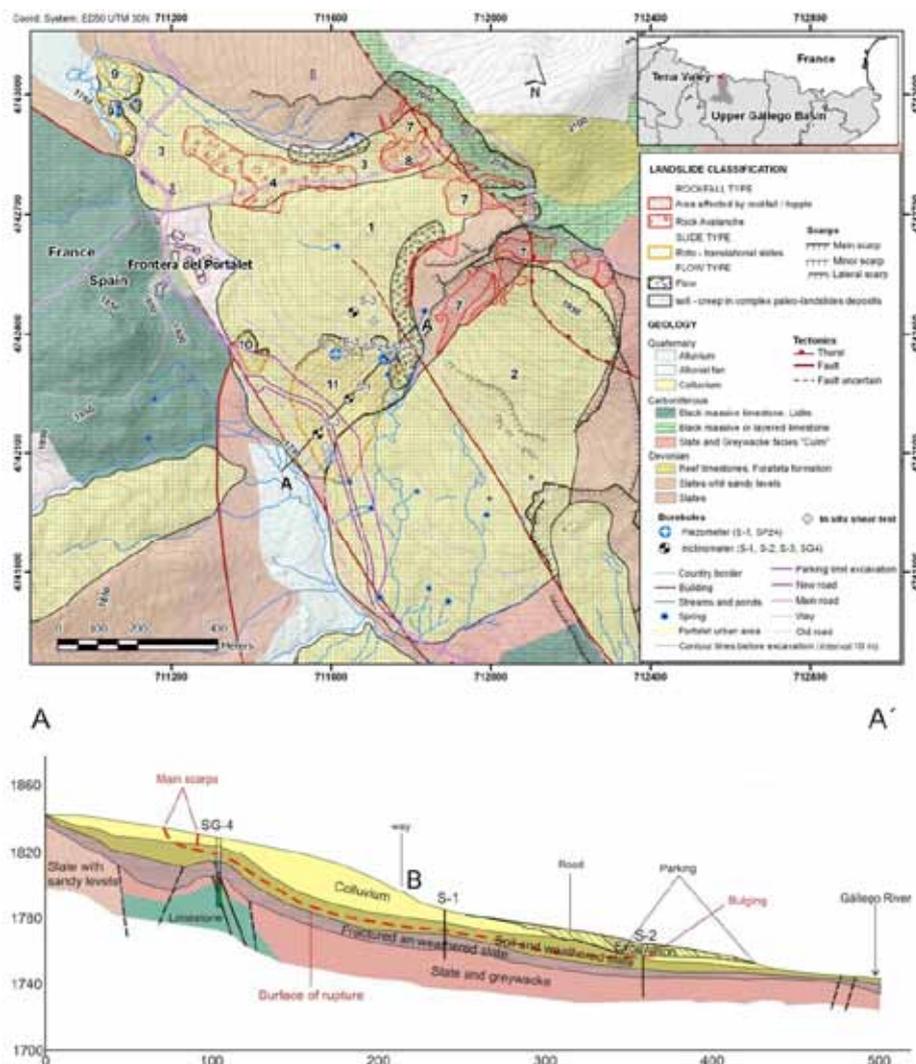


Figura 1. Esquema geomorfológico y geológico del deslizamiento del Portalet y perfil AA' del deslizamiento del parking (Fernández-Merodo et al., 2008)

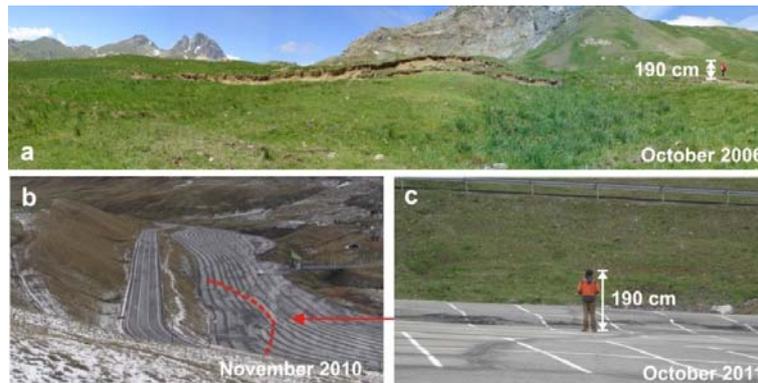


Figura 2. Deslizamiento del Parking de Portalet: a) Escarpes en cabecera. b) Abombamiento en el pie de talud. c) Detalle del abombamiento en el pie (Fernández-Merodo et al., 2008)

3. MODELIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS LENTOS

En este capítulo el comportamiento cinemático del deslizamiento del Portalet anteriormente descrito e interpretado va a ser modelizado utilizando varios modelos numéricos. Los resultados de estas modelizaciones serán finalmente comparados.

3.1. Modelo simple viscoplástico unidimensional

Varios autores (Van Ash and Van Genuchten 1990, Corominas et al. 2005) han propuesto utilizar este modelo simplificado para calcular los desplazamientos/velocidades de deslizamientos a partir de cambios de nivel freático. Herrera et al. (2009) han planteado una mejora incorporando el cálculo aproximado de las variaciones de nivel freático directamente a partir de las lluvias registradas puesto que en muchos casos no se dispone de información piezométrica.

En este modelo se asume que el deslizamiento es de tipo traslacional de espesor y pendiente constantes (“deslizamiento infinito”) asumiendo una superficie de rotura predefinida en la que la resistencia al corte está en condiciones residuales y el comportamiento es de tipo viscoplástico. Las deformaciones se concentran en una estrecha banda de cortante sobre la cual la masa se desliza como un sólido rígido. La ecuación de equilibrio proyectada sobre la dirección de la pendiente α del deslizamiento se escribe en este caso:

$$m a(t) + \frac{\eta}{d} v(t) = mg \cdot \sin \alpha \cos \alpha - \left[c + (mg \cos^2 \alpha - p_w(t)) \tan \phi \right] \quad (1)$$

donde, ϕ es el ángulo de fricción, c es la cohesión, m es la masa igual a $\rho \cdot h$, siendo ρ la densidad del suelo y h la altura del deslizamiento, η es la viscosidad, d es el espesor de la zona donde se concentran las deformaciones de cortante, $p_w(t)$ es la presión de agua

intersticial $p_w(t) = z(t) \cdot \gamma_w \cdot \cos^2 \alpha$ asumiendo un flujo paralelo a la superficie, $z(t)$ es la posición del nivel freático, γ_w es el peso específico del agua, $a(t)$ es la aceleración y $v(t)$ la velocidad del deslizamiento.

Las deformaciones del deslizamiento son calculadas resolviendo la ecuación (1) conociendo la geometría del deslizamiento (parámetros h , α y d), las propiedades del material (parámetros ρ , ϕ , c y η) y la evolución del nivel piezométrico $z(t)$. La mejora del modelo planteada por Herrera et al. (2009) consiste en proponer una aproximación de $z(t)$ a partir de las precipitaciones registradas asumiendo un incremento directamente proporcional a la intensidad de lluvia

$$dz = \frac{I_{\text{rainfall}}/1000}{n} \quad (2)$$

siendo I expresada en mm/m²/día y n la porosidad del material. La disipación de la sobrepresión intersticial para días sin lluvia se resuelve con la ecuación de consolidación unidimensional de Terzagui según

$$ep_w(t) = ep_{w0} \cdot e^{-\frac{t}{T_v}} \quad (3)$$

donde ep_{w0} representa la sobre-presión intersticial inicial y T_v es un factor de tiempo definido por

$$T_v = \frac{4h_s^2}{\pi^2 c_v} \quad (4)$$

siendo h_s la altura del nivel freático equivalente a la sobrepresión y c_v el coeficiente de consolidación. Este modelo hidráulico, muy simplificado, no tiene en cuenta fenómenos de escorrentía cuando la intensidad de lluvia supera la capacidad de infiltración, ni tampoco procesos de deshielo durante la primavera.

Los parámetros del modelo son estimados a partir de ensayos in-situ, ensayos de laboratorio y mediante análisis inverso como ha sido propuesto por Herrera et al. (2009). La Figura 3 compara los resultados del modelo con mediciones GPS y GBSAR realizadas en otoño 2006.

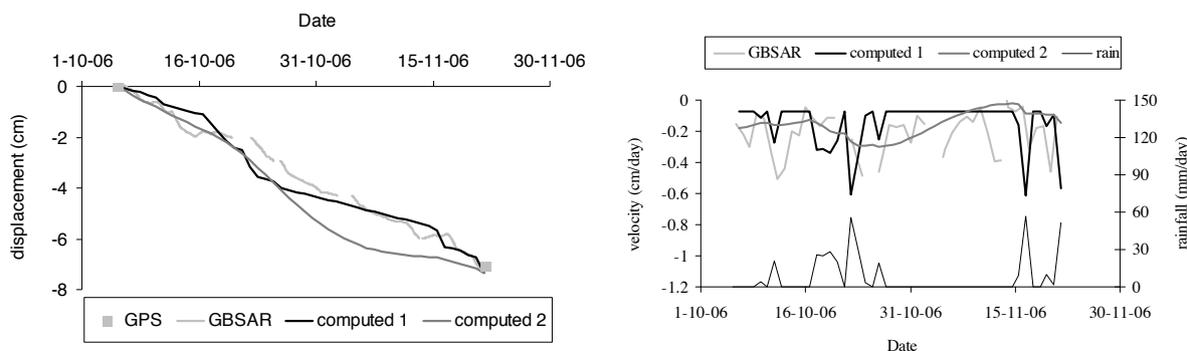


Figura 3. Desplazamientos y velocidades medidos y calculados desde el 5 de octubre hasta el 21 de noviembre de 2006 (Herrera et al., 2009)

3.2. Modelo de elementos finitos elastoplástico 2D

Un modelo acoplado hidro-mecánico, transitorio en el tiempo, en 2D (deformación plana) ha sido propuesto en Fernández-Merodo et al. (2008) para estudiar el deslizamiento del Portalet utilizando el programa de elementos finitos GeHoMadrid. En ese trabajo se supone un comportamiento de los materiales elastoplástico utilizando un modelo constitutivo de tipo Mohr-Coulomb. La Figura 4 presenta la malla de elementos finitos y la tabla de los parámetros empleados en ese estudio.

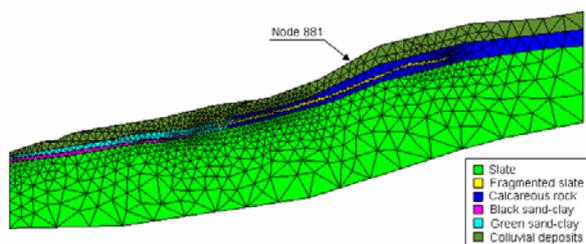


Figura 4. Malla de elementos finitos (Fernández-Merodo et al., 2008)

Material	γ (Kg/m ³)	E (N/m ²)	ν	ϕ (°)	c (N/m ²)
Colluvial deposit	2100.	15.e6	0.2	29.	0.
Green sand-clay	2040.	14.e6	0.2	18.	0.
Black sand-clay	2220.	25.e6	0.2	30.	0.
Calcareous rock	2170.	40.e6	0.2	38.	0.
Fragmented rock	2170.	20.e6	0.2	25.	20.
Slate rock	2770.	4000.e6	0.2	31	640

Tabla 1. Parámetros de los materiales (Fernández-Merodo et al., 2008)

Se comprueba, a través de un análisis de estabilidad convencional, que las condiciones iniciales son fundamentales para establecer el equilibrio de la ladera y calcular su deformación. Y más concretamente la posición del nivel freático es determinante, así para un nivel freático, localizado a 3.5 m de la superficie, la ladera es inestable. El mecanismo de rotura calculado para este caso se representa en la Figura 5.

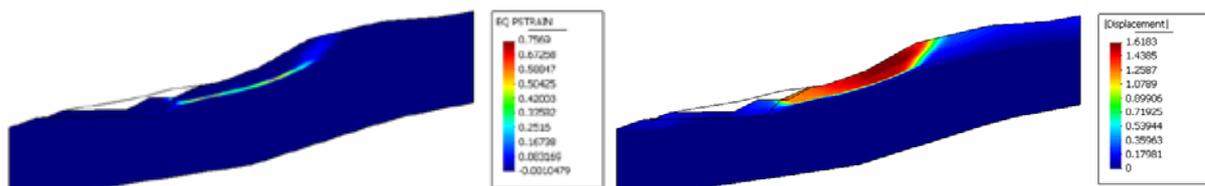


Figura 5. Contornos de deformaciones elastoplásticas equivalentes y de desplazamientos (en m.) en rotura, nivel freático localizado a 3.5 m de la superficie (Fernández-Merodo et al., 2008)

Hay que señalar que en el momento de hacer ese estudio no se disponía de información piezométrica y la posición inicial del nivel piezométrico fue establecido a 6 m bajo la superficie, correspondiente a una situación estable y similar a la determinada por análisis inverso en el modelo 1D anterior.

La definición de una condición de contorno en superficie de tipo flujo prescrito fue necesaria para simular la lluvia en el análisis transitorio hidromecánico. En este análisis diferentes valores de la permeabilidad fueron ensayados y se supuso de forma grosera una permeabilidad constante en todos los materiales. La Figura 3 compara los resultados del modelo con mediciones GPS y GBSAR realizadas en otoño 2006.

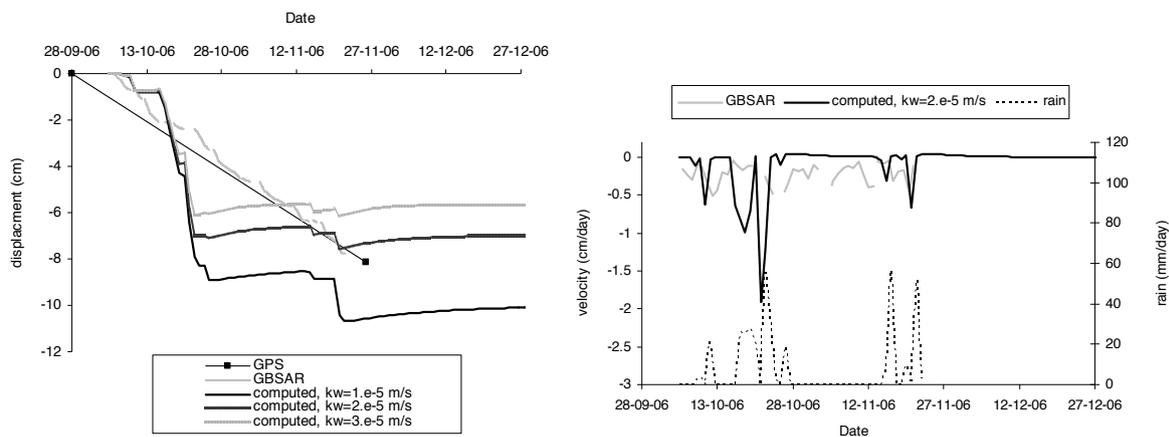


Figura 6. Desplazamientos y velocidades medidos y calculados desde el 5 de octubre hasta el 21 de noviembre de 2006 (Fernández-Merodo et al., 2008)

3.3. Modelo de elementos finitos viscoplástico 2D

Un modelo más preciso fue propuesto recientemente en Fernández-Merodo et al. (2012) utilizando también el programa de elementos finitos GeHoMadrid. En él se disponía de una información más actualizada tras las campañas de campo realizadas en los años 2010-2011 con la ejecución de nuevos sondeos y la instalación de piezómetros. La interpretación de los ensayos in-situ, reflejada en el esquema geomorfológico y geológico de la Figura 1, permitió

definir una nueva malla de elementos finitos, Figura 7.

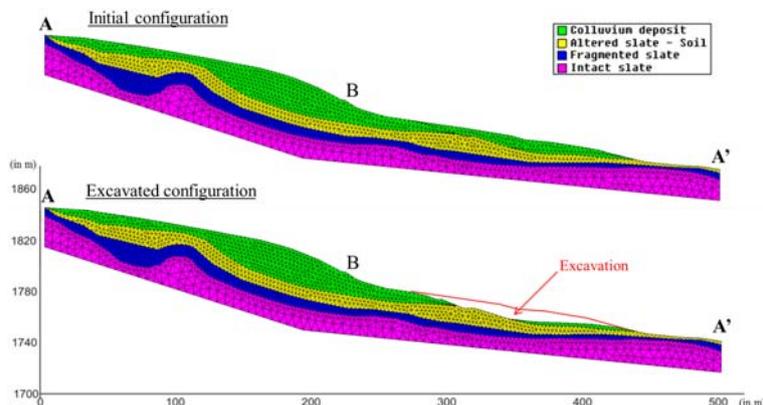


Figura 7. Nueva malla de elementos finitos antes y después de la excavación (Fernández-Merodo et al., 2008)

En este caso se aplicó un modelo constitutivo viscoplástico de tipo Perzyna con criterio de rotura Mohr-Coulomb para los materiales.

Se decidió también utilizar el modelo hidráulico simplificado propuesto en el modelo unidimensional. Por un lado, se disponían ahora de nuevos datos piezométricos para validarlo, y por otro, la distribución y los valores de las permeabilidades seguían siendo inciertos. La Figura 8 muestra la evolución del nivel freático calculado desde el verano 2004 momento de la excavación inicial, así como el nivel piezométrico medido desde el verano 2010.

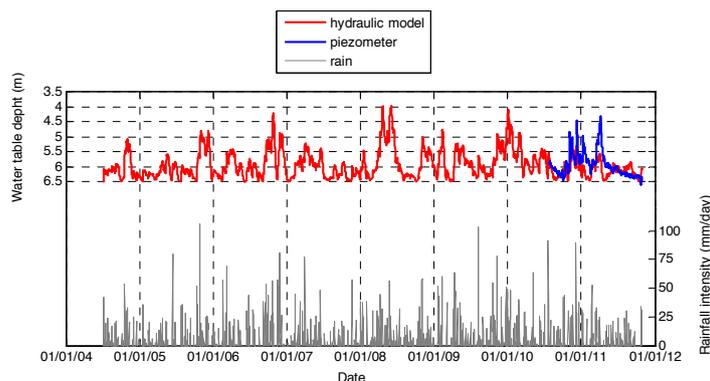


Figura 8. Nivel freático calculado (rojo), medido (azul) y precipitación de lluvia (gris) desde 01/07/2004 hasta 31/10/2011 (Fernández-Merodo et al., 2008)

El análisis preliminar de estabilidad permitió ajustar los parámetros resistentes de la pizarra alterada ya que se decidió simular en este caso la excavación durante el cálculo transitorio. El valor del ángulo de fricción fue ajustado de tal manera que la ladera quedara estable (factor de seguridad superior a uno) en la configuración inicial e inestable (factor de seguridad inferior a

uno) en la configuración excavada. Lo más destacado de este análisis es que el modelo constitutivo viscoplastico permite calcular la excavación aunque la nueva configuración sea inestable.

La Figura 9 compara los resultados del modelo con las mediciones realizadas desde el verano 2004 momento de la excavación. Un estudio paramétrico de la viscosidad γ del modelo constitutivo y la influencia de los cambios de nivel freático pueden ser consultados en Fernández-Merodo et al. (2008).

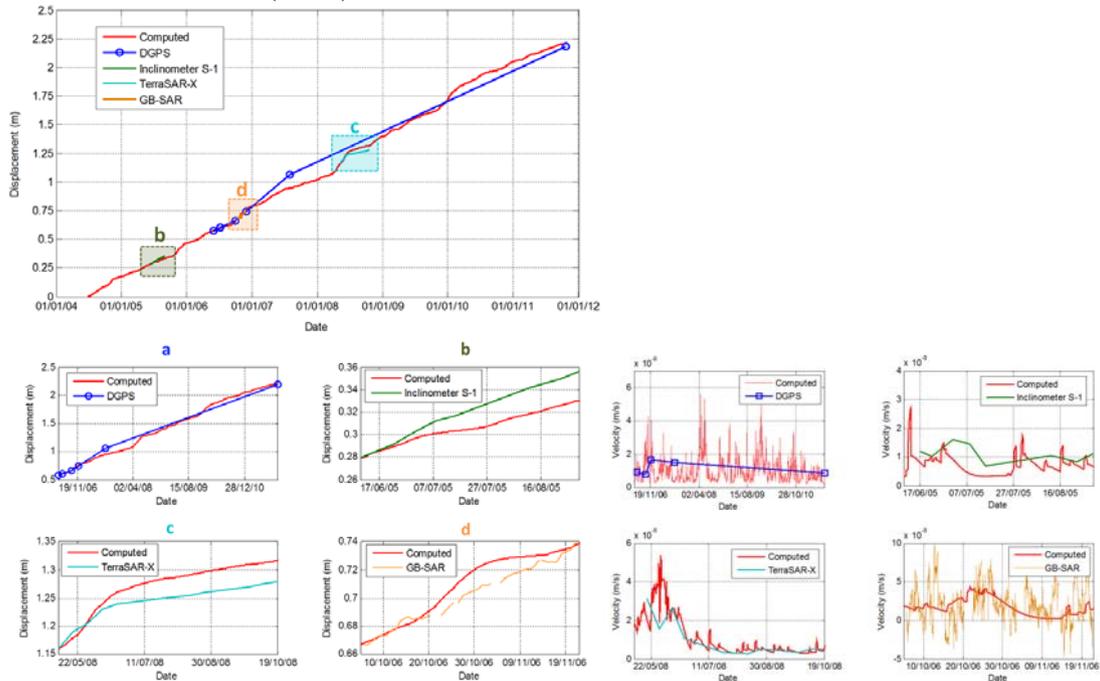


Figura 9. Desplazamientos y velocidades medidos y calculados desde el verano 2004 momento de la excavación (Fernández-Merodo et al., 2008)

Por último la Figura 10 ilustra los contornos de deformaciones viscoplasticas equivalentes así como de desplazamientos al final de la simulación (octubre 2011). Estos resultados muestran un mecanismo de rotura de tipo traslacional que se ajusta perfectamente a las observaciones en campo.

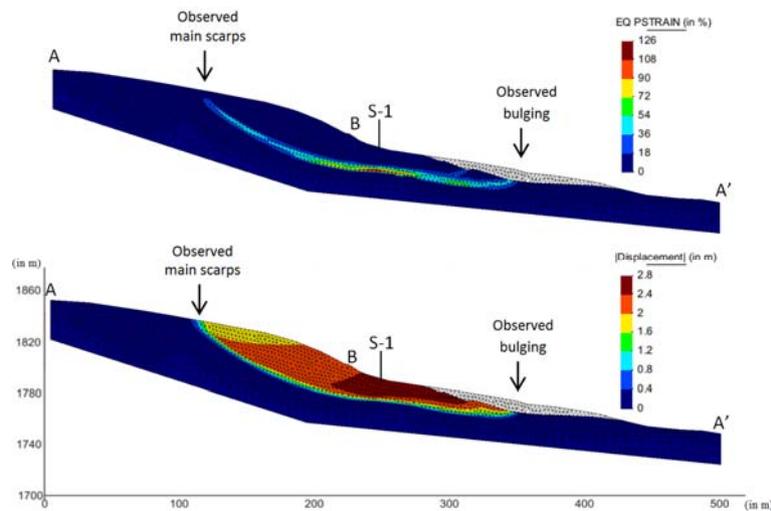


Figura 10. Contornos de deformaciones viscoplásticas equivalentes y de desplazamientos (en m.) calculados en fecha 31/10/2011 (Fernández-Merodo et al., 2008)

3.4 Comparación de los modelos

Para comparar los modelos se propone representar en una sola gráfica la evolución de los desplazamientos y velocidades calculadas en los 3 casos desde 5 de octubre hasta el 21 de noviembre de 2006, Figura 11.

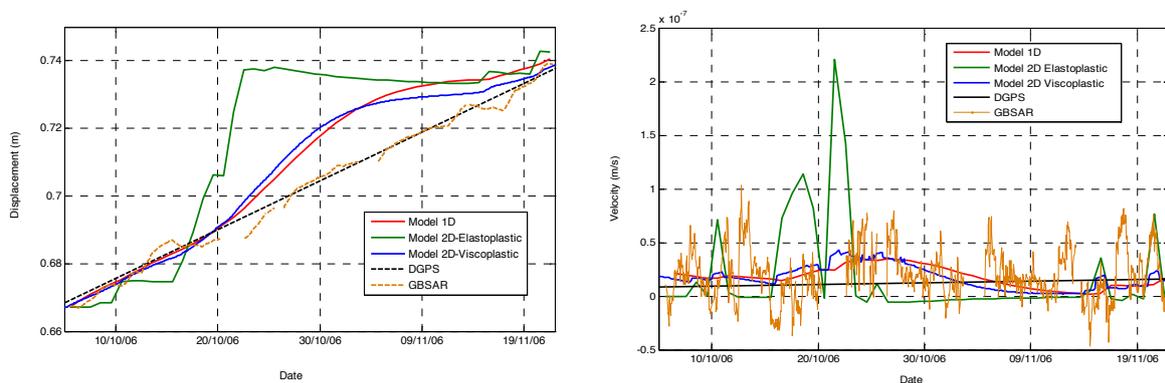


Figura 11. Desplazamientos y velocidades medidos y calculados desde el 5 de octubre hasta el 21 de noviembre de 2006

El modelo viscoplástico unidimensional es un modelo sencillo que da una primera aproximación de las deformaciones de la ladera. El modelo incorpora también un modelo hidráulico que calcula la evolución del nivel freático a partir de la intensidad de las precipitaciones diarias y de una ecuación de consolidación unidimensional para la disipación

de la sobre-presión intersticial. La ventaja principal es que se necesitan muy pocos parámetros para que el modelo quede definido. De esta manera, si queda algún parámetro por definir es sencillo ajustarlo por análisis inverso en un intervalo de tiempo y poder hacer predicciones en otro intervalo de tiempo diferente. Existen dos desventajas sustanciales. La primera es que el modelo no proporciona información espacial del deslizamiento, no se pueden conocer, predecir las dimensiones de este. La segunda radica en que pequeñas variaciones en los parámetros de entrada producen grandes variaciones en la solución calculada. Este es el caso por ejemplo de la posición del nivel freático inicial o del valor de la viscosidad.

El modelo de elementos finitos elastoplástico 2D mejora el anterior puesto que la geometría queda mejor definida y el acoplamiento hidro-mecánico se resuelve a través de las ecuaciones de Biot. Sin embargo, el modelo no permite predecir movimientos importantes durante los periodos secos ya que sólo se percibe un ligero hinchamiento debido al proceso de consolidación elástica durante los días sin lluvia. Por otra parte, la posición del nivel freático sigue teniendo una influencia determinante en el cálculo de las deformaciones, si este alcanza un nivel de 3.5 m bajo la superficie la ladera queda inestable provocando el colapso definitivo del deslizamiento.

El último modelo presentado resuelve estos inconvenientes a través del modelo constitutivo viscoplástico de tipo Perzyna. Este modelo permite que los movimientos queden “controlados” en una situación inestable. En el caso de un factor de seguridad inferior a uno las deformaciones tienden a infinito, pero no de forma instantánea como en el caso elastoplástico, sino de forma progresiva, ajustando la velocidad de deformación con el parámetro viscosidad γ del modelo. Se han propuesto de esta manera, unos parámetros resistentes para que la ladera sea estable antes de la excavación e inestable tras la excavación. Cabe señalar que muchas laderas naturales tienen un factor de seguridad próximo a la unidad. El modelo es capaz de reproducir los dos patrones de movimiento observados. Por una parte el movimiento continuo lento de velocidad constante de aproximadamente 100 mm/año y por otra las aceleraciones del movimiento que coinciden con aumentos del nivel freático durante los eventos de lluvia. Estos movimientos superan los 2 metros en los últimos 8 años.

4. CONCLUSIONES

La comparación realizada en este trabajo establece que, tras una cuidadosa y difícil calibración de los parámetros necesarios, los modelos propuestos reproducen cualitativamente y cuantitativamente y de forma más o menos precisa, dependiendo del nivel de complejidad del modelo, los patrones de deformación observados y medidos.

Estos modelos pueden utilizarse para predicciones a corto y medio plazo durante las etapas de consolidación primaria y secundaria. Las predicciones a más largo plazo son más inciertas ya que por una parte la estabilidad de la ladera depende fuertemente de la posición del nivel freático, y que por otra, una posible rotura debida a la progresiva degradación microestructural de los materiales durante una etapa de fluencia terciaria es más difícil de cuantificar.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos Terrafirma Global Monitoring for Environment and Security program de la ESA, DO-SMS (SUDOE INTERREG IV B) y DORIS Project “Ground Deformation Risks Scenarios: an Advanced Assessment Service” (EU-FP7-SPACE-2009-1 n° 242212).

REFERENCIAS

- Bixel F, Muller J and Roger P. (1985) Carte géologique du Pic du Midi d'Ossau et haut bassin du río Gállego, 1:25.000, Institut de Géodynamique, Université de Bordeaux, Bordeaux.
- Corominas J, Moya J, Ledesma A, Lloret A, Gili JA. (2005) Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides* 2, 83–96.
- Herrera G, Fernández-Merodo JA, 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: 220–230
- Fernández-Merodo JA, Herrera G, Mira P, Mulas J, Pastor M, Noferini L, Mecatti D and Luzi G (2008). Modelling the Portalet landslide mobility (Formigal, Spain). *iEMSs 2008: International Congress on Environmental Modelling and Software*. Sánchez-Marrè M, Béjar J, Comas J, Rizzoli A and Guariso G (Eds.) International Environmental Modelling and Software Society (iEMSs)
- Fernández-Merodo J.A., García-Davalillo J.C., Herrera G., Mira P., Pastor M. (2012). 2D viscoplastic finite element modelling of slow landslides: the Portalet case study (Spain). *Landslides*, DOI: 10.1007/s10346-012-0370-4
- García Ruiz JM, Chueca J, Julián A (2004) Los movimientos en masa del Alto Gállego. In: Peña J.L, Longares L.A, Sánchez M (ed) *Geografía Física de Aragón. Aspectos Generales y Temáticos*, pp. 142–152
- Leroueil S, Locat J, Vaunat J, Picarelli L and Faure R (1996). Geotechnical characterization of slope movements. *Proceedings of the Seventh International Symposium on Landslides*, (Ed. K. Senneset) Trondheim, Norway, Balkema, Rotterdam. Vol 1, pp.53-74.
- Perzyna P (1966). *Fundamental problems in viscoplasticity*. Rec. Adv. Appl. Mech. 9, pp. 243-377. Academic Press, New York.
- Van Ash Th.W.J. and Van Genuchten P.M.B. (1990) A comparaisn between theoretical and measured creep profiles of landslides. *Geomorphology* 3, pp. 45-55.
- Varnes DJ (1978). Slope movement types and processes. In *Landslides, Analysis and Control*. National Academy of Sciences, Nat. Res. Cou., Washington, DC., Special Rep. 176: pp.11-33.
- Zienkiewicz OC, Chan AHC, Pastor M, Shrefler BA, Shiomi T (1999). *Computational Geomechanics with special reference to earthquake engineering*. J.Wiley and Sons, Chichester.

EXPERIENCIA DE LA APLICACIÓN DE RAMMS PARA LA MODELIZACIÓN DE FLUJO TRAS LA APLICACIÓN DE LAS SOLUCIONES FLEXIBLES VX EN EL BARRANC DE PORTAINÉ

Carles RAÏMAT¹, Elisabeth RIERA¹, Christoph GRAF⁴, Roberto LUIS-FONSECA¹, Carles FAÑANAS AGUILERA², Marcel HÜRLIMANN³.

¹ Geobruugg Ibérica S.A

² Departament de Medi Ambient GENCAT

³ Universitat Politècnica de Catalunya

⁴ WSL Swiss Federal Research Institute, CH-8903 Birmensdorf – christoph.graf@wsl.ch

RESUMEN

Los torrentes de alta montaña en los Pirineos son habituales generadores de flujos hiper concentrados y corrientes des derrubios. Esta dinámica natural tiene especial relevancia en los últimos años en el Barranc de Portainé (Comarca del Pallars Sobirà,, Lleida, España).

Tras los eventos registrados de los años 1982, 2006 y 2008 que generaron importantes inconvenientes y desperfectos en accesos y servicios de la zona, se invirtieron sustanciales cantidades de dinero para el restablecimiento de la normalidad mediante la construcción de importantes infraestructuras de drenaje de la carretera, así como consolidaciones de terraplenes y correcciones hidrográficas en forma de diques flexibles VX. En Julio del 2010 la actividad torrencial del barranco hizo nuevamente muestra de presencia removilizando aproximadamente 30.000 m³ de material y afectando en diferente medida las infraestructuras recién construidas.

RAMMS (Rapid Mass Movements) es un modelo numérico basado en ecuaciones mecánicas de continuo bidimensional que se resuelven para el esquema reológico propuesto por Voellmy. La herramienta desarrollada por el Instituto Federal Suizo de Investigación (WSL/SLF) pretende ofrecer una predicción precisa de alturas de flujo, velocidades y presiones para trayectorias y distancias de recorrido para flujos del tipo corrientes de derrubios sobre la base de un modelo digital del terreno.

Tras 4 años desde el inicio de las obras y 1 año de la finalización de estas se han observado desperfectos en las infraestructuras construidas con las crecidas ocurridas a

considerar para futuras correcciones similares. En este caso se ha utilizado el software RAMMS para modelizar el efecto de un nuevo evento sobre las infraestructuras existentes, en las condiciones actuales, considerando la altura de flujo, energía y presión de impacto generado por un evento igual y superior al ocurrido en Julio de 2010.

1. INTRODUCCIÓN

La cuenca del Barranco de Portainé tiene como cota máxima la del Pico del Orri, que culmina a 2439m de altura, mientras desemboca en el barranco de Romadriu, a una cota de 950m, superando el desnivel de casi 1500m en unos 5,7km que representa una pendiente media del 16°, con puntos en los que se alcanzan los 26°. Se trata de una cuenca cubierta por pastos en su parte más alta por encima de los 2100m y densamente poblada por vegetación arbórea y arbustiva autóctona en el resto. Geológicamente está formada por materiales metamórficos, cuarcitas y pizarras en general, con una fragmentación muy importante que propicia el desarrollo de una cubierta métrica de materiales de pie de ladera que buzan a favor de la pendiente. Los episodios de precipitaciones torrenciales en la zona Pirenaica se producen periódicamente asociados por lo general a un régimen tormentoso estacional de evolución muy localizada, aunque no se tiene un registro claro como consecuencia de la escasa red de estaciones meteorológicas en la zona. Sus efectos generan importantes desperfectos, y las correspondientes tareas de reparación y mantenimiento. El origen de las corrientes de derrubios se atribuye por lo general a combinaciones de intensidad y duración de la precipitación y pendiente de la cuenca y cauce (Fig.1A y 1B), aunque la construcción de infraestructuras con movimientos de tierra no consolidados puede ser uno de los elementos desencadenantes.

En el caso de Portainé los datos de los que se dispone son de precipitaciones para el evento del 2008 de 60 mm en menos de 40 minutos. Precipitación que se asume de periodo de retorno (T) próximo a 20 años y tiempo de concentración inferior a 20 minutos.

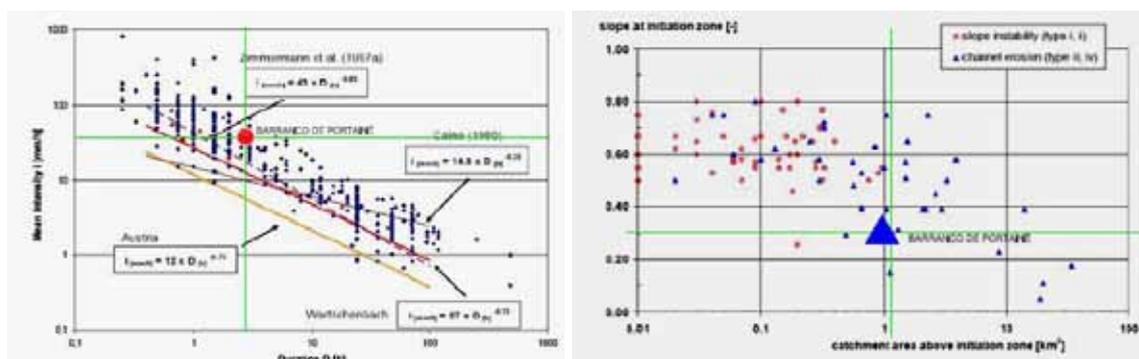


Figura 1A: Umbral de lluvia crítica para causar corrientes de derrubios (Meyer et al. 2003) y plasmación del evento de Portainé del 2008. Figura 1B: Pendiente versus área contributiva aguas arriba del punto de formación de corrientes de derrubios (Meyer et al. 2003) y plasmación del evento de Portainé del 2008.

El barranco de Portainé ha sido el más activo de los Pirineos desde 1982 donde se estima por las incisiones medidas y simulaciones retrospectivas realizadas pudo desplazar más de 50.000m^3 . En el año 2008 destruyó la carretera de acceso a la Estación de Esquí y dañó de forma importante la Estación Hidroeléctrica situada en el Romadriu movilizándolo más de 20.000m^3 .



Figura 2: A la izquierda fotografía del surco-canal de 30m^2 aproximadamente y *levee* de $1.5\text{-}3.5\text{ m}^2$ producto del evento de 2008 en comparación con restos de la *levee* del evento de 1982 (derecha).

En este Barranco se proyectaron en el año 2009 once protecciones del tipo VX para evitar futuros daños potenciales, como los generados en 2008. En invierno-primavera de 2010 se instalaron 9 protecciones del tipo VX de las 11 proyectadas (Fig. 3 y Tabla 1). El objetivo básico era el de retener progresivamente el material aportado por los potenciales eventos, conformando una corrección hidrológica a medio plazo. Estaba condicionada la actuación a la mínima incidencia medioambiental como por ejemplo la no apertura de vías de acceso, así como era requisito del cliente mantener la dinámica fluvial propia de un torrente de alta montaña y ser de utilidad exclusivamente para eventos catastróficos.

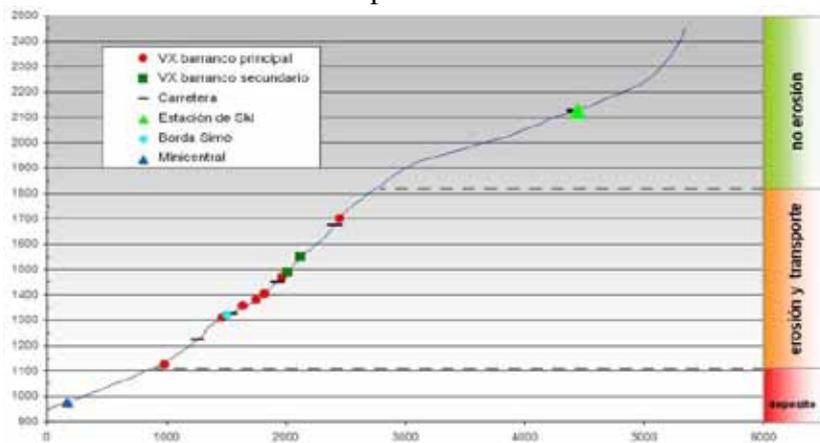


Figura 3: Perfil general del barranco de Portainé y medidas de intercepción de flujo existentes diseñadas e instaladas a partir de la interpretación de la corriente de derrubios de 2008.

Cota (msnm)	Barrera	Tipo	Altura (m)	Ancho (m)
1.470 m	G-1	VX-160	5	20,0 – 9,0
1.490 m	G-2	VX-160	4	27,0 - 13,0
1.550 m	G-2	VX-160	4	26,0 – 10,0
1.700 m	G-1	VX-160	6	19,5 – 7,5
1.405 m	G-1	VX-160	4	13,5 – 5,0
1.380 m	G-1	VX-160	5	11,5 – 5,0
1.355 m	G-1	VX-160	5	13,5 – 5,0
1.308 m	G-1	VX-160	4	16,8 – 6,6
1.125 m	G-1	VX-160	4	13,5 – 5,0

Tabla 1: Descripción del emplazamiento y tipo de las soluciones VX instaladas.

El día 22 de Julio del año 2010 la entrada de aire frío en altura desde el norte y aire caliente empujado desde el Este es pronosticada por los servicios meteorológicos como una jornada de evolución inestable con potenciales lluvias muy localizadas de gran intensidad. Se trata pues del pronóstico de un episodio tormentoso de verano en la zona Pirenaica. Un episodio tormentoso de evolución, por la tarde que avanza de Oeste a Este alcanza el barranco de Erill a las 17:30 horas aproximadamente. A las 20:38 el sistema automático de alerta se activa y avisa vía GSM de un evento “*DEBRIS-FLOW*”. La misma tormenta alcanza en Portainé una hora más tarde (Fig. 4). Según testigos un impresionante evento cortó la carretera de acceso a la estación de esquí de Portainé a las 22:30. Solamente 3 meses después de la terminación de las obras para la instalación de las 9 protecciones del tipo VX nuevamente se movilizaron más de 25.000m³ (Fig. 5-6-7).

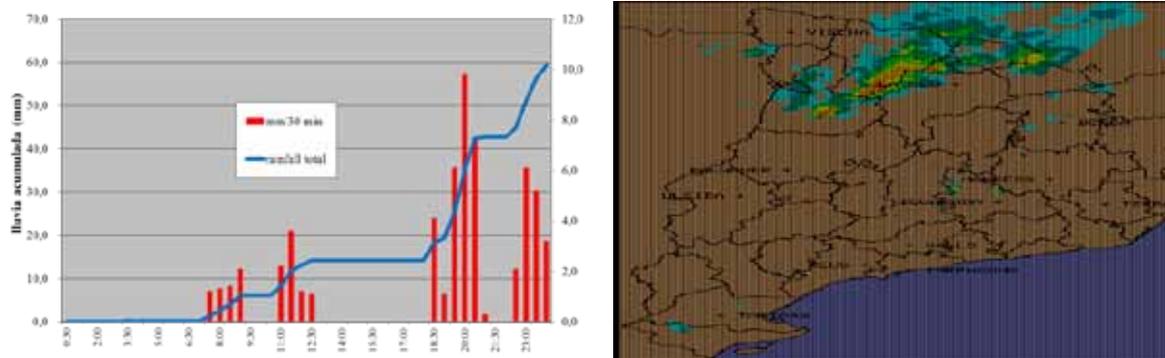


Figura 4A: Gráfica mostrando la precipitación instantánea y acumulada del día 22 de Julio de 2010. 4B: Imagen radar del mismo evento en Portainé



Figura 5: Imágenes de las protecciones VX-160 tras el evento de día 22 de Julio de 2010. (A) Vista general desde aguas abajo, (B) Detalle de los disipadores plásticos (*break rings*) situados en las cables superiores, (C) Detalle de la red de anillos Rocco©.



Figura 6: Fotografía “antes y después” de una de las protecciones VX-160 instaladas en el Barranco de Portainé.



Figura 7: Vista lateral y frontal de una de las protecciones VX-160 instaladas en el Barranco de Portainé tras el evento de 2010.

Con posterioridad a estos acontecimientos la comunidad científica nacional ha tomado mayor consciencia de esto tipo de fenómenos y con ello esta buscando nuevas herramientas para la modelización de esto tipo de eventos para poder dimensionar

infraestructuras acorde a las necesidades reales. En este sentido el *RAMMS (Rapid Mass Movements)*, un modelo numérico basado en ecuaciones mecánicas de continuo bidimensional que se resuelven para el esquema reológico propuesto por Voellmy, puede ofrecer una predicción precisa de alturas de flujo, velocidades y presiones para trayectorias y distancias de recorrido para flujos del tipo corrientes de derrubios sobre la base de un modelo digital del terreno.

2. METODOLOGÍA-PROCESO *RUNOUT*

Además de la probabilidad de ocurrencia y la magnitud de una corriente de derrubios, la determinación de su dinámica es una de las tareas más importantes durante la evaluación de los riesgos (Jakob, 2005). La distancia total de descentramiento, la zona afectada por el evento y la energía a lo largo de la ruta de flujo son la información necesaria para la asignación de riesgos y debe determinarse idealmente mediante un método dinámico.

Los métodos disponibles para el runout analysis pueden dividirse en tres tipos: simple empírico, analítico, trazado de flujo simple y numérico (Dai et al., 2002; Hungr et al., 2005; Rickenmann, 2005a). Además, estas técnicas pueden clasificarse sobre la dimensión del cálculo. Puede pues hacerse uso de la definición de la hidráulica y el término unidimensional (1D) para los cálculos a lo largo de un perfil topográfico previamente seleccionado. En contraste, métodos bidimensionales (2D) determinan la dinámica de flujo de escombros sobre un área generalmente representado por un modelo de elevación digital (DEM). El método de runout analysis seleccionado para la asignación de riesgos debe coincidir con tres condiciones: i) el método debe especificar una distribución espacial y los resultados deben cubrir el área de estudio completo, ii) el método aplicado debe ser capaz de incorporar diferentes volúmenes como datos de entrada y iii) la salida de los métodos debería permitir la determinación de la intensidad. Dado el grado de riesgo depende de la intensidad, los resultados también deben incluir información sobre la energía del impacto.

En este caso se ha usado RAMMS (Christen et al. 2010), para simular la propagación e intensidad de los debris flow en la cuenca de Portainé para distintos escenarios. Para ello previamente se ha calibrado el modelo a partir de reproducir los eventos recientes que puedan contrastarse fotográficamente. La simulación debiera permitir reproducir la extensión (área y espesor) de los eventos históricos y compararlo con los datos obtenidos de la mediación de campo.

RAMMS, emplea el modelo de fricción Voellmy-fluido. Este modelo divide la resistencia friccional en dos partes: una fricción de tipo Coulomb seco (coeficiente μ) que escala con la tensión normal y una velocidad al cuadrado (coeficiente ξ) de arrastre. La resistencia friccional S (Pa), a continuación, es:

$$S = \mu\rho Hg \cos\phi + \frac{\rho g U^2}{\xi}$$

donde ρ es la densidad de flujo, la aceleración gravitacional g , φ el ángulo de inclinación, H la altura del flujo y U la velocidad de flujo. Este modelo ha encontrado amplia aplicación en la simulación de movimientos de masas, especialmente avalanchas de nieve.

La metodología usada para este estudio ha sido:

- 1.- Calibración a partir de back-análisis del evento de 2008.
- 2.- Aplicación de los parámetros definidos en el evento de 2008 en el evento de 2010, considerando además la existencia de los Sistemas VX-160 interpuestos al flujo.
- 3.- Validación de las simulaciones a partir de los datos de campo tomados tras el evento.

3. CALIBRACIÓN A PARTIR DE BACK-ANÁLISIS

Con Voellmy uno puede controlar la velocidad de flujo (ξ parámetro) y la distancia de frenado (μ). El término turbulento domina el comportamiento de fricción cuando el flujo se mueve rápidamente y el término de Coulomb es dominante cuando el flujo se mueve lentamente, permitiendo que el modelo pueda calibrarse a partir de observaciones de la velocidad de flujo y la ubicación del punto de parada del frente de flujo. En este caso y a partir de la observación de campo realizada tras el evento de 2008 se ha procedido a buscar los parámetros (ξ parámetro) y (μ) el resultado de la aplicación de los cuales ofreciese unos datos iguales i similares a los observados en campo como altura de flujo, extensión y espesor del depósito. A la búsqueda de la combinación de parámetros (ξ) y (μ) más apropiadas se ha realizado la siguiente matriz de simulaciones sobre DEM de 5x5 metros de celda, para idénticos volúmenes y puntos de salida (Total 25.000 m³) a los que se detectaron tras el trabajo de campo de 2008, sobre la base de comparar la altura de flujo pues es el valor apreciable en trabajo de campo merced a la presencia del depósito de *levee* en buena parte del trazado:

COMBINATORIA		Parámetro (μ)				
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Parámetro (ξ)	500	0.1-500	0.2-500	0.3-500	0.4-500	0.5-500
	1000	0.1-1000	0.2-1000	0.3-1000	0.4-1000	0.5-1000
	1500	0.1-1500	0.2-1500	0.3-1500	0.4-1500	0.5-1500
	2000	0.1-2000	0.2-2000	0.3-2000	0.4-2000	0.5-2000
	2500	0.1-2500	0.2-2500	0.3-2500	0.4-2500	0.5-2500

A modo de ejemplo se muestran las combinaciones extremas realizadas para evidenciar las diferencias entre las distintas simulaciones.

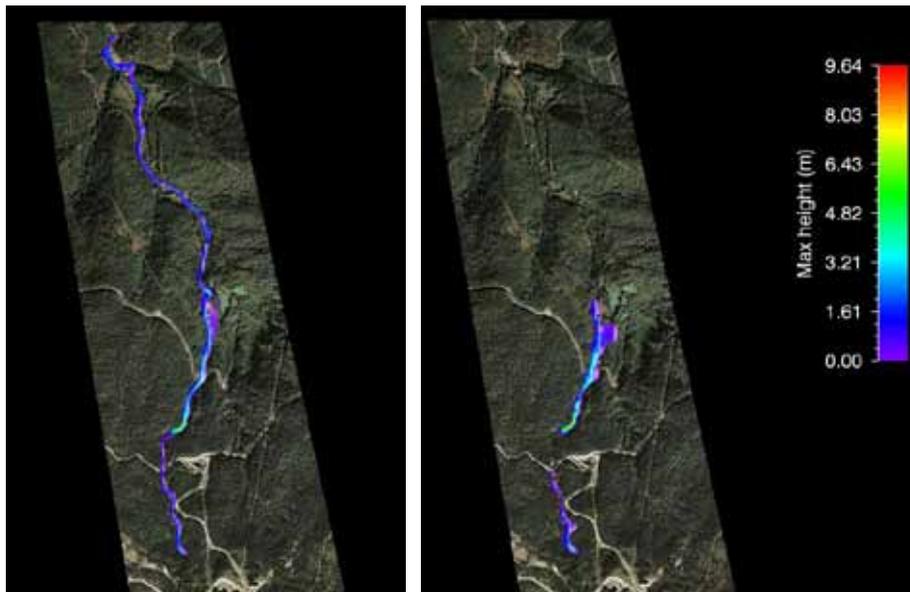


Figura 8: Simulación (variación en μ) izquierda con 0.1-500 y derecha con 0.5-500

Puede observarse en esta comparativa entre alturas de flujo (H) como la variación de 0.1 a 0.5 del valor μ manteniendo el mismo valor en 500 de x_i reproduce una similar altura de flujo entre los dos ejemplos y a la vez muy parecida a lo que ocurrió en el evento en cuestión. Sin embargo la principal diferencia radica en la evolución del flujo en el torrente donde en el caso de la derecha el flujo alcanzaría la desembocadura en Romadriu mientras que en la situación derecha el flujo no alcanzaría la Borda Simó (Fig. 8).

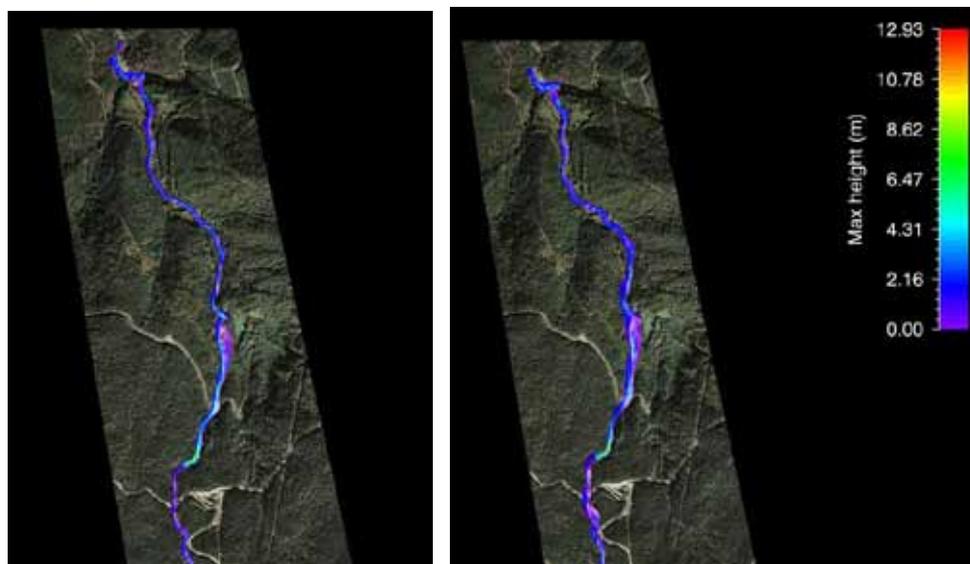


Figura 9: Simulación (variación en x_i) izquierda con 0.1-500 y derecha con 0.1-2500

En esta comparativa entre alturas de flujo (H) donde conservamos en 0.1 el valor de (μ) por tratarse del que ofrece resultados más parecidos al evento patrón y modificamos de 500 a 2500 el valor de (ξ). La diferencia se centra a lo largo del canal con un el elevado desbordamiento con respecto a lo observado sobre terreno (Fig. 9).

Tras el back análisis de todas las simulaciones se ha consensuado la combinación de valores de 0.1-1000 como la que ofrece resultados más semejantes a la observación de campo (Fig.10).

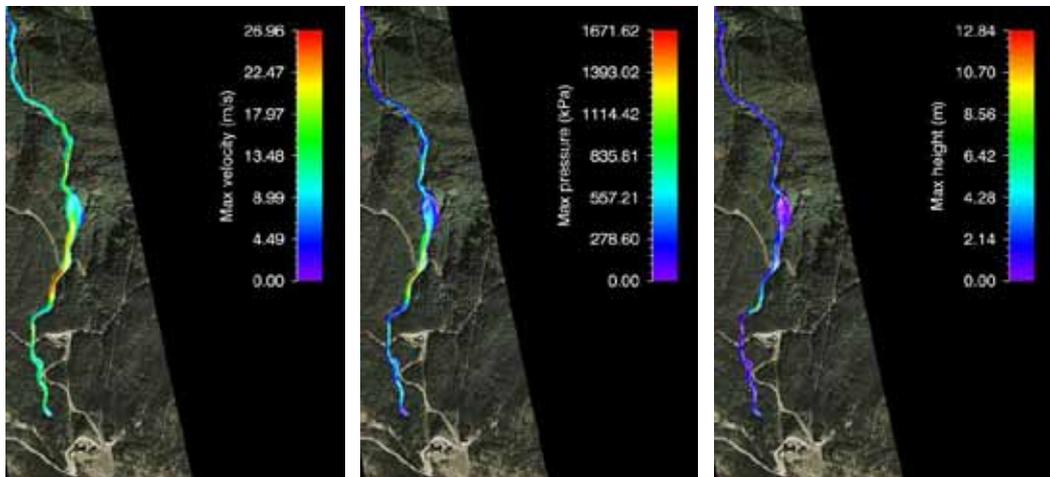


Figura 10: Simulación para valores 0.1-1000 obteniendo valores máximos de altura de flujo, velocidad y presión.

Destacan las velocidades máximas poco comunes para corrientes de derrubios pero si habituales en flujos hiperconcentrados de hasta 20 m/s y presiones importantes que superaron los 1400 kPa, combinación que justificaría la enorme erosión creada en el canal en el tramo de torrente situado entre la Borda de Simó y la Estación de Skí de Portainé (Fig.11).

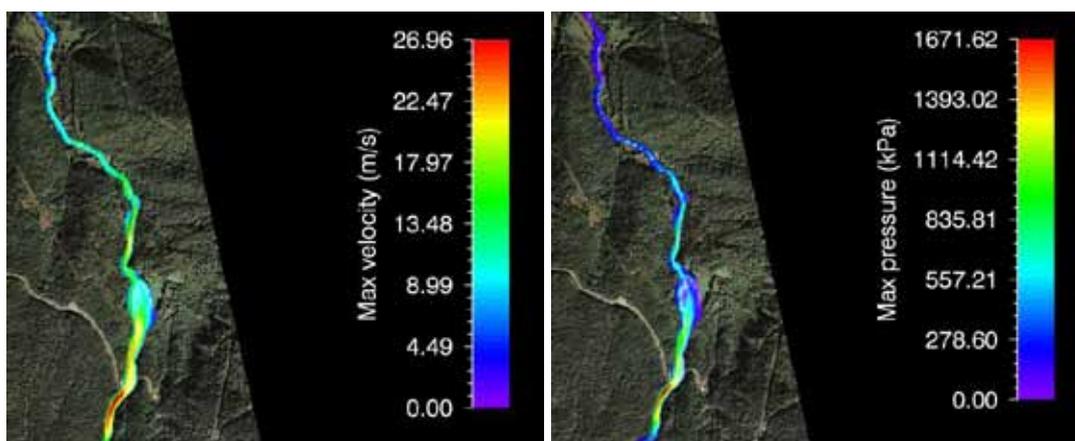


Figura 11: Detalle de velocidad y presión en la zona comprendida entre la carretera y la Borda de Simó, con los parámetros de 0.1 (μ) y 1000 (ξ), donde se concentraron los mayores daños en el evento de 2008.

4. EFICIENCIA DE LAS PROTECCIONES VX-160 SIMULADA MEDIANTE RAMMS

En 2010, escasos 3 meses después de la finalización de las obras de implementación de 9 barreras VX-160 en la zona erosiva del curso del barranco de Portainé, ocurrió un nuevo evento de similares características en cuanto a volumen y zona de salida al ocurrido en 2008, que colmató y desbordó las protecciones VX-160 pero que sin embargo resultó menos dañino para las infraestructuras de lo que lo había sido el anterior. Con la base de los valores obtenidos con el back-análisis se realiza una nueva simulación considerando la presencia de las infraestructuras construidas.

La presencia del Sistema VX-160 interpuesto perpendicularmente al torrente genera un efecto sobre la **altura de flujo**, en base a la observación de las simulaciones, que puede dividirse para cada protección en 3 partes bien diferenciadas: La primera parte supone un descenso en la lámina de flujo unos 30-44 metros antes de alcanzar la cota de la infraestructura; la segunda parte que implica la elevación de la lámina de flujo justo en el punto donde intercepta con el sistema VX; y una tercera parte con una importante reducción en la altura de flujo justo sobrepasada la estructura y por una distancia de más de 50 metros (Fig. 12).

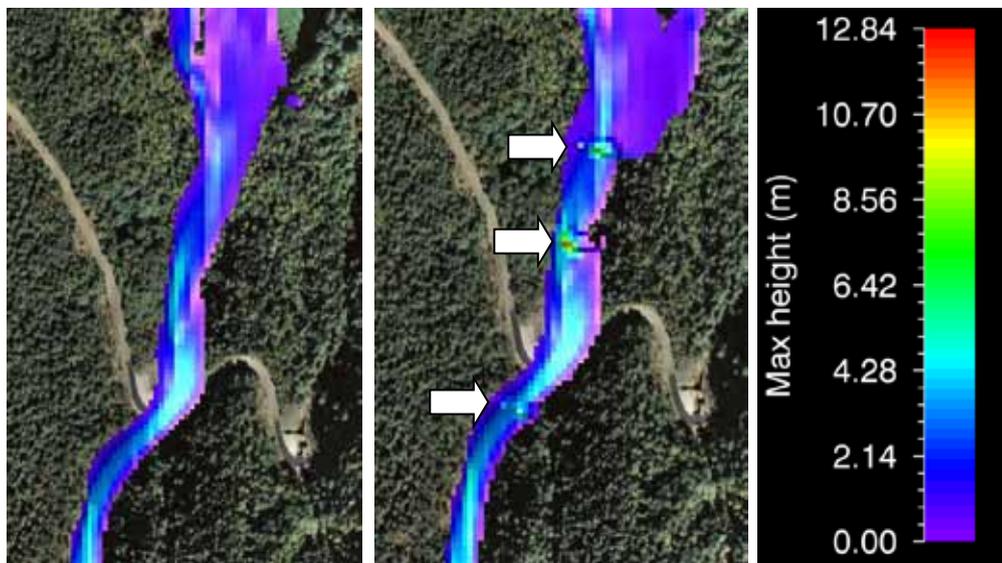
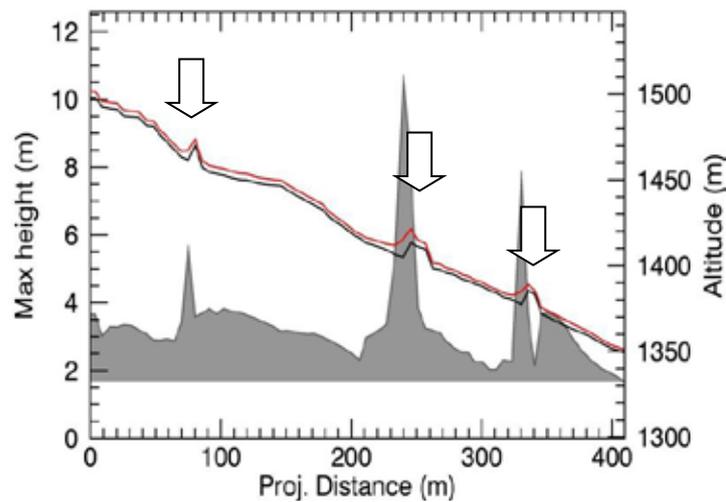


Figura 12: Comparativa “antes y después” de la influencia en la **altura** de flujo por de la instalación en el tramo de la Borda de Simó de Sistemas VX consecutivos. En la gráfica en negro perfil topográfico, en rojo lámina de flujo en área gris variación lámina flujo.



Se interpretan las tres partes en la gráfica como la reducción en la lámina de agua previa como consecuencia del embalse aguas arriba de la estructura por efecto de llenado; la segunda parte se interpreta como el efecto de rebose del agua por encima de la estructura y la tercera parte se asume como la pérdida de turbulencia y por lo tanto laminación temporal del flujo con el consecuente efecto de la pérdida de sólido.

La presencia del Sistema VX-160 interpuesto perpendicularmente al torrente genera un descenso generalizado en el torrente de la **presión de flujo** en base a la observación de las simulaciones y puntualmente y coincidiendo con la presencia de la estructura VX se detecta una caída en la presión de hasta 2/3 del total (Fig. 13).

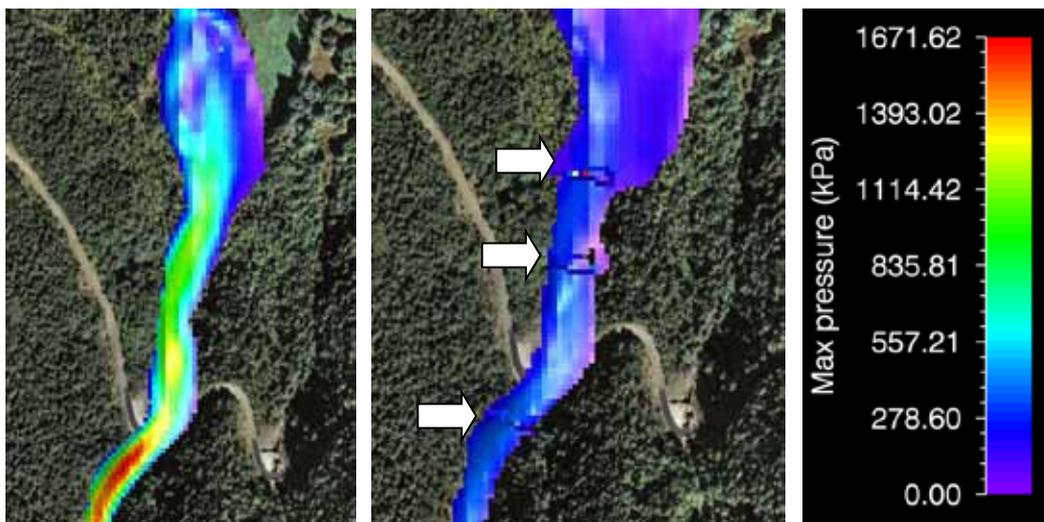
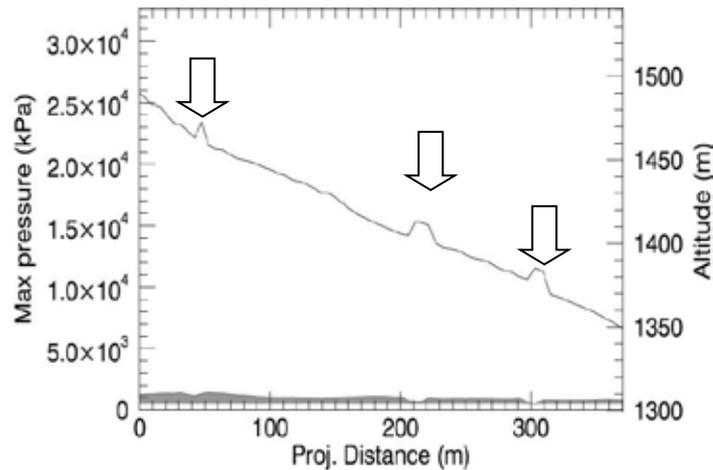


Figura 13: Comparativa “antes y después” de la influencia en la **presión** de flujo por de la instalación en el tramo de la Borda de Simó de Sistemas VX consecutivos. En la gráfica en negro perfil topográfico y en área gris variación presión.



Se interpreta que la existencia de las VX interpuestas al flujo en forma de escalera obliga a la pérdida de sólidos y por lo tanto a un descenso en la presión y con ello pérdida en la capacidad erosiva. Este efecto continuado en la trayectoria de flujo por las sucesivas interposiciones implica un descenso progresivo en la presión hasta evidenciar para el caso estudiado una prácticamente nula presión a 1km aguas arriba de la desembocadura en el río Romadriu.

De igual modo la presencia del Sistema VX-160 interpuesto perpendicularmente al torrente genera un descenso generalizado en el torrente de la **velocidad de flujo** para las mismas condiciones, en base a la observación de las simulaciones y de forma localizada y coincidiendo con la presencia de la estructura VX, tanto aguas arriba como aguas abajo, se pone de manifiesto reducción en la velocidad de flujo de hasta 1/2 del total (Fig.14).

Se interpreta esta reducción como la consecución del efecto “poza-salto-poza” propio de la dinámica torrencial natural en alta montaña.

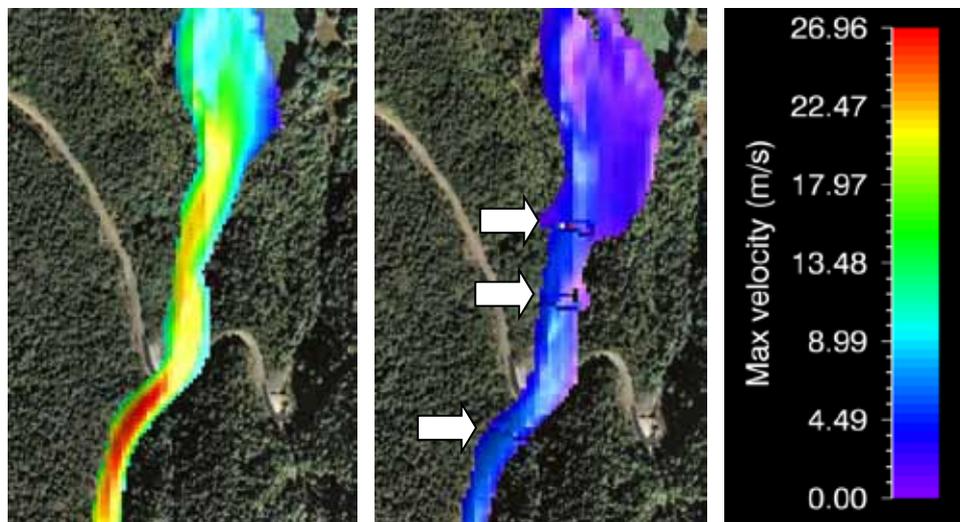
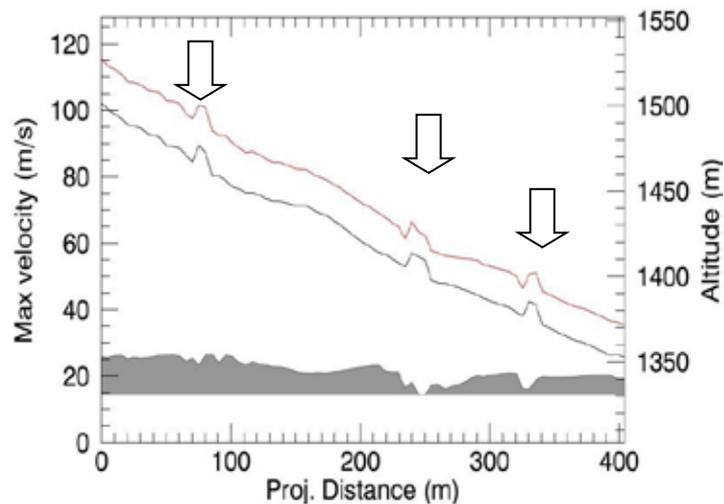


Figura 14: Comparativa “antes y después” de la influencia en la **velocidad** de flujo por de la instalación en el tramo de la Borda de Simó de 3 Sistemas VX consecutivos. En la gráfica en negro perfil topográfico, en rojo velocidad y en área gris variación velocidad.



Las simulaciones en su conjunto no hacen otra cosa más que evidenciar el eficiente funcionamiento de las infraestructuras instaladas para el evento de 25.000 m^3 ocurrido en Julio de 2010, simulado con densidad media de 2 t/m^3 .

5. CONCLUSIONES

En este caso la infraestructura para la defensa y corrección hidrológica de la que se dotó el torrente de Portainé fue diseñada para eventos de hasta 25.000 m^3 y los hechos y las simulaciones realizadas con RAMMS confirman la eficiencia de ésta. Sin embargo debemos considerar que este tipo de eventos en los Pirineos y en base a recientes estudios realizados en el Barranc de Erill (Raïmat et al. 2013) evidencian que si bien estos son los eventos dañinos para las infraestructuras más comunes y se corresponden con una frecuencia aproximada de $1.2 \cdot 10^{-2}$ eventos año, otros mayores eventos son esperables también en esta área y pudieran generar flujos no paliables con este tipo de medidas.

Los meticulosos datos tomados en observación de campo (calado máximo de flujo en base a las levees, tipo de depósito, zonas de erosión, transporte y zona combinada) tras el evento de 2008 permiten calibrar con precisión y criterio mediante back-analysis, los parámetros necesarios para el manejo de RAMMS en esta cuenca.

RAMMS se confirma como una herramienta capaz de simular con notable precisión la velocidad, altura de flujo y presión de los acontecimientos ocurridos en el Barranc de Portainé en Julio de 2010.

Esta herramienta puede ofrecer a la gente experimentada en el trabajo de campo una comprensión mayor de la evolución del flujo a lo largo del torrente y una capacidad enorme para el manejo y planificación del territorio frente a eventos tipo corriente de derrubios con la recreación de escenarios.

6. REFERENCIAS

- Ammann, W. Volkwein, A. (2006) Debris flow test site Illgraben, Switzerland. Research result from test barrier 2005. WSL, Switzerland.
- Christen, M., Bartelt, P., Gruber, U., 2005: Numerical calculation of snow avalanche runout distances. In: Soibelman, L.; Pena-Mora, F. (eds) Computing in Civil Engineering. Proc. of the 2005 International Conference, July 12-15, 2005. Cancun, Mexico. 11 p
- Dai, F.C., Lee, C.F. & Ngai, Y.Y. 2002. Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering Geology* 64:65-87.
- Hungr, O., Corominas, J. & Eberhardt, E. 2005. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity. In O. Hungr, R. Fell, R. Couture & E. Eberhardt (eds), *Landslide Risk Management*. Vancouver, British Columbia, May 31-June 3, 2005:99-128.
- Jakob, Matthias; Hungr, Oldrich (2005). "Debris-flow hazards and related phenomena". *Debris-Flow Hazards and Related Phenomena* (Springer): 38–39.
- Luis Fonseca, R., et al. (2005). SISTEMAS FLEXIBLES DE PROTECCIÓN CONTRA FLUJOS DE DETRITUS. Simposio de taludes y laderas inestables, Valencia.
- Luis Fonseca, R. et al (2007) SISTEMAS FLEXIBLES DE PROTECCIÓN CONTRA TORRENTES DE DETRITUS. *Ingeoter* 7.
- Meyer, G.A., and Pierce, J.L., 2003, Climatic controls on fire-induced sediment pulses in Yellowstone National Park and Central Idaho: a long-term perspective: *Forest Ecology and Management*, v. 178, p. 89-104.
- Raïmat, C. et al., 2013. Reconstrucción de la frecuencia de corrientes de derrubios en el barranc d'Erill. VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, Junio 2013 E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.) CIMNE, Barcelona, 2013
- Rickenmann, D. 2005. Runout prediction methods. In M. Jakob & O. Hungr (eds), *Debris-flow Hazards and Related Phenomena*. Berlin: Springer:305-324.
- Voellmy, A. 1955. Über die Zerstörungskraft von Lawinen. *Schweizerische Bauzeitung* 73:212-285.
- Wendeler, C. (2008). Murgangrückhalt in wildbächen – grundlage zu planung und berechnung von flexiblen barrieren, Doktorarbeit ETH-Zürich.

REVISIÓN DE LA ROTURA DE LA PRESA DE AZNALCÓLLAR

Eduardo E. ALONSO^{1*}, Francisco ZABALA²

¹ Departamento de Ingeniería del Terreno y Cartográfica
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona

² Instituto de Investigaciones Antisísmicas
Universidad de San Juan
Argentina

RESUMEN

En Abril de 1998 la presa de Aznalcóllar rompió de forma catastrófica. Se trataba de una presa homogénea de escollera que definía un recinto para el almacenamiento de residuos de pirita saturados procedentes de la explotación de minas. Un aspecto clave para entender la rotura fue el proceso de recrecimiento de la presa hacia aguas abajo con el fin de aumentar progresivamente el volumen de almacenamiento.

La presa se apoyaba sobre un depósito terciario de arcilla de alta plasticidad. Dos propiedades relevantes de esta arcilla son su baja permeabilidad y una marcada fragilidad. El deslizamiento final fue precedido por un largo periodo de rotura progresiva de la cimentación que finalizó con la aceleración del movimiento. Parte de la presa se desplazó 50 m aguas abajo.

La rotura ha sido analizada previamente en varias publicaciones. Sin embargo, en esos estudios se parte habitualmente la geometría y posición de la superficie de rotura, tomada de los reconocimientos efectuados “a posteriori”. En el artículo se desarrolla un modelo que tiene en cuenta la rotura progresiva y se demuestra que la forma de la superficie de rotura está controlada por la fragilidad de la arcilla de cimentación, por la particular secuencia constructiva de la presa, por el drenaje de la presión intersticial y por el estado inicial de tensiones del terreno. El modelo se ha utilizado también para realizar un análisis de sensibilidad frente a los factores que controlan la rotura.

1. INTRODUCCIÓN

La presa de Aznalcóllar, un pedraplén homogéneo de 27 m de altura, con una delgada capa de arcilla aguas arriba, rompió el 25 de Abril de 1998. La presa formaba parte de un gran recinto que albergaba residuos mineros procedentes del tratamiento de piritas. Los residuos, saturados, estaban cubiertos por una delgada lámina de agua.

La presa apoya en un potente estrato de arcillas azules del Guadalquivir. Son arcillas sobreconsolidadas, frágiles y muy impermeables. La presa y el depósito de residuos, se construyeron a lo largo de 20 años de forma que la altura de la presa y del nivel de los residuos crecieron continuamente a lo largo de este periodo. La presa se construyó “hacia delante”, manteniendo la posición e inclinación del plano del paramento de aguas arriba.

La Figura 1 reproduce la sección transversal de la rotura. La presa se desplazó como un sólido rígido deslizando sobre una superficie sub-horizontal, situada dentro de las arcillas azules, a una profundidad media de 14 m con relación a la superficie original del terreno.

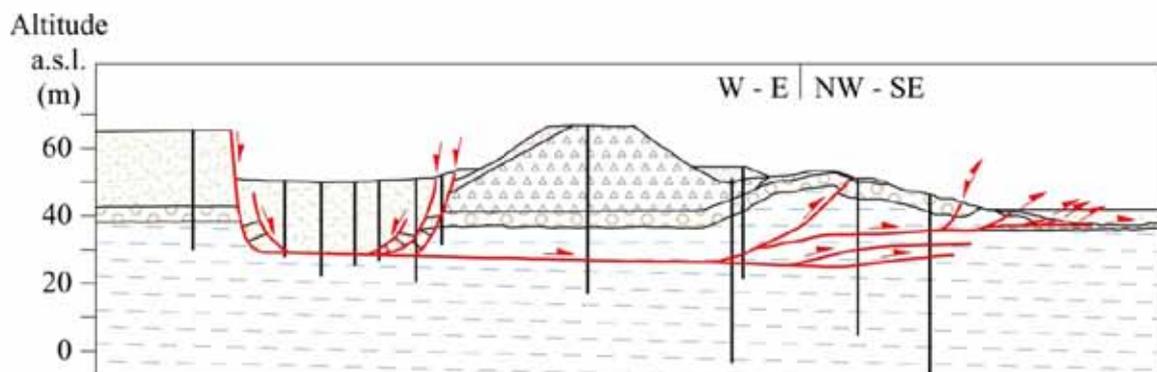


Figura 1. Sección transversal del deslizamiento. Geometría interpretada a partir de sondeos y levantamientos topográficos (Alonso y Gens, 2006).

La superficie basal de rotura se situó probablemente en un plano de sedimentación, planos que buzan suavemente (2° - 3°) en dirección hacia aguas abajo.

La rotura se ha descrito en algunos artículos. Alonso y Gens (2006) describen la geología, geometría del movimiento y las propiedades geotécnicas de la arcilla azul y de los residuos mineros. Gens y Alonso (2006) publicaron cálculos de estabilidad destinados a explicar la rotura. Uno de los análisis realizados, basados en la teoría de la elasticidad y una disipación 1D, vertical, de las presiones intersticiales generadas durante la acumulación del peso de los residuos y de la propia presa, indicó que el mecanismo de rotura estuvo asociado a la degradación de la resistencia de la arcilla y, por otra parte, proporcionó una primera explicación a la posición de la superficie de rotura. Se comprobó también que la resistencia de pico de la arcilla no permitía explicar la rotura.

La naturaleza frágil de la arcilla se resume en las envolventes de rotura representadas en la Figura 2, que reúne información obtenida en ensayos de corte directo. La resistencia de pico

está caracterizada por un modelo Mohr-Coulomb ($c' = 64\text{kPa}$; $\phi' = 24^\circ$). Esta resistencia se alcanza bajo movimientos relativos de corte inferiores a 1 mm. La resistencia de pico cae bruscamente a $c' = 0\text{kPa}$; $\phi' = 24^\circ$ inmediatamente después del pico. La fricción disminuye progresivamente a partir de este estado, a medida que se acumulan desplazamientos relativos de corte. El valor residual, $\phi' = 11^\circ$, es coherente con la alta plasticidad de la arcilla y su alto contenido en finos.

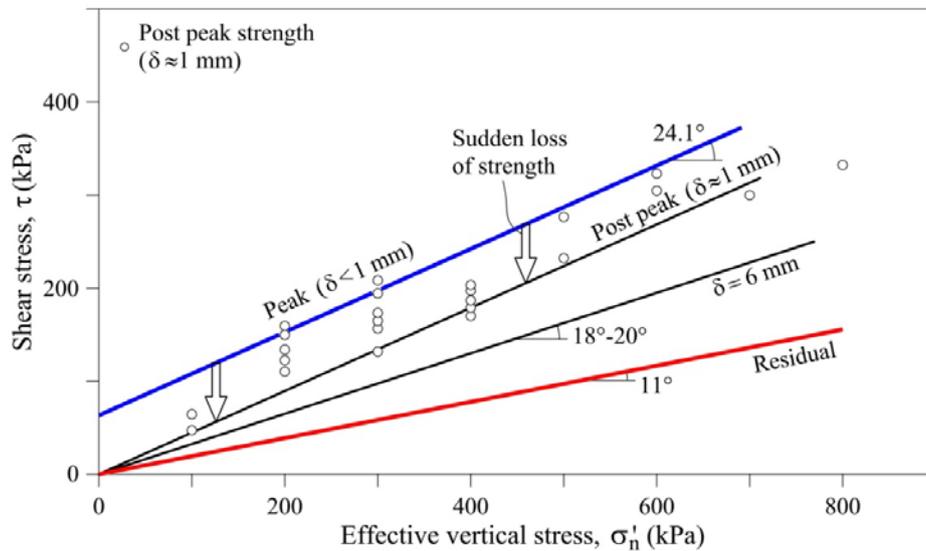


Figura 2. Envolventes de rotura de la arcilla azul de cimentación de la presa de Aznalcóllar.

Una limitación del análisis por elementos finitos publicado por Gens y Alonso (2006) es que el modelo elastoplástico Mohr-Coulomb utilizado para describir la arcilla azul de cimentación era incapaz de reproducir la forma de la superficie de rotura real. El modelo predice una superficie circular de rotura (Figura 3).

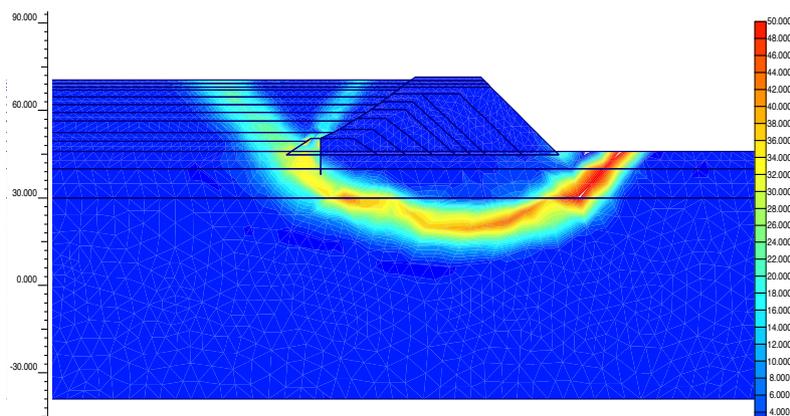


Figura 3. Mecanismo de rotura predicho por un análisis de elementos finitos cuando el terreno de cimentación se caracteriza con un modelo homogéneo elastoplástico Mohr-Coulomb (Gens y Alonso, 2006).

Una posible explicación para la forma plana y sub-horizontal de la superficie de rotura es la presencia de un plano de debilidad en la posición de la superficie de rotura. Pero esta hipótesis no pudo ser confirmada por el detallado reconocimiento de campo efectuado. En efecto, los sondeos siempre encontraron un substrato arcilloso muy uniforme y homogéneo bajo la presa. En este artículo se presentan los resultados de análisis más recientes que tienen en cuenta la naturaleza frágil de la arcilla. Ello requiere la modificación del criterio clásico de rotura de Mohr-Coulomb para reproducir los resultados de la Figura 2. En los apartados siguientes se presenta brevemente el modelo numérico utilizado (el Método del Punto Material – MPM-) y se discute a continuación el análisis efectuado de la rotura de Aznalcóllar.

EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL

EL MPM (Sulsky et al, 1994; Sulsky y Schreyer, 1996) representa un continuo en una región determinada, mediante un conjunto de puntos materiales. La masa del continuo se asigna a esos puntos y permanece invariable durante el cálculo, para asegurar la condición de conservación de masa. Se asigna también a esos puntos materiales otras variables como son la cantidad de movimiento, las deformaciones o las tensiones. Las ecuaciones del movimiento, formuladas en términos dinámicos, no se resuelven en los puntos materiales sino en una malla auxiliar que cubre el dominio total del problema. La malla auxiliar con sus nodos correspondientes y los puntos materiales se indican en el esquema de la Figura 4.

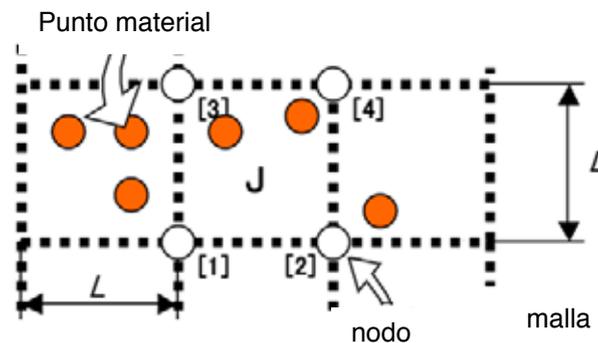


Figura 4. Discretización del continuo en el MPM.

El proceso de cálculo consta de tres etapas fundamentales:

- Las variables descritas en los puntos materiales (masa, cantidad de movimiento, fuerzas internas) se transfieren a los nodos de la malla auxiliar de cálculo. Por ejemplo en el caso de la masa de un punto p (m_p), la masa transferida a un nodo concreto, en una etapa de cálculo k , por un conjunto de puntos materiales N_p , tributarios del nodo, se escribe:

$$m_i^k = \sum_{p=1}^{N_p} N_i(\mathbf{x}_p) m_p$$

Donde $N_i(\mathbf{x}_p)$ son funciones de forma asociadas al nodo i que se calculan en la

posición (\mathbf{x}_p) del punto p (Figura 5a).

- b) Resolución de las ecuaciones del movimiento en los nodos de la malla auxiliar. La cantidad de movimiento del nodo i debido a un conjunto de fuerzas internas y externas actuando en un intervalo Δt se escribe:

$$\Delta \mathbf{q}_i^k = (\mathbf{f}_i^{\text{int},k} + \mathbf{f}_i^{\text{ext},k}) \Delta t$$

Conocida la cantidad de movimiento, las velocidades de los nodos se obtienen mediante

$$\Delta \mathbf{v}_i^k = \frac{\Delta \mathbf{q}_i^k}{m_i^k}$$

- c) Puesta al día de las variables cinemáticas de los puntos materiales. Para ello (Figura 6) se transfiere, mediante las funciones de forma, la información de cálculo en los nodos (velocidades, desplazamientos) a los puntos materiales. Esa información permite calcular desplazamientos y deformaciones y, mediante la ley constitutiva, tensiones



Figura 5. Etapas a y b de cálculo en el MPM

Ello se resume en las ecuaciones siguientes:

$$\mathbf{x}_p^{k+1} = \mathbf{x}_p^k + \mathbf{v}_p^{k+1} \Delta t$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1} = \boldsymbol{\varepsilon}_p^k + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^k$$

$$\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} = \boldsymbol{\sigma}_p^k + \Delta \boldsymbol{\sigma}_p^k$$

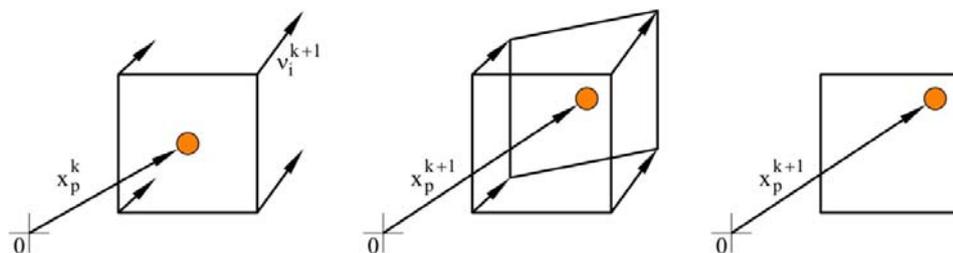


Figura 5. Etapa c de cálculo en el MPM

El método se ha descrito en Zabala y Alonso (2010).

3. MODELOS CONSTITUTIVOS

Los residuos mineros (esencialmente una arena fina uniforme de densidad media) y el aluvial superior que recubría las arcillas azules se han representado mediante un modelo Mohr-Coulomb no asociado. La presa de escollera se ha representado como un material elástico porque la rotura no deformó la presa, que se desplazó como un sólido rígido.

Para la arcilla de cimentación se ha desarrollado un modelo Mohr-Coulomb que incorpora el reblandecimiento bajo deformación creciente. La brusca caída en resistencia al llegar al pico, observada en ensayos drenados de corte directo (Figura 6a), se ha simulado mediante una reducción instantánea de la cohesión de pico en el momento en que se alcanza la envolvente de rotura de pico. La reducción progresiva del ángulo de fricción con la deformación de corte se representa mediante una función exponencial de la deformación de corte equivalente:

$$\phi' = \phi'_{res} + (\phi'_{peak} - \phi'_{res}) e^{-\eta \cdot \varepsilon_{eq}^p}$$

donde

$$\varepsilon_{eq}^p = \left(\frac{2}{3} \mathbf{e}^p : \mathbf{e}^p \right)^{1/2}$$

y \mathbf{e}^p es el tensor de deformaciones plásticas desviadoras.

El coeficiente de consolidación y la permeabilidad de la arcilla ($c_v = 0.001 \text{ cm}^2/\text{s}$; $k = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$) se han tomado de las referencias citadas anteriormente. La capa aluvial superior proporciona un borde drenante libre para la arcilla. El acuífero inferior, a 60 m de profundidad mantiene una altura piezométrica constante, que coincide aproximadamente con la superficie original del terreno.

En la Tabla 1 se indican los parámetros utilizados en el análisis efectuado. Se destaca el alto peso específico saturado de los residuos debido a la presencia de pirita. En todos los casos se adoptó un ángulo nulo de dilatación.

	Arcilla azul	Aluvial	Presa	Residuos
γ_{sat} (kN/m ³)	20	20	20	31
c' (kPa)	65	0	Elástico	0
ϕ'_{pico}	24	35	-	37
$\phi'_{residual}$	11	35	-	37
η	100	-	-	-
k (m/s)	$2 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-6}$	-	-
c_v (cm ² /s)	0.001	-	-	-

Tabla 1. Parámetros utilizados en el análisis de la rotura de Aznalcóllar

Con objeto de regularizar la solución numérica obtenida en una malla de cálculo se utiliza el concepto de “superficie de rotura difusa” (Rots, 1985). Ocurre que el trabajo plástico disipado en un elemento de la malla debe ser igual a la energía de fractura disipada en la apertura de la

grieta. Ello conduce a que el módulo de reblandecimiento depende del tamaño de la malla. Se supone que la resistencia de esta zona “difusa” de rotura (la superficie de deslizamiento) es función del desplazamiento relativo de los bordes de la discontinuidad. El parámetro η de la función de evolución del ángulo de fricción se ha calibrado para reproducir, con una malla de 1x1 m una respuesta similar a la que se obtiene en los ensayos de corte directo (Figura 6b). Se ha obtenido $\eta = 100$.

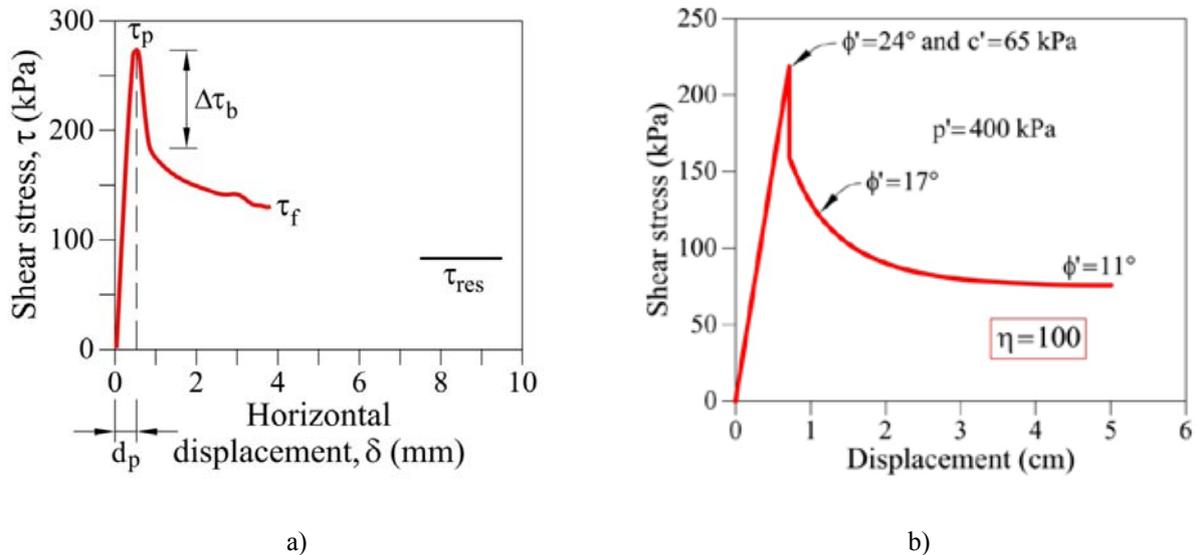


Figura 6. a) Ensayo de corte directo sobre una muestra inalterada de la arcilla azul. b) Modelo

4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

El cálculo efectuado reprodujo con bastante precisión la geometría real de la rotura. La Figura 7 indica la geometría de cálculo y la Figura 8 el desarrollo de la superficie de rotura en las últimas etapas de construcción de la presa.

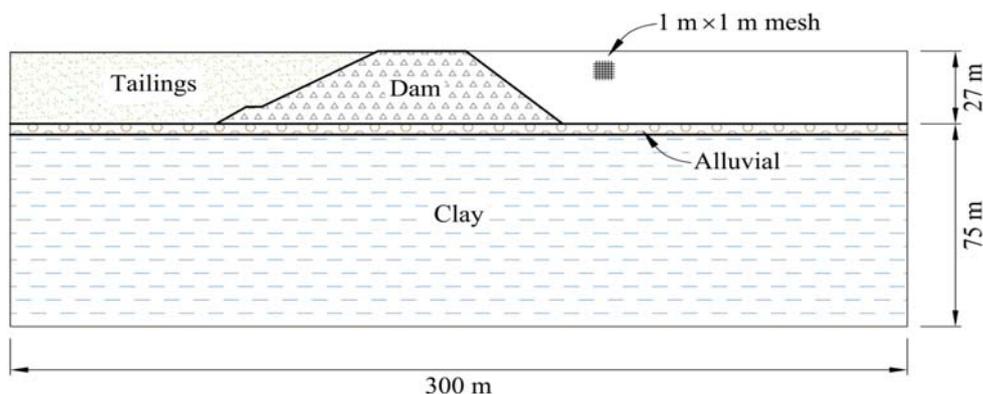


Figura 7. Geometría del modelo

La banda de corte se inicia en las proximidades del pie de la presa e inicialmente se extiende en dirección hacia aguas abajo. A continuación, se desarrolla hacia aguas arriba. Se define con claridad una superficie de rotura en la que se observa, en la fase final, una cuña activa dentro del depósito de residuos. La superficie de rotura es esencialmente horizontal en su mayor parte. Aguas abajo da origen a una cuña pasiva de salida del movimiento. Los resultados de la figura 8 se obtuvieron para un estado inicial de tensiones correspondiente a $K_0 = 1$. Este valor se considera aceptable en una arcilla sobreconsolidada como es la arcilla azul. Si se modifica el estado inicial de tensiones, reduciendo las tensiones horizontales ($K_0 = 0.5$), los resultados cambian notablemente. Ello se indica en la Figura 9, que muestra las bandas de rotura calculadas inmediatamente antes del deslizamiento. La reducción de K_0 se traduce en un sistema de superficies internas de rotura más profundas de las calculadas para $K_0 = 1$. Potts et al (1997) analizaron el efecto de K_0 en desmontes (3:1) y encontraron que un aumento de K_0 conduce a superficies de rotura más profundas. En los sondeos efectuados in situ no se encontró evidencia de roturas profundas como las indicadas en la Figura 9. Por otra parte la superficie plana, cinemáticamente admisible, es más profunda (18 m) que la realmente observada (14 m). El análisis con $K_0 = 1$ reproduce muy bien la posición de la superficie de deslizamiento encontrada en sondeos.

5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Cabe sospechar que el proceso de construcción de la presa y otros detalles del modelo constitutivo de la arcilla de cimentación modificarán el desarrollo de la superficie de rotura. Un análisis de sensibilidad que aborde estos aspectos es útil para entender mejor el proceso de rotura progresiva.

El caso 1 es el caso de referencia descrito anteriormente (el más próximo a condiciones reales). En el caso 2 la presa se construyó en un solo paso, con la geometría correspondiente al estado final antes de la rotura. Los pesos de la presa y de los residuos se aplicaron lentamente durante un periodo de 7300 días, que es el tiempo transcurrido desde el comienzo de la presa hasta el momento de su rotura. En este caso la arcilla se representó con un modelo de reblandecimiento descrito anteriormente. Los casos 3 y 4 se construyen con la secuencia real de evolución de la presa y de la altura de residuos (como en el caso 1). En el caso 3, la cohesión (0) y el ángulo de fricción elegido (17°) corresponden a los valores que explican la rotura en un análisis de equilibrio límite convencional. Se comprueba en este caso que 17° es aproximadamente el ángulo medio entre el valor de pico (24°) y el residual (11°) (este resultado no puede generalizarse porque depende de todos los aspectos característicos de esta rotura). El caso 4 añade una cohesión efectiva, degradable, al caso anterior. La idea fue examinar el efecto de una caída de la cohesión, sin modificar la fricción, en la posición calculada de la superficie de rotura.

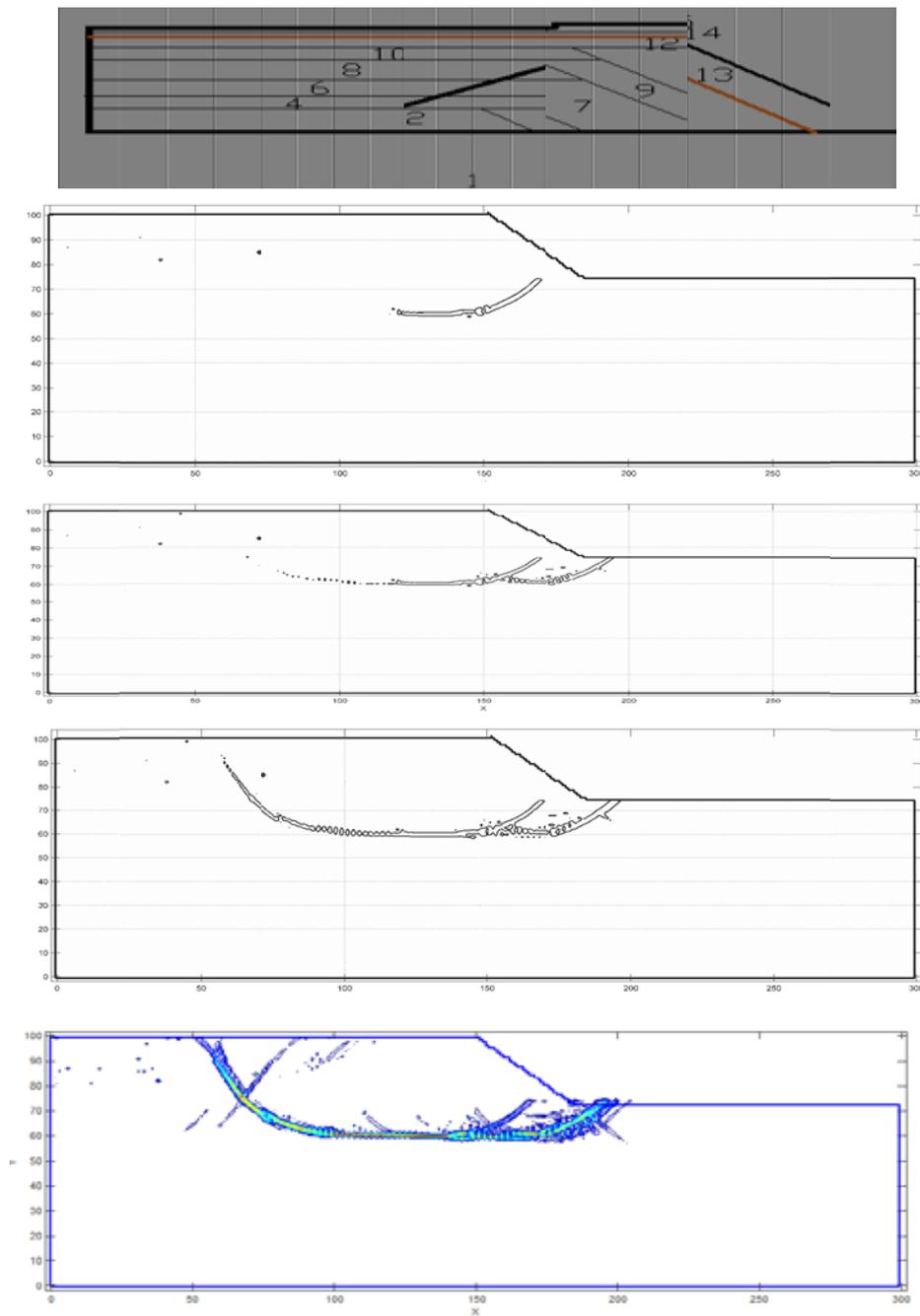


Figura 8. Secuencia constructiva y desarrollo de la superficie de rotura. Se dibujan los contornos de deformación plástica equivalente de corte correspondiente a 1% y 5%. $K_0 = 1$

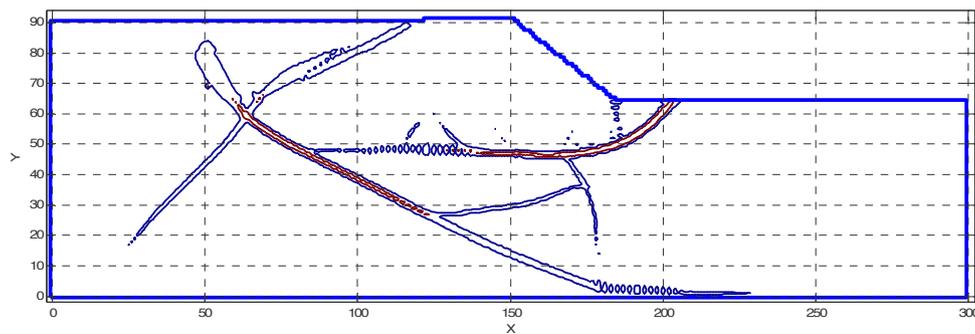


Figura 9. Bandas de rotura calculadas para $K_0 = 0.5$

Los casos analizados se reúnen en la Tabla 2

Caso	Cohesión efectiva (kPa)	Ángulo efectivo de fricción (°)	Secuencia constructiva
1	65 reducida a 0	24 reducido a 11	Caso real. Construcción hacia adelante
2	65 reducida a 0	24 reducido a 11	Construcción en un paso (geometría final)
3	0	17	Caso real. Construcción hacia adelante
4	65 reducida a 0	17	Caso real. Construcción hacia adelante

Tabla 2. Casos analizados. En todos los casos $K_0 = 1$

Caso 2. En la Figura 10 se indican las bandas de corte calculadas. Prácticamente no se produce ninguna rotura interna. Este resultado indica el decisivo efecto de la secuencia constructiva

Caso 3. Se obtiene una rotura circular, contraria a las observaciones de campo.

Caso 4. En un cierto momento de la construcción (Fase 10, ver Figura 8) se calcula una superficie de rotura horizontal similar a la observada. Es más profunda que la observada “in situ” (18 m frente a 14 m). Sin embargo, a medida que la carga se incrementa, se desarrolla una superficie de rotura más profunda (30 m bajo la base de la presa), circular, a la vez que se marca una cuña activa en los residuos mineros

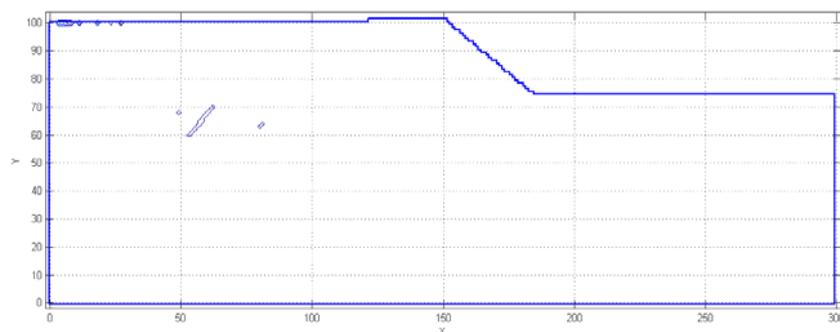


Figura 10. Caso 2. Bandas de corte al final de la construcción

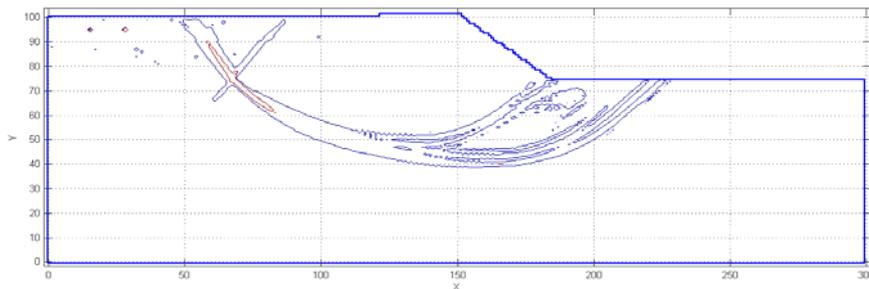


Figura 11. Caso 3. Bandas de corte al final de la construcción

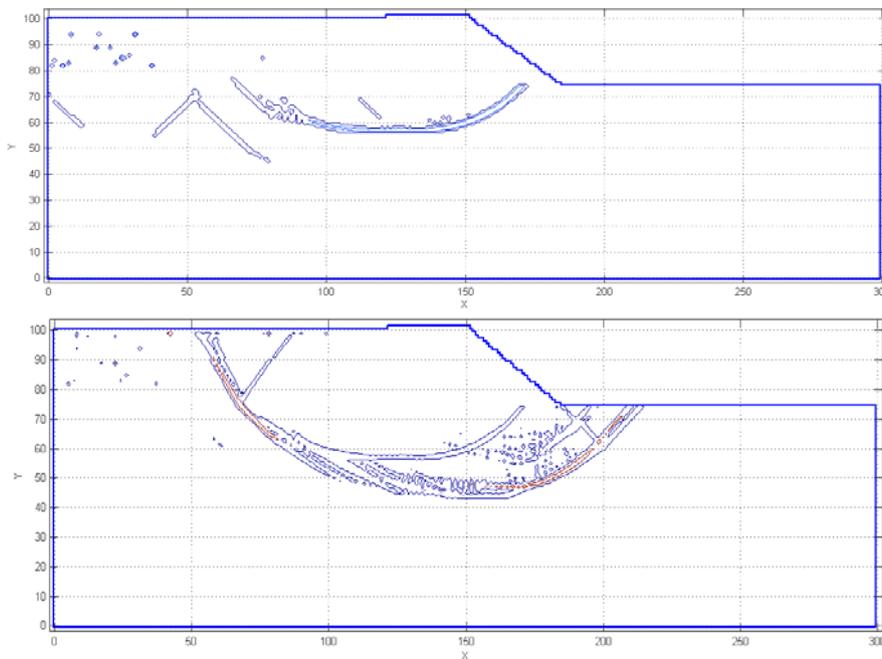


Figura 12. Caso 4. Evolución de las bandas de corte en la fase final de construcción

6. CONCLUSIONES

La superficie plana de rotura observada es una consecuencia de: a) La secuencia constructiva de la presa (presa construida hacia adelante) y b) La fragilidad de la arcilla de cimentación, que implica una destrucción rápida de la cohesión de pico en cuanto se alcanza la envolvente de rotura y una reducción progresiva de la fricción efectiva hacia valores residuales. Lógicamente, el desarrollo de la rotura está condicionado también por la geometría concreta de la presa, por el peso de los residuos y por la velocidad de disipación de las presiones intersticiales dentro del terreno. Analizar estos aspectos requiere un análisis de sensibilidad más extenso.

La hipótesis de carga en un solo paso (una forma de cálculo que se utiliza a menudo), respetando la duración total de construcción no conduce a rotura alguna en el terreno, aunque se introduzca el profundo reblandecimiento (o degradación) de la resistencia al corte de la

arcilla de cimentación. Si no se degrada la resistencia por efecto de la rotura progresiva (es el caso de los métodos de equilibrio límite) y se introduce en el análisis la fricción que explica la rotura mediante un método de equilibrio límite, el cálculo conduce a una rotura circular, incluso si se impone una construcción paso a paso con la evolución real de la geometría. Detalles de la degradación de la resistencia, se traducen también en cambios sustanciales en el desarrollo y geometría de la superficie crítica.

La predicción de una superficie plana de rotura en este caso es poco intuitiva y puede llevar a la conclusión errónea de que algún detalle sedimentario no detectado (por ejemplo un plano más débil) determinó decisivamente la posición y geometría de la superficie de rotura. Lógicamente la heterogeneidad del terreno juega siempre un papel preponderante para definir la geometría de la rotura. Pero el análisis efectuado muestra que existen muchos aspectos adicionales que son importantes para predecir correctamente la rotura y su geometría: la secuencia constructiva en el caso de deslizamientos asociados a terraplenes y desmontes, los detalles de la relación tensión-deformación, especialmente cuando se produce una degradación de la resistencia, la generación y disipación de presiones intersticiales y el estado inicial de tensiones en el terreno.

El plano inferior de rotura no fue estrictamente horizontal sino que siguió un plano de sedimentación subhorizontal. Seguramente. La presencia de estos planos, por otra parte difícilmente detectables hasta el punto de que no pudo ensayarse a corte directo ninguno de ellos, jugó un cierto papel en decidir la geometría final de la rotura. Pero se entiende que su influencia fue pequeña, no comparable con el fenómeno de rotura progresiva.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E. & Gens, A. 2006. Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. *Géotechnique*, 56, No. 3, 165–183.
- Gens A. & Alonso E.E. 2006. Aznalcóllar Dam Failure. Part 2: Stability Conditions and Failure Mechanism. *Géotechnique*. 56 No.3, pp 185-201.
- Sulsky, D., Chen, Z. & Schreyer, H.L. 1994. A Particle Method for History-Dependent Materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 118(1), pp 179-96.
- Sulsky, D. & Schreyer, H.L. 1996. Axisymmetric Form of the Material Point Method with Applications to Upsetting and Taylor Impact Problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 139(1), 409-29.
- Zabala, F & Alonso, E.E. 2011. Progressive failure simulation of Aznalcóllar dam using the Material Point Method. *Géotechnique*, 61, No. 9, 795–808.

ANÁLISIS DE PROCESOS TERMO-HIDRO-MECÁNICOS EN DESLIZAMIENTOS RÁPIDOS EN UN NUEVO EQUIPO DE CORTE ANULAR RÁPIDO

**Victor SERRI, Enrique ROMERO, Antonio LLORET, Josep SURIOL, Eduardo E.
ALONSO**

Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica,
Escola de Camins, Canals i Ports
Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

RESUMEN

Se ha desarrollado un nuevo corte anular para estudiar deslizamientos rápidos donde se induzca calentamiento por fricción. La generación de presiones intersticiales en la banda de corte calentada por el trabajo friccional del movimiento se ha aceptado como una explicación para las velocidades alcanzadas en deslizamientos rápidos.

La falta de datos experimentales ha sido un inconveniente para analizar estos procesos acoplados. El prototipo, que incorpora un control electrónico del par impuesto y de la velocidad, puede alcanzar velocidades de deslizamiento elevadas (hasta 30 km/h) bajo tensiones verticales relativamente grandes (hasta 3 MPa). El diseño del prototipo y la selección de los transductores requieren de modelaciones numéricas previas para predecir la magnitud de las variables a medir. Esta publicación presenta una formulación acoplada, su solución numérica con una geometría simplificada para el equipo y los resultados obtenidos para la modelación de la presión de poros, temperatura y fuerza de corte.

Keywords: Análisis Termo-hidro-mecánico, deslizamiento rápido, equipo de corte anular rápido.

INTRODUCCIÓN

Si una masa de suelo pierde su condición de equilibrio, empezará un movimiento acelerado. Un sencillo cálculo dinámico considerando el deslizamiento de un bloque rígido sobre un plano inclinado muestra que si el equilibrio es ligeramente inestable, (por ejemplo si las fuerzas desestabilizantes exceden a las de resistencia en una pequeña magnitud), el incremento de la velocidad de deslizamiento se desarrolla de forma relativamente lenta. Sin embargo, en algunos casos reales, se han registrado grandes velocidades desarrolladas a muy

poca distancia de deslizamiento (Hendron y Patton, 1985). Como han sugerido Voight y Faust (1982), Vardoulakis (2002), Alonso y Pinyol (2010) y Pinyol y Alonso (2010), estos procesos de deslizamiento rápido pueden ser explicados por el incremento de la presión de poros inducida por el calor generado en la banda de corte. No obstante, la falta de datos *in situ* y de resultados experimentales ha sido una de las principales limitaciones en el intento de análisis para procesos acoplados en deslizamientos rápidos.

A fin de estudiar de forma experimental este tipo de procesos, en la Universitat Politècnica de Catalunya se ha desarrollado y construido un nuevo prototipo de equipo de corte anular rápido. Se han utilizado herramientas de simulación numérica para analizar y predecir los procesos termo-hidro-mecánicos que ocurren en la superficie de corte, además de ayudar a diseñar el prototipo. La presente publicación muestra la formulación utilizada en procesos fuertemente acoplados, que involucran generación y disipación de presión de poros en una banda de corte calentada por el trabajo friccional inducido por el movimiento.

Esta simulación ha sido utilizada para obtener información sobre la evolución del incremento presión de poros y del incremento de la temperatura. Disponer de esta información es clave para una mejor elección del tipo de transductores, su posicionamiento y tiempo de respuesta.

PROTOTIPO DE CORTE ANULAR RÁPIDO.

Los equipos de corte anular han sido ampliamente utilizados en los análisis de estabilidad de taludes. El prototipo desarrollado en la Universitat Politècnica de Catalunya se ha basado en la geometría propuesta por Bishop et al. (1971) que ha sido modificada y adaptada para deslizamientos rápidos por Sassa et al. (2004).

El equipo, con un diámetro exterior de 300 mm, diámetro interior de 200 mm y una muestra entre 40 y 80 mm de altura, incluye un control electrónico de par o de velocidad (de forma alternativa), que puede alcanzar velocidades relativamente rápidas a lo largo de la superficie de corte (hasta 30 km/h) para valores elevados de tensión vertical (hasta 3 MPa).

La parte inferior del equipo es la que gira de forma controlada por la acción de un motor eléctrico capaz de aplicar un par máximo de 810 Nm. La tensión vertical (aplicada desde la parte superior por un pistón estático) y la presión de poros son controladas y registradas automáticamente. Los cambios de presiones de poro y de temperatura se miden localmente con micro transductores de respuesta rápida posicionados cerca de la región de corte. La fig. 1 presenta una fotografía del prototipo, junto con una sección y un zoom de la célula donde se posiciona la muestra.



Figura.1. Nuevo equipo de corte rápido: (a) fotografía del prototipo (b) sección y (c) zoom de la muestra anular.

ECUACIONES TERMO-HIDRO-MECÁNICAS

Las condiciones geométricas son axisimétricas pero se ha simplificado el problema considerando que la sección 2D mostrada en las figuras 2b y 2c se mueve linealmente en lugar de girar. Ello permite seguir una formulación equivalente a la presentada por Pinyol y Alonso (2010). La sección 2D presenta dos zonas principales, separadas por una banda de corte: una estática en la parte de arriba y una que se mueve por la parte de abajo. (Fig. 2c).

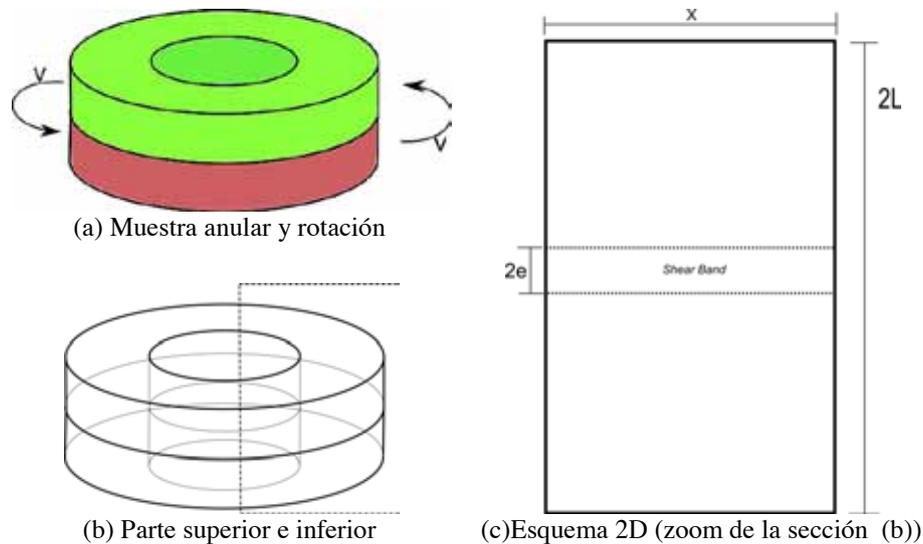


Figura 2. Muestra anular y esquema 2D para los análisis numéricos

Considerando que las deformaciones se concentran en la banda de corte, la tensión efectiva vertical no genera trabajo, por lo que la variación del trabajo inducido en la banda de corte por unidad de tiempo (\dot{W}) puede expresarse como:

$$\dot{W} = \int_V \tau_f \dot{\gamma} dV \quad (1)$$

donde τ_f es la resistencia al corte del material de la banda de corte, V el volumen de esa banda, $\dot{\gamma} = v_{max} / 2e$ la velocidad de deformación de corte ($2e$ es el espesor de la banda de corte y v_{max} la velocidad de la parte superior de la muestra medida en el radio medio). Considerando que el trabajo se convierte totalmente en calor, es posible escribir:

$$H = \tau_f \frac{v_{max}(t)}{2e} \quad (2)$$

donde H es el calor generado por fricción por unidad de volumen y tiempo (t). La banda de corte incrementa su temperatura como consecuencia de esta fuente de calor y se genera un exceso de la presión de poros respecto de la que existe inicialmente debido a la diferente

dilatación térmica del agua y del esqueleto sólido. Este incremento de presión de agua reduce la resistencia al corte en la banda y cambia la velocidad de corte.

La Fig.3 muestra el dominio rectangular modelado y sus ejes de coordenadas. Por razones de simetría vertical, solamente se representa la mitad del dominio considerado en Fig.2c ($z=0$ en el punto medio de la banda de corte). El exceso de presión de poros, ($u_w(x,z,t)$), la temperatura, ($\theta(x,z,t)$) y la velocidad, ($v(z,t)$) son funciones de la posición en ambas direcciones (x,z) y del tiempo. Se ha considerado que el suelo está totalmente saturado. Asimismo, se ha contemplado la presencia de fenómenos de conducción térmica en el suelo; de otro lado, en las paredes metálicas de la célula se ha considerado una temperatura constante.

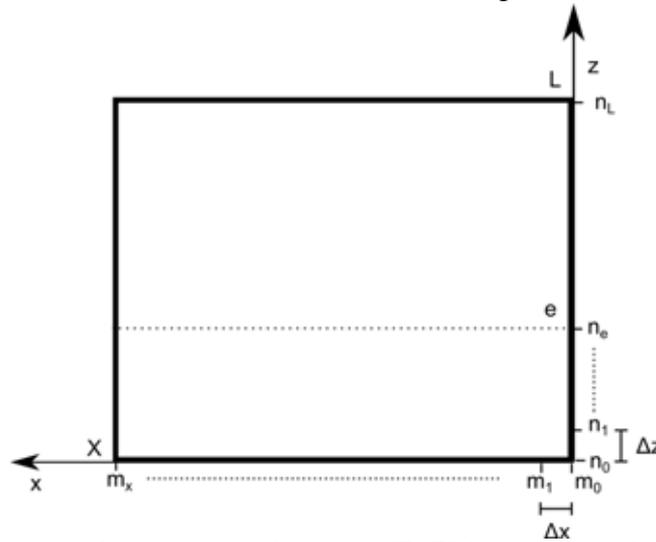


Figura 3. Discretización utilizada para modelar la sección 2D. El dominio es subdividido en elementos con dimensiones Δx y Δz .

En resumen, el conjunto de ecuaciones que gobiernan el fenómeno termo-hidro-mecánico son:

- Condición de equilibrio y ley de Mohr Coulomb:

$$\tau_f = (\sigma_n - p - u_w) \tan \phi' \quad (3)$$

donde σ_n es tensión la normal (total) aplicada, p es la presión hidrostática, u_w es el exceso de la presión de poros inducido por el calor y ϕ' el ángulo de fricción interna.

- Primera ley de la termodinámica (en la banda de corte) dada por la Ec. 2.
- Balance del calor:

$$H = \rho c_m \frac{\partial \theta}{\partial t} - \Gamma \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) \quad (4)$$

donde c_m es el calor específico del suelo saturado, ρ es la densidad del suelo y Γ es su coeficiente de conductividad térmica.

- Balance de masa (agua y sólido):

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \frac{\partial \theta}{\partial t} + n\alpha_w \frac{\partial u_w}{\partial t} - m_v \left(\frac{\partial \sigma_n}{\partial t} - \frac{\partial u_w}{\partial t} \right) - \frac{1}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (5)$$

Donde n es la porosidad, β_w el coeficiente de expansión térmica del agua, β_s el coeficiente de expansión térmica del esqueleto sólido, α_w el coeficiente de compresibilidad del agua, m_v el coeficiente de compresibilidad del suelo, γ_w el peso específico del agua, y k_x y k_z la permeabilidad horizontal y vertical, respectivamente.

- Equilibrio dinámico:

$$\frac{\partial v_{max}}{\partial t} = \frac{1}{M} (\tau_{unst} - \tau_f) \quad (6)$$

donde τ_{unst} es el la tensión de corte inducida por el par del motor del equipo y M es la masa considerada en el movimiento. Para resolver estas ecuaciones es necesario considerar condiciones iniciales y de contorno (la presión de poros inicial y la velocidad nulas a temperatura ambiente inicial). Los contornos se han considerado impermeables al agua. En las paredes laterales se ha impuesto una temperatura constante y en los dos bordes horizontales el flujo de calor se ha supuesto nulo.

SOLUCIÓN NUMÉRICA

El problema se resuelve numéricamente utilizando el método a las diferencias finitas. Aplicando la aproximación de Taylor, es posible escribir un modelo explícito. Si se elige la aproximación de paso adelante ("step forward") resulta:

$$H = \frac{\theta_{x,z}^{t+1} - \theta_{x,z}^t}{\Delta t} \rho c_m + \Gamma \left(\frac{\theta_{x,z+1}^t - 2\theta_{x,z}^t + \theta_{x,z-1}^t}{\Delta z^2} + \frac{\theta_{x+1,z}^t - 2\theta_{x,z}^t + \theta_{x-1,z}^t}{\Delta x^2} \right) \quad (7)$$

$$[n\beta_w + (1-n)\beta_s] \frac{\theta_{x,z}^{t+1} - \theta_{x,z}^t}{\Delta t} + (n\alpha_w + m_v) \frac{u_w^{t+1} - u_w^t}{\Delta t} + \frac{1}{\gamma_w} \left(k_x \frac{u_w^t - 2u_w^t + u_w^t}{\Delta x^2} + k_z \frac{u_w^t - 2u_w^t + u_w^t}{\Delta z^2} \right) = 0 \quad (8)$$

Al fin de obtener una solución estable, se debe de satisfacer la condición de Courant (Courant et al, 1967):

$$\frac{k_x}{(m_v + n\alpha_w)\gamma_w} \frac{\Delta t}{\Delta x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\Delta t}{\Delta z^2} \leq 1 \quad (9)$$

Para simplificar el análisis, la permeabilidad se ha considerado la misma en las dos direcciones x y z . Con la restricción indicada en la Ec. 9 es posible obtener el intervalo Δt a utilizar en la simulación numérica.

RESULTADOS

Los valores del coeficiente de expansión térmica, el calor específico y el coeficiente de compresibilidad para el agua y las partículas sólidas se han tomado de Olivella et al. (1996). El valor de la conductividad térmica de $1.5 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ ha sido considerado de acuerdo con Lima et al (2009), la porosidad y ángulo de resistencia residual se han aproximado al valor del material de Vaiont (Hendron y Patton, 1985). La temperatura inicial se establece en 20°C . Se ha estimado la permeabilidad del material en 10^{-13} m/s , valor que corresponde a arcillas de alta plasticidad con una baja porosidad (Lima et al. 2009). Se ha utilizado una tensión vertical de 100 kPa para mostrar que, aún en el caso de bajas tensiones verticales, los fenómenos termo-hidro-mecánicos se desarrollan e influyen en el movimiento del deslizamiento.

Los resultados obtenidos se resumen en la figura 15. Como se observa en la figura, el punto clave en la simulación es la selección del espesor de la banda de corte donde se genera el calor. Se han seleccionado tres espesores distintos para la banda de corte siguiendo la aproximación de Vardoulakis (2000), ($2e$) representa el espesor: $e=0.5 \text{ mm}$, parecido al valor propuesto para Morgenstern y Tchalenko (1967), Vardoulakis (2002) y Alonso y Pinyol (2010) para materiales arcillosos, $e=5 \text{ mm}$ y $e=50 \text{ mm}$. El cálculo se para una vez alcanzados los 500 m de desplazamiento horizontal, que serían equivalentes a unas 600 revoluciones en la célula de corte anular. En el caso de $e=50 \text{ mm}$ y durante los primeros 10 segundos, el calor generado debido al trabajo friccional no es bastante para incrementar la presión de poros. Aún así, como la masa en movimiento se somete a una aceleración, la velocidad se incrementa progresivamente. En consecuencia, la presión de agua y la potencia disipada ascienden gradualmente y se reduce la resistencia de corte debido a la reducción de tensión vertical efectiva. Posteriormente, la reducción de la tensión de corte conduce a la reducción de la potencia calorífica disipada.

La resistencia al corte se reduce a un valor mínimo después de 25 segundos. En la figura 4 se observa como la reducción del espesor de la banda de corte conduce a un incremento de la velocidad más temprano. Para valores de $e=0.5$ y 5 mm , la resistencia al corte se reduce a un valor mínimo después de unos 10 segundos, aproximadamente. Estos resultados concuerdan

bien con los datos presentados por Hendron y Patton (1985) y Alonso y Pinyol (2010). Debido al hecho de que no hay valores precisos de la permeabilidad del material, se ha realizado un análisis complementario de sensibilidad. La variación de permeabilidad al agua entre 10^{-13} y 10^{-11} m/s no altera esencialmente la respuesta obtenida en el caso base.

CONCLUSIONES

Un nuevo equipo experimental de corte anular ha sido diseñado y construido para estudiar los procesos de deslizamiento rápido promovidos por el calor inducido por fricción.

El mecanismo propuesto se acepta como explicación para deslizamientos de alta velocidad como es el caso del deslizamiento de Vaiont. El equipo puede alcanzar altas velocidades a lo largo de la banda de corte (hasta 30 km/h) bajo valores de la tensión total vertical de hasta 3 MPa.

El diseño del equipo necesita el uso de técnicas de modelación a fin de predecir el comportamiento del suelo esperado en los ensayos. Asimismo, la modelación ayuda a la interpretación de los procesos acoplados termo-hidro-mecánicos, que comportan incremento de presión de poros y disipación en la banda de corte, que ha sido calentada. El trabajo presenta la formulación y la solución numérica adoptadas con una geometría simplificada para el equipo.

Para valores del espesor de la banda de corte relativamente pequeños (por debajo de 10 mm) y permeabilidades bajas (entre 10^{-13} y 10^{-11} m/s), los resultados numéricos muestran que la resistencia al corte casi desaparece alrededor de unos 10 segundos después del inicio del proceso; estos resultados han sido útiles en el diseño del prototipo ayudando a decidir la potencia del motor y las características de los transductores.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al antiguo ministerio de Educación y Ciencia el soporte económico recibido a través del proyecto BIA2008-06614. Asimismo se reconoce la ayuda recibida de los centros de la UPC: CITCEA y CDEI, en el diseño y construcción de las partes eléctricas y mecánicas del equipo de ensayo.

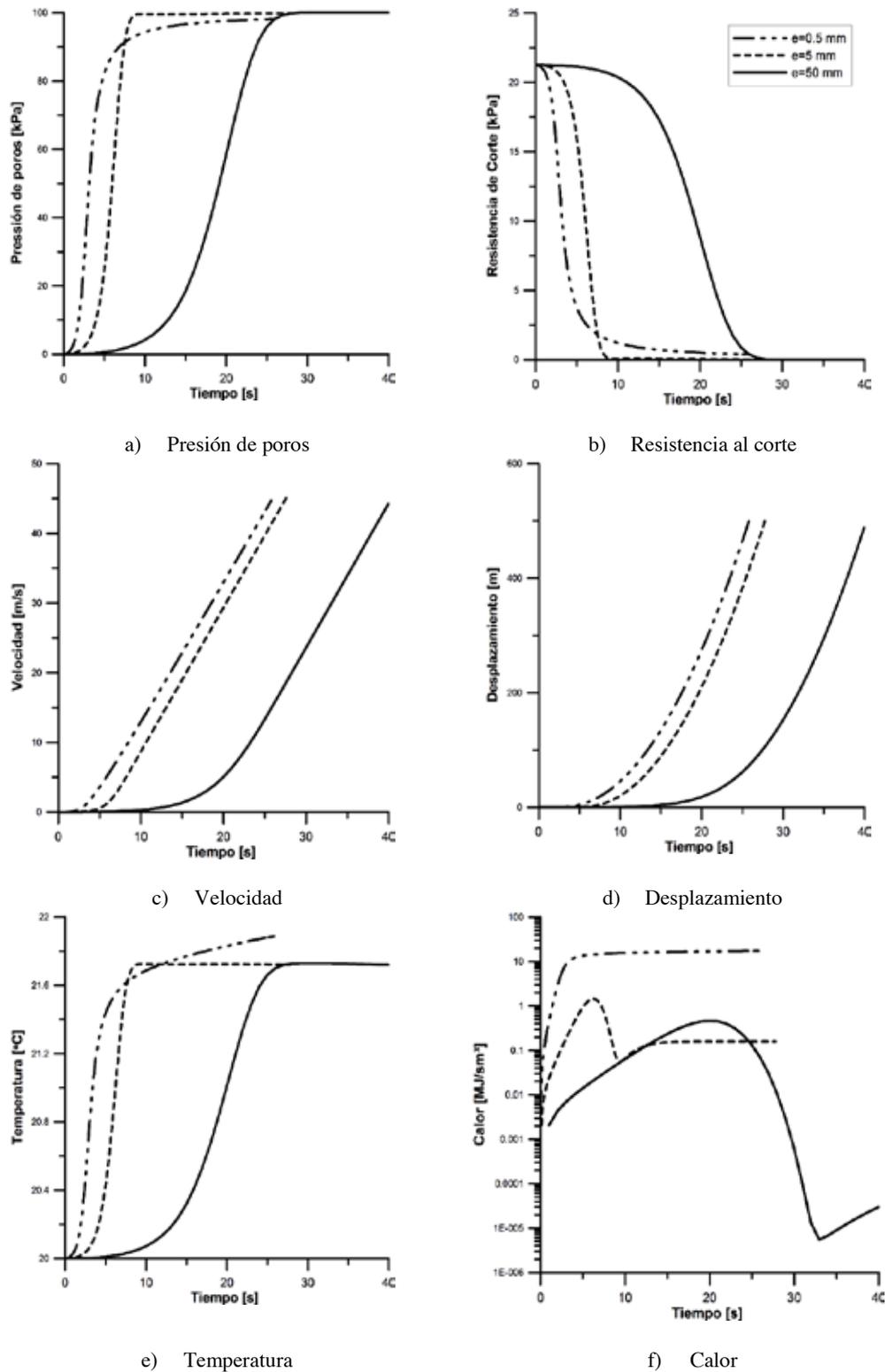


Figura 4. Resultados obtenidos en la simulación, para distintos espesores de la banda de corte.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Pinyol, N.M., 2010. Criteria for rapid sliding. I: A review of Vaiont case, *Engineering Geology*, 114,3-4: 198-210.
- Bishop, A.W., Green, G.E., Garga, V.K., Brown, J.D., and Andresen A., 1971. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Géotechnique*, 21,4: 273-328.
- Courant, R., Friedrichs, K., and Lewy, K., 1967. On the partial difference equations of mathematical physics, *IBM Journal of Research and Development*, 11, 2: 215-234.
- Hendron, A. J and Patton, F.D., 1984. The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geology observations of the failure surface, *Technical report, U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Lima, A., Romero, E., Vaunat, J., Gens, A., Li, X., 2009. Heating pulse tests under constant volume on natural Boom clay, Experimental results and numerical simulations, *In TIMODAZ Conference 2009: Impact of thermo-hydro-mechanical-chemical (THMC) processes on the safety of underground radioactive waste repositories*: 1-6.
- Morgenstern, N.R. and Tchalenko, J.S., 1967. Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear, *Géotechnique*, 14, 4: 309-328.
- Olivella, S., Gens, A., Carrer, J., and Alonso, E.E., 1996. Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media, *Engineering Computations*, 21,7: 87-112.
- Pinyol, N.M. and Alonso, E.E., 2010. Fast planar slides. A closed-form thermo-hydro-mechanical solution, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34,1: 27-52.
- Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, G. and Ishikawa, N., 2004. Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics, *Landslides*, 1, 7-19.
- Vardoulakis, I., 2000. Catastrophic landslides due to frictional heating of the failure plane, *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 5, 6: 443-467.
- Vardoulakis, I., 2001. Thermo-poro-mechanics of rapid fault shearing, *Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive*:63-74. Springer Berlin, Heidelberg.
- Vardoulakis, I., 2002. Steady shear and thermal run-away in clayey gouges, *International Journal of Solids and Structures*, 39,13-14: 3831-3844.
- Voight, B. and Faust, C., 1982. Frictional heat and strength loss in some rapid landslides, *Géotechnique*, 32,1: 43-54.

ALUDES DE NIEVE

EFFECTO COMBINADO DE LA TEMPERATURA Y LA PRECIPITACIÓN EN LA ACTIVIDAD DE GRANDES ALUDES EN EL PIRINEO ORIENTAL

S. MANGUÁN*, C. GARCÍA-SELLÉS¹, G. MARTÍ¹, P. OLLER¹, P. MARTÍNEZ¹

¹ Unitat de Riscos Geològics
Institut Geològic de Catalunya

RESUMEN

Este estudio trata sobre la influencia de la variabilidad de la precipitación y la temperatura durante los días previos a la ocurrencia de grandes aludes en el Pirineo Oriental. Se establece el carácter diario de la precipitación y la temperatura combinadas mediante cuatro modos (CD: frío/seco; CW: frío/húmedo; WD: cálido/seco; WW: cálido/húmedo) a partir de la caracterización por cuantiles de ambas variables. El modo CD presenta la mayor frecuencia durante los 30 días anteriores a los episodios de aludes en la zona de dominio climático mediterráneo, mientras que en la zona de dominio atlántico la mayor frecuencia corresponde a días de carácter CW. Los resultados sugieren que los modos invernales pueden considerarse proxy data en la predicción de avalanchas, para conocer la potencialidad del manto a activar grandes aludes.

1. INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es comprobar si los modos combinados temperatura-precipitación en invierno pueden considerarse un proxy data en la predicción de avalanchas cuando no se dispone de datos de campo sobre las condiciones de estabilidad estructural y mecánica del manto nivoso. Por otra parte, se evalúa la evolución de los modos combinados relacionados con la actividad de grandes aludes en las últimas décadas.

Varios estudios ya han puesto de manifiesto cómo cambiarían las condiciones de distribución del manto nivoso estacional en alta montaña en un "clima cálido" a finales del siglo XXI en los Alpes (Beniston et al., 2003; Uhlmann et al., 2009) y en las montañas mediterráneas (López-Moreno et al., 2011). Sin embargo, son escasos los estudios que se

centran en los efectos de las condiciones climáticas en la evolución de la estabilidad del manto nivoso, que puede acabar en el desencadenamiento de avalanchas de nieve. En este estudio se investiga la influencia de la variabilidad de la precipitación y la temperatura durante los días previos a la ocurrencia de actividad de grandes aludes. La estructura del manto nivoso es el resultado de los efectos de los factores meteorológicos sobre la nieve, que producen continuamente cambios en el tipo de grano y sus condiciones mecánicas. La variabilidad de la temperatura y la precipitación puede contribuir a la degradación progresiva de la estabilidad del manto nivoso mediante el desarrollo de capas débiles en su interior, incluso ambos parámetros meteorológicos pueden también actuar como factores desencadenantes directos, en caso de fuertes nevadas, lluvia o calor. La cuestión es que las condiciones meteorológicas no siempre actúan de la misma manera en el desencadenamiento de aludes, ya que en función del estado previo del manto nivoso un episodio meteorológico puede ser o bien detonante de aludes, o bien favorecer la estabilización del manto. Así, la variabilidad de la precipitación y de la temperatura a escala temporal puede convertir un manto estable en inestable y viceversa.

El enfoque de la distribución combinada de temperatura y precipitación se ha utilizado en este trabajo para entender mejor la evolución temporal de la estructura del manto y su capacidad de desencadenar avalanchas. Para ello, se han definido cuatro modos de combinación de temperatura y precipitación, que son frío/seco (CD), frío/húmedo (CW), cálido/seco (WD) y cálido/húmedo (WW). Estos modos se han identificado a escala diaria para evaluar la relación entre la actividad de grandes avalanchas y la evolución meteorológica no sólo del día de la actividad de avalanchas (efecto desencadenante) sino durante la secuencia de días previos, que es cuando el manto nivoso va sufriendo los metamorfismos que lo van a dejar en un estado más o menos sensible al desprendimiento (efecto degradante). Finalmente, se comparará la evolución en el tiempo de los cuatro modos en el Pirineo Oriental con la evolución acaecida en los Alpes Suizos, a fin de observar cuál es la frecuencia temporal de los días CD, CW, WD y WW en las últimas décadas en relación a las condiciones de cambio climático en montaña.

2. DATOS Y METODOLOGÍA

Los datos meteorológicos empleados en este estudio han sido suministrados por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) y el Servei Meteorològic de Catalunya (SMC). Las estaciones escogidas se encuentran entre 1000 y 2300 m y comprenden tanto la zona occidental de clima oceánico, como la oriental donde prevalecen condiciones climáticas de carácter mediterráneo. Se han desechado aquellas series que no han superado las pruebas de tolerancia y consistencia interna (Esteban et al., 2012). Finalmente, se ha trabajado con cuatro estaciones: Vielha (1002 m) y Bonaigua (2266 m), ubicadas en la zona de influencia atlántica, y La Molina (1704 m) y Vall de Núria (1967 m) situadas en el sector mediterráneo. Los datos analizados corresponden a los meses de noviembre a abril, lapso de tiempo de ocurrencia de grandes aludes, del periodo de inviernos de 1969-1970/2011-2012. En el sector oceánico, la

estación de Vielha cubre los inviernos de los periodos 1969-1970 a 1992-1993 y de 1995-1996 a 2000-2001 y la estación de Bonaigua comprende el periodo de 2001-2002 a 2011-2012. Actualmente, no existe ninguna serie consistente que cubra la década de los 90 de forma completa, motivo por el cual los resultados adolecen de la suficiente solidez para considerarlos concluyentes. No obstante, consideramos que sí que entreatren una línea de trabajo a seguir una vez se vayan recuperando y completando series de montaña en distintos proyectos de investigación de cambio climático (www.bsc.es).

Para el sector mediterráneo del Pirineo Oriental se ha creado una única serie a partir de las series de La Molina y de Núria entre los años 1970 y 2012. Se han utilizado los trece años comunes, 1985 a 1997, con el fin de aplicar un modelo de regresión lineal y reconstruir la serie de Núria. Los coeficientes de correlación son significativos con un nivel de confianza del 99% y 13 grados de libertad (Tabla 1).

	Corrección La Molina-Núria	r	significación
T mín	-1,04°C	0,842	<0,01
T max	-1,62°C	0,892	<0,01

Tabla 1. Corrección realizada sobre los datos de la Molina con el objetivo de construir una sola serie climática en el sector mediterráneo. Factor de correlación y nivel de significación de dicha corrección.

La información sobre la ocurrencia de avalanchas proviene de la Base de Datos de Aludes de Catalunya (BDAC) del Institut Geològic de Catalunya (IGC). Se han identificado los episodios de actividad de grandes aludes desde 1970 hasta 2006. Hemos considerado un episodio de actividad de grandes aludes (EGA) como una unidad definida por un intervalo de tiempo (igual o superior a un día) sin variaciones en las condiciones sinópticas durante el cual se ha registrado una o más avalanchas (no se han considerado las desencadenados artificialmente) (García-Sellés et al., 2009). Se han considerado como aludes de grandes dimensiones, en un sentido amplio, los que exceden 1000 m de recorrido, que hayan llegado hasta el fondo del valle, o hayan destruido masa forestal o dañado infraestructuras, en general avalanchas de medidas superiores a las habituales (Schaerer, 1986). Con estos criterios se han identificado 17 episodios de grandes avalanchas, 11 de los cuales tuvieron lugar en el área mediterránea y 6 en la atlántica.

Por lo que respecta a la metodología empleada, para establecer el carácter combinado de la precipitación y de la temperatura en los días previos a los episodios de aludes, se ha utilizado la aproximación de cuantiles combinados definida por Beniston and Goyette (2007) y ya aplicada por López-Moreno et al. (2011) en el Pirineo para evaluar los efectos de cambios en la circulación general atmosférica sobre la termometría y pluviometría. Se han calculado los percentiles 40% y 60%, tanto para la temperatura (T) como para la precipitación (P). A partir de estos umbrales se han clasificado los días en cuatro modos: CD (frío/seco) cuando ambos

cuantiles eran iguales o inferiores a $T_{40} - P_{40}$, siendo el subíndice el umbral cuantil; y así, CW (frío/húmedo): $T_{<40} - P_{>60}$; WD (cálido/seco): $T_{>60} - P_{<40}$; WW (cálido/húmedo): $T_{>60} - P_{>60}$. Los percentiles de precipitación se han calculado sólo en base a los días con $P_{>0}$ y todos los días con $P_{=0}$ son considerados secos. Los modos invernales se han calculado para todos los días de la serie de noviembre a abril.

La hipótesis de trabajo es que en la ocurrencia de grandes avalanchas, la estructura interna del manto nivoso, generada por condiciones meteorológicas a escala temporal multi-día, puede tener un papel tan fundamental como las condiciones meteorológicas desencadenantes de escala temporal horaria. Generalmente, la bibliografía existente enfatiza el papel de la meteorología en los tres días previos al desencadenamiento de grandes avalanchas; en concreto, el espesor de nieve acumulado a lo largo de los tres días (H_{72}) previos al evento es el parámetro a partir del cual se establecen los mapas de riesgo de avalanchas, ya que se considera representativa del volumen de nieve que la avalancha va a movilizar en la zona de salida (Salm et al., 1990; Burkard and Salm, 1992). No obstante, las acumulaciones de nieve reciente en las tres jornadas previas son una condición necesaria pero no suficiente para generar un episodio de avalanchas excepcionales, como se desprende del reanálisis de la situación catastrófica de febrero de 1999 en los Alpes franceses (Vilicrose, 2001). Las causas meteorológicas directas desencadenantes como nevadas intensas o lluvias persistentes no siempre provocan grandes avalanchas debido a las condiciones previas de inestabilidad del manto nivoso, las cuales son resultado de las condiciones meteorológicas a largo plazo (García-Sellés et al. 2010). El objetivo es conocer la combinación de temperatura y precipitación durante los días previos a un episodio de grandes aludes, ya que de su comportamiento depende la susceptibilidad de la estratigrafía del manto a soportar una sobrecarga; por ello se va a prestar especial atención a los 30 días previos a un EGA

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

No hay diferencias en las funciones de densidad de probabilidad de los modos invernales a escala diaria para el conjunto de la serie de 43 inviernos entre la zona de influencia atlántica y la mediterránea (Tabla 2), siendo el modo WD (mediterráneo-oceánico: 34%-32%) el más frecuente, seguido de CD (29%-23%), CW (7%-9%) y el menos frecuente WW (3%-5%). Hay concordancia con lo que sucede en los Alpes, donde el modo WD alcanza un 36% en el periodo 1960-1991 (Beniston et al., 2011). De esta distribución se desprende que la ocurrencia de las mayores precipitaciones muestra una dependencia de la temperatura, en el sentido que los días de mayor precipitación van asociados a días con temperaturas especialmente bajas en ambos dominios climáticos.

Es interesante observar que aparecen diferencias apreciables en la distribución de los modos invernales diarios entre la serie completa y los 30 días previos a un EGA, y lo hacen siguiendo distintos patrones en ambas zonas (Tabla 3). En la zona mediterránea se invierte el carácter termométrico de los días secos, pasando a ser los días fríos/secos CD los

predominantes (29%) antes de un episodio, seguidos de los cálidos y secos WD (23%), los fríos y nivosos CW (12%) y los cálidos y lluviosos/nivosos WW (4%). En el dominio oceánico se mantiene el mismo orden de la distribución entre la serie invernal y los 30 días previos a un EGA (WD, CD, CW y WW), pero destaca el incremento de días fríos y nivosos, duplicándose el porcentaje. El comportamiento climático de los 30 días previos a un EGA es distinto entre la zona mediterránea y la atlántica. En la zona mediterránea son predominantes los días CD, mientras que en el atlántico los más frecuentes son los WD; otra diferencia es el mayor peso que tienen los días CW en el dominio oceánico respecto a lo que sucede en el ámbito mediterráneo. El aumento de días CW es menor en el caso mediterráneo que en el caso oceánico. Probablemente esto vaya relacionado con que las advecciones de norte y noroeste suelen ser persistentes y acumular cantidades muy abundantes de nieve que den lugar a un EGA, mientras que en el sector mediterráneo los episodios de nevadas muy abundantes no son tan persistentes (menor aumento del modo CW). En este sentido, estos resultados son acordes con las conclusiones de estudios realizados sobre actividad de avalanchas y condiciones sinópticas en el Pirineo Oriental que apuntan que las advecciones de noroeste son la principal causa de EGAs en el dominio climático oceánico (García-Sellés et al., 2009).

DISTRIBUCIÓN DE LOS MODOS COMBINADOS EN LA SERIE HIBERNAL (%)		
	Ámbito oceánico	Ámbito mediterráneo
WD cálido/seco	31,5	33,7
CD frío/seco	22,9	29,2
CW frío/húmedo	9,4	6,5
WW cálido/húmedo	5,0	3,2

Tabla 2. Distribución de las frecuencias de los modos combinados en la serie hiberna de 1970-71 a 2010-11 en los dominios climáticos oceánicos y mediterráneos.

DISTRIBUCIÓN DE LOS MODOS COMBINADOS EN LOS 30 DIAS PREVIOS A UN EGA (%)		
	Ámbito oceánico	Ámbito mediterráneo
WD cálido/seco	31,1	23,0
CD frío/seco	20,6	29,4
CW frío/húmedo	18,3	11,5
WW cálido/húmedo	6,1	4,2

Tabla 3. Distribución de las frecuencias de los modos combinados en los 30 días previos a un EGA del periodo 1970-71 a 2005-06 en los dominios climáticos oceánicos y mediterráneos.

Las distribuciones de los modos combinados se han sometido a la prueba no paramétrica Kruskal-Wallis, para comprobar si hay diferencias estadísticamente significativas entre las distribuciones de los modos de las series invernales y las de los 30 días previos a un EGA (Kruskal y Wallis, 1952). Se han comparado también las poblaciones de los modos

combinados en los EGA entre el ámbito oceánico y el mediterráneo. Pese a haber diferencias apreciables en los órdenes y porcentajes de frecuencias con implicaciones en la evolución del manto nivoso, en ningún caso pueden considerarse que los grupos sean estadísticamente diferentes entre sí.

Ámbito mediterráneo.

A la vista de los resultados, las condiciones meteorológicas para gestar un EGA en la zona mediterránea son distintas de las condiciones climáticas de temperatura y precipitación a lo largo del invierno. En concreto, el periodo de 30 días previo a una EGA se caracteriza en el sector mediterráneo por un aumento de la frecuencia de días fríos ($T_{<40}$) y de los días húmedos ($P_{>60}$) respecto a la media; en cuanto a los modos combinados temperatura-precipitación, lo más notable es la disminución de días cálidos/secos WD, aumentan ligeramente los CW y se mantienen los días CD y los WW. El modo frío/seco CD es el más frecuente (29%).

La persistencia de días fríos favorece procesos de metamorfismo de gradiente térmico del manto nivoso de orden medio y alto, responsables de la formación de capas internas débiles formadas por granos de nieve sin cohesión denominados facetas y cubiletes. Estas capas débiles internas permanecen en el manto prolongadamente, del orden de semanas, por lo que se denominan capas débiles persistentes (Haegeli y McLung, 2007). Este tipo de estratigrafía permite el colapso espontáneo de capas de nieve superiores más densas, cuando se supera el umbral de sobrecarga, habitualmente cuando se producen precipitaciones abundantes con sobreacumulaciones de nieve compactada por el viento, fuertes aumentos térmicos o lluvias intensas, para el caso de avalanchas de carácter excepcional. La persistencia de días fríos también favorece la formación de cristales de escarcha en la superficie de la nieve, que una vez cubiertos por nuevas nevadas suponen una capa débil persistente muy frágil, que, por tanto, facilita el desprendimiento espontáneo de capas de nieve suprayacentes. En definitiva, los periodos fríos generan estratigrafías inestables que permiten el desencadenamiento espontáneo de avalanchas días o semanas después de su formación, una vez se sobrepasa su capacidad de sobrecarga.

El EGA del 31 de enero de 2006 en el sector mediterráneo es un ejemplo de manto inestable previo a las nevadas desencadenantes de las avalanchas. Durante la primera quincena de enero, con predominio de días CD y un manto de poco espesor (entre 50-100 cm), se formaron capas internas persistentes (cubiletes y facetas) (Figura 1). A final de mes, tres días de nevada con 90 cm, dieron lugar al desprendimiento de grandes avalanchas en la sierra del Cadí-Moixeró, con destrucción de masa forestal madura. En el sondeo por percusión y perfil estratigráfico efectuado el día previo al EGA en la zona de La Molina, muy próxima a las zonas de avalanchas, se observa el manto viejo de 0 a 60 cm muy incohesivo formado por cubiletes muy desarrollados (3-4 mm de diámetro) en la base (0-40 cm) y facetas (entre 40-60 cm), incluso con un nivel de escarcha enterrado (en torno a los 60 cm). De 60 a 160 cm se observan todos los niveles correspondientes a las precipitaciones de los tres días previos, con durezas incluso superiores a los niveles subyacentes.

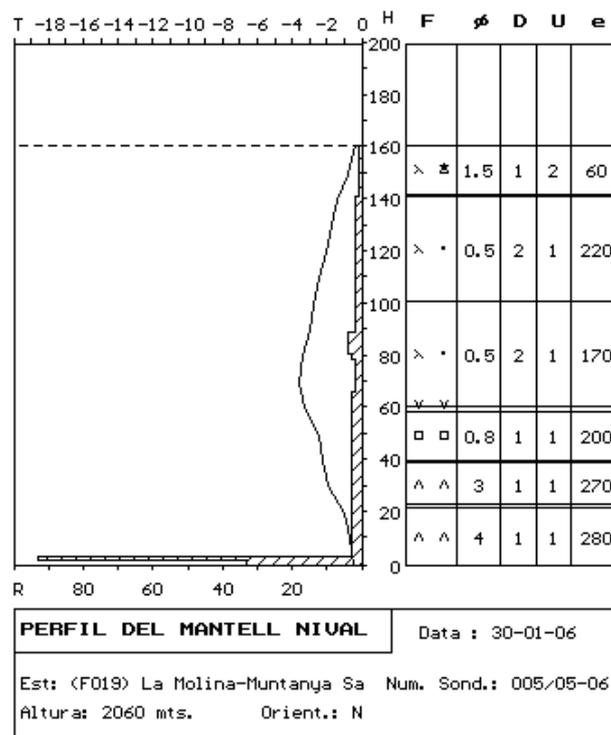


Figura 1. Sondeo por percusión y perfil estratigráfico efectuado el 30 de enero de 2006 en La Molina, sector de dominio mediterráneo (IGC).

El predominio de mantos nivosos de espesores moderados en el sector mediterráneo acrecienta el efecto que el enfriamiento ambiental tiene en la generación de elevados gradientes térmicos de la nieve, ya que a igualdad de temperaturas superficiales de la nieve, a menor espesor del manto, mayor es el gradiente térmico del mismo.

Ámbito oceánico.

Atendiendo a la distribución de frecuencias de modo hibernal calculadas, las condiciones meteorológicas en el periodo de 30 días previo a una EGA en la zona oceánica no difieren apreciablemente de las condiciones climáticas de temperatura y precipitación a lo largo del invierno. En concreto, apenas hay cambios en el carácter térmico de los días, pero sí es destacable el aumento de días de precipitaciones elevadas. En cuanto a los modos combinados temperatura-precipitación, lo más notable es el aumento de días fríos/húmedos CW, mientras que apenas hay variaciones en el resto. El modo WD es el más frecuente (31%).

Puede afirmarse por ello que los procesos degradantes del manto nivoso, formación de capas débiles persistentes con efectos a medio y largo plazo en la inestabilidad del manto, no son determinantes en la actividad de EGAs en el ámbito oceánico. En todo caso, juegan un papel menor que en el dominio climático mediterráneo. Una menor proporción de días fríos que de días cálidos no significa necesariamente que no existan condiciones propicias para el

enfriamiento del manto y para un metamorfismo de gradiente medio y alto. Los días cálidos/secos, especialmente si son días sin precipitación, se dan en alta montaña en situaciones de anticiclones dinámicos, no térmicos, cercanos a la península Ibérica, asociados a subsidencias con temperaturas anómalamente elevadas y humedades relativas muy bajas, a menudo inferiores al 10%. Es difícil la formación de nubosidad y por tanto de día y de noche los cielos están despejados. A través de la monitorización del manto nivoso con termistores colocados a distintas profundidades del manto nivoso, hemos observado que en dichas condiciones de baja humedad ambiental y vientos flojos el enfriamiento superficial del manto nivoso por irradiación es tal vez el proceso de enfriamiento de mayor intensidad horaria, en cuanto a breve pero intenso, de escala horaria, limitado al periodo nocturno, en que el balance energético del manto nivoso es claramente negativo en la primera mitad del invierno (Male, 1980). Por otra parte, los espesores abundantes del manto nivoso propios de un clima más nivoso amortiguan los efectos comentados que días cálidos/secos tienen sobre el gradiente térmico de la nieve, ya que a mayor espesor, mayor diferencia de temperatura es necesaria entre la superficie y la base del manto.

El efecto de una mayor presencia de días fríos/húmedos en los EGA en el sector oceánico debe entenderse como una mayor disponibilidad de nieve reciente que favorece el desencadenamiento de avalanchas de grandes dimensiones por rotura de la estructura estelar, sin necesariamente depositarse por encima de un manto previamente inestable. El incremento de nieve reciente en 72 horas es considerado clásicamente como uno de los elementos determinantes para el desencadenamiento de grandes avalanchas (Bocchiola et al., 2008). Efectivamente el modo combinado CW se concentra en los 5 días previos al desencadenamiento de un EGA, a diferencia de lo que sucede en el ámbito mediterráneo. En los 5 días previos a un EGA el modo CW está presente en un 67% en el dominio oceánico (9% en la serie invernal), por un 42% en el ámbito mediterráneo (un 6% en la serie invernal).

El EGA del 2 de enero de 2004 en el sector oceánico es un ejemplo de situación de actividad de avalanchas debida enteramente al evento meteorológico desencadenante, nevadas intensas con viento del noroeste, independientemente del estado previo en que se hallaba el manto nivoso antes de la nevada. En las 5 jornadas previas al EGA se acumulan 135 cm de nieve reciente. Durante los 25 días precedentes se suceden días secos, sin apenas nevadas significativas, con predominio del modo WD y alguna secuencia de días CD. Observando el perfil nivológico efectuado el primer día de precipitación (Figura 2), la nevada se deposita sobre un manto de poco espesor (capas entre 40-85 cm); no se aprecia una estratigrafía resultado de un metamorfismo de gradiente alto en la nieve vieja (tampoco en otras orientaciones más umbrías), propia de un manto reducido de inicio de invierno. Al contrario, el manto internamente presenta capas de resistencia moderada, formadas por granos finos (capas entre 40 cm y el suelo). Las avalanchas arrancan por encima del contacto con la nieve vieja, sin que esta se incorpore a la nieve movilizable.

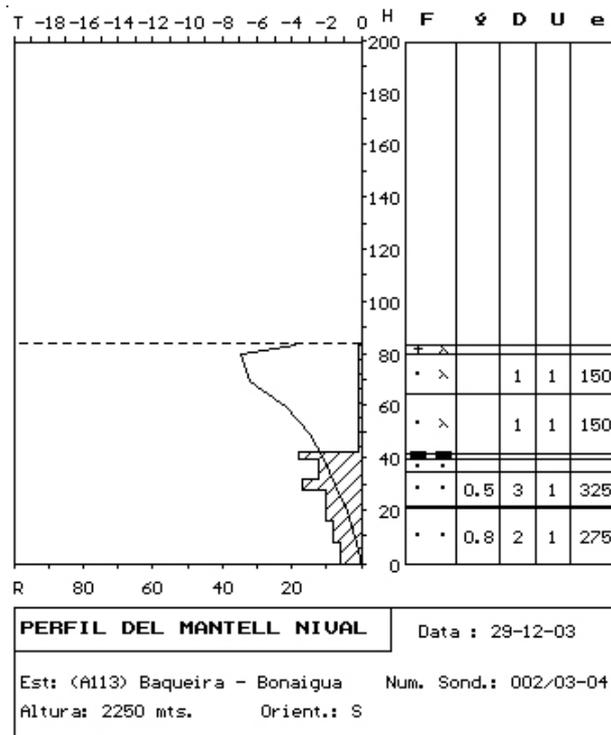


Figura 2. Sondeo por percusión y perfil estratigráfico efectuado el 29 de diciembre de 2003 en el Port de la Bonaigua, sector de dominio oceánico (IGC).

Evolución temporal de los modos combinados.

Respecto a la evolución del riesgo de grandes avalanchas en las próximas décadas, es interesante observar cómo han evolucionado en las últimas 40 años los modos combinados relacionados con la actividad de EGAs (Figuras 3 y 4). El modo CD, responsable del debilitamiento interno del manto nivoso ha sufrido una disminución de su frecuencia, especialmente en la década de los 70 (43 días en 39 años). No obstante parece haberse estabilizado en los últimos 20 años. El modo CW, responsable del aporte de nieve fresca en grandes cantidades que facilita el desencadenamiento de grandes avalanchas ha disminuido en el ámbito mediterráneo desde la década de los 80, pero se está incrementando en el ámbito oceánico (7 días en 36 años). A pesar de estos resultados, la alta variabilidad interanual de este modo asegura inviernos nivosos y EGAs (1995-1996, 2005-2006) en el ámbito mediterráneo, aunque el modo WD se incrementa sostenidamente año tras año (13 días en la última década). En la tabla 4 se observan los resultados de las tendencias tras aplicar los tests de Kendall y Spearman, con significación estadística en la mayoría de ellos.

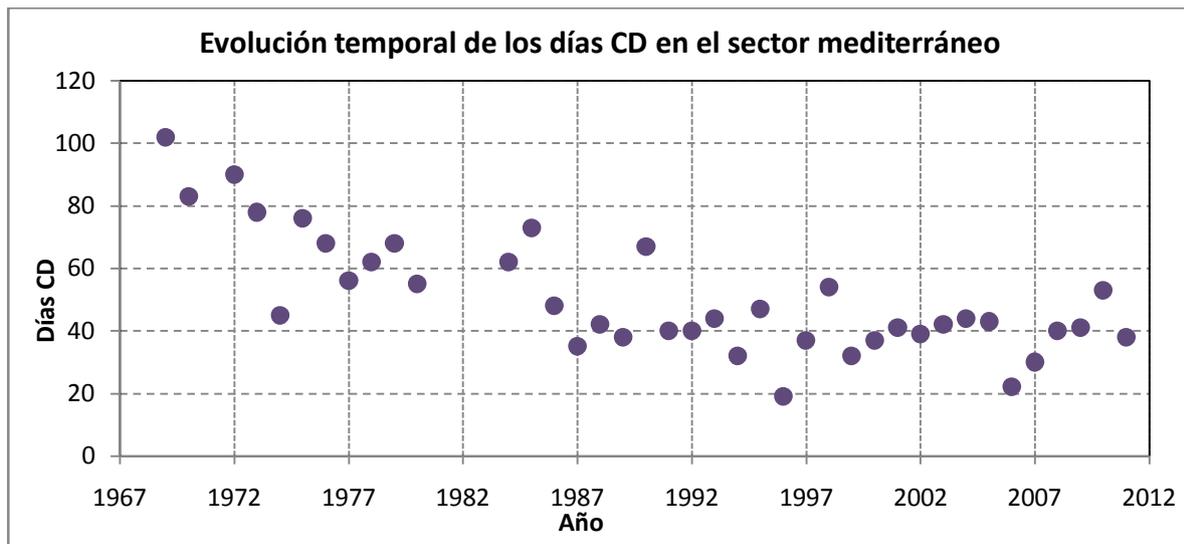


Figura 3: Evolución del número de días fríos/secos en el sector de influencia mediterránea desde la temporada 1969-70 a la 2011-12.

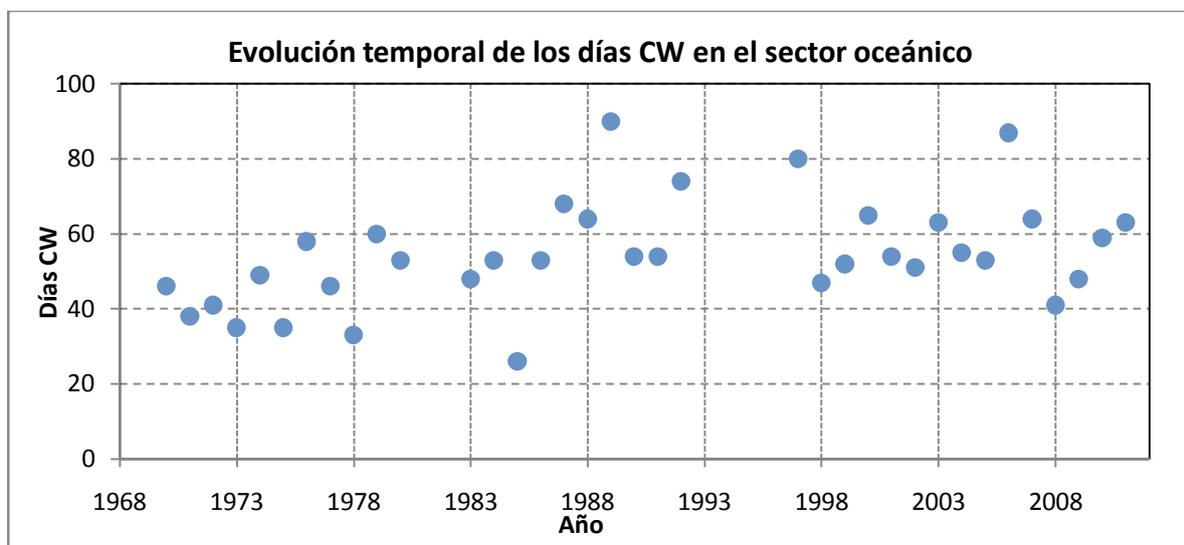


Figura 4: Evolución del número de días fríos/húmedos en el sector de influencia oceánica desde la temporada 1970-71 a la 2011-12.

Modos Combinados	Tendencia en el sector mediterráneo (días por temporada)	Tendencia en el sector atlántico (días por temporada)
CD	-1,1**	-0,3*
CW	-0,2**	+0,2*
WD	+1,3**	+0,5**
WW	+0,1**	+0,0

Tabla 4: Evolución registrada en los diferentes modos diarios para los sectores mediterráneo y oceánico. Nivel de significación estadística: *Nivel de significación estadística del 95%, **Nivel de significación estadística del 99%.

4. CONCLUSIONES

- El uso de los modos combinados T-P aporta una perspectiva climática al estudio de la ocurrencia de grandes avalanchas, al caracterizar el comportamiento combinado de la precipitación y la temperatura en el periodo previo al desencadenamiento de un EGA.
- Los resultados sugieren que el régimen meteorológico previo a la activación de grandes avalanchas en el Pirineo Oriental tiene una mayor dependencia de las precipitaciones en el sector atlántico (avalanchas que involucran nieve reciente poco o nada transformada), mientras que en el sector mediterráneo un elemento fundamental para la activación de grandes avalanchas parece ser la progresiva desagregación interna del manto nivoso por efecto de fuertes gradientes térmicos causados por largas secuencias de días fríos y secos. Dicha hipótesis deberá ser consolidada mediante el análisis de nuevas series meteorológicas de alta montaña, a medida que éstas se vayan homogeneizando y reconstruyendo.
- En cuanto a la tendencia de las condiciones meteorológicas propicias a grandes avalanchas, las condiciones que favorecen este riesgo natural han sufrido una disminución general en las últimas décadas, semejante al registrado en los Alpes, aunque el comportamiento es distinto entre los ámbitos mediterráneo y oceánico. Por otra parte, la fuerte variabilidad observada no permite afirmar que este riesgo vaya a disminuir próximamente.

AGRADECIMIENTOS

Esta línea de investigación se inscribe en los trabajos desarrollados en el seno del proyecto CTP-2010 Proyecto de la Comunidad de Trabajo de los Pirineos “Influencia del Cambio Climático en el Turismo de Nieve en los Pirineos”.

5. REFERENCIAS

Beniston, M., Keller, F., Koffi, B. and Goyette, S., 2003. Estimates of snow accumulation and volume

- in the Swiss Alps under changing climatic conditions. *Theoretical and Applied Climatology*, 76, pp. 125-140.
- Beniston, M. and Goyette, S., 2007. Changes in variability and persistence of climate in Switzerland; exploring 20th century observations and 21st century simulations. *Global and Planetary Change*, 57, pp. 1-20.
- Beniston, M., Uhlmann, B., Goyette, S., and López-Moreno, J.I., 2011. Will snow-abundant winters still exist in the Swiss Alps in an enhanced greenhouse climate? *International Journal of Climatology*, 31, pp., 1257-1263.
- Bocchiola, D., Bianchi Janetti, E., Gorni, E., Marty, C., and Sovilla, B., 2008. Regional evaluation of three day snow depth for avalanche hazard mapping in Switzerland, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 8, 685-705, doi:10.5194/nhess-8-685-2008.
- Burkard, A. and Salm, B., 1992. Die Bestimmung der mittleren Anrissmächtigkeit d0 zur Berechnung von Fliesslawinen /Estimate of the average release depth d0 for the calculation of flowing avalanches. *Internal Report of the Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research*, No. 668, Davos, Switzerland, (en alemán).
- Esteban, P., Duran, M. and Aguilar, E., 2012. Tendencias recientes e índices de cambio climático de la temperatura y la precipitación en Andorra, Pirineos (1935-2008). *Pirineos*, 167(0): 87-106 doi: 10.3989/Pirineos.2012.167005.
- García-Sellés, C., Martí, G., Oller, P., Moner, I., Gavalda, J., Martínez, P. and Peña, J.C., 2009. Major avalanche occurrence at regional scale and related atmospheric circulation patterns in the Eastern Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology*, 59, pp. 106-118.
- García-Sellés, C., Peña, J.C., Martí, G., Oller, P. and Martínez, P., 2010. WeMOi and NAOi influence on major avalanche activity in the Eastern Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology* 64, pp. 137-145.
- Haegeli, P., and McClung, D.M., 2007. Expanding the snow climate classification with avalanche relevant information - initial description of avalanche winter regimes for south-western Canada. *Journal of Glaciology*, 53, 266-276.
- Kruskal, W.H. and Wallis, W.A., 1952. Use of ranks in one-criterion variance analysis. *Journal of the American Statistical Association*, 47 (260): 583-621.
- López-Moreno, J.I., Vicente-Serrano, S.M., Morán-tejeda, E., Lorenzo-Lacruz, J., Kenawy, M. and Beniston, M., 2011. Effects of the North Atlantic Oscillation (NAO) on combined temperature and precipitation winter modes in the Mediterranean mountains: Observed relationships and projections for the 21st century. *Global and Planetary Change*, 77, pp. 62-76.
- Male, D.H. 1980. The seasonal snowcover. In *Dynamics of the Snow and Ice Masses*, S. Colbeck (Ed.). Academic Press, Torontot, pp. 305-395.
- Salm, B., Burkard, A., and Gubler, H., 1990. Berechnung von Fliesslawinen: eine Anleitung für Praktiker mit Beispielen (Avalanche calculations: a practical method with examples). *Eidg. Inst.Schnee und Lawinenforsch. Mitt.*, 47, 41 pp., (en alemán).
- Schaerer, P., 1986. Weather patterns for majos avalanches. *The Avalanche Review*, Vol. 4, 3, pp. 2.
- Uhlmann, B., Goyette, S. and Beniston, M., 2009. Sensitivity analisis of snow patterns in Swiss ski resorts to shifts in temperature, precipitation and humidity under condition of climate change. *International Journal of Climatology*, 29, pp. 1048-1055.
- Villecrose, J., 2001. Les avalanches de janvier et fevrier 1999 dans les Alps du Nord Françaises. *La Météorologie*, 8° série, vol.32, pp 11-12.
- www.bsc.es Proyecto ESCAT, Generación de Escenarios Climáticos con Alta Resolución para Catalunya. Centro Nacional de Supercomputación.

EXPERIENCIAS DE ESTUDIO DEL RIESGO DE ALUDES DE NIEVE EN EXPLOTACIONES MINERAS DE LOS ANDES CENTRALES DE CHILE Y ARGENTINA

Marc JANERAS^{1*}, Pere OLLER², Rodrigo ARANCIBIA³, Judit PONS¹, Olga COSTA², Carles GARCÍA²

¹ GEOCAT Gestió de Projectes SA

² Institut Geològic de Catalunya (IGC)

³ Asistencia Profesional en Materias de Montaña (APM Ltda.)

RESUMEN

A raíz de las experiencias de asistencia técnica en riesgo de aludes a distintas explotaciones mineras de los Andes centrales de Chile y Argentina en de los últimos 7 años, se presentan algunas consideraciones que trascienden la particularidad de los casos y proyectos analizados. Las condiciones nivológicas y de aludes en los Andes precisan de un largo camino de ahondamiento en su conocimiento, mientras que la fuerte actividad minera en plena cordillera exige soluciones efectivas de mitigación del riesgo.

1. INTRODUCCIÓN

En los Andes chilenos y argentinos la actividad turística de montaña resulta relativamente limitada, sobretodo desde una perspectiva europea (de los Pirineos o los Alpes), con unas pocas estaciones de esquí y cierta práctica de andinismo de baja densidad. Por el contrario, resalta una importante actividad industrial, principalmente minera, que penetra en plena cordillera hasta lugares recónditos y altas cotas. Esa actividad implica unas infraestructuras viarias, unas instalaciones complejas y extensas, y una presencia de personal muy destacable en pleno medio de alta montaña. Las inversiones de las explotaciones mineras son muy elevadas, como es su peso económico en la economía de Chile y progresivamente también en Argentina.

En este contexto se deriva un riesgo claro en relación a las avalanchas de nieve, que se ha manifestado a lo largo de los años con distintas desgracias personales. Sirva a modo ilustrativo la recopilación de casos realizada por René León (2003), que solo en la VI región chilena contabilizaba 211 muertes por alud a lo largo del siglo XX. En la Tabla 1 se muestran los casos correspondientes al entorno de la mina El Teniente, que del total de la región ya suman 193 víctimas mortales asociadas a las avalanchas de nieve, pudiéndose así valorar el peso de la industria minera en lo que representa la exposición humana a las avalanchas en esta región. Es de destacar el mapa fenomenológico de avalanchas que ya en 1910 se levanta en la mina El Teniente, como muestra de la preocupación que provocaban los aludes.

<i>Año</i>	<i>Víctimas mortales</i>	<i>Descripción de los efectos de las avalanchas singulares</i>
1906	0	Dstrucción de postes de andarivel de Sewell
1906	6	Cuadrilla de apoyo en bocatoma de canal de Coya
1906	0	Dstrucción de torres de tranvía del mineral por avalanchas con el terremoto de Valparaíso
1907	5	Dstrucción de edificios en Pueblo Hundido, con 10 sepultados
1912	8	Casas de habitaciones en Sewell
1912	9	Hundimiento de techo en casa de habitaciones de Sewell
1912	1	Doble avalancha de fusión en Fortuna-3, cerca de Sewell
1913	20	Edificios de molino y habitaciones en Pueblo Hundido
1914	3	Cuadrilla de despeje de caminos y techos en Pueblo Hundido
1914	1	Cuadrilla de despeje de canal de agua de la fundición
1914	20	Cuadrilla de despeje de caminos y de rescate en Teniente
1921	1	Área de Teniente C
1921	4	Edificio en construcción a más de 3000 m, afecta 10 personas
1926	0	Daños al teatro La Junta, molino, puente rebolledo, canoa de relaves y ferrocarril en Sewell. Año de enorme precipitación
1930	2	Avalancha de aerosol sobre camarotes de edificio 2006 en Sewell
1941	3	Puente Rebolledo, canoa de relaves y chalets 153 y 164 en Sewell
1944	102	Puente Rebolledo, ferrocarril, chalets 160, 161 y 162, edificios 112, 205, 206, 240 e imprenta en Sewell
1963	1	Tranvía de Caletones
1965	0	Boca de túnel de ferrocarril, canoa de relaves en Sewell
1966	3	Boca de túnel de mina en Junta
1982	0	Canoa relaves y cobertizos entre Colón y Sewell
1982	1	Bocatoma de Teniente
1985	3	Campamento de sondajes de Cortaderal a 50km de Coya
1987	1	Sector Junta de Teniente

Tabla 1. Resumen de las principales avalanchas catastróficas (por daños o víctimas) en la mina El Teniente, en base a la recopilación histórica de León, 2003 y Barros, 1996.

El ámbito en el que se centra la presente comunicación corresponde al tramo que podemos denominar Andes Centrales chilenos y argentinos, entendiendo una franja comprendida entre las latitudes 29°S y 35°S, aproximadamente (Figura 1). Del lado chileno correspondería a las regiones IV a VI, y del lado argentino a las provincias de San Juan y Mendoza. En este tramo central, la Cordillera de los Andes presenta una gran elevación, incluyendo el pico de máxima altitud del continente, el Aconcagua, junto con múltiples cerros de 6.000 m de altitud.



Figura 1. Mapa de situación de las minas.

El objeto de la comunicación es la recopilación de las principales consideraciones y resultados derivados de distintas experiencias recientes en estudios de la peligrosidad de aludes y proyectos de mitigación de su riesgo para explotaciones mineras de los Andes Centrales. Se analizan los aspectos más relevantes de estos estudios llevados a cabo en los últimos 5 años para distintas minas y que se presentan a continuación. Estos trabajos son fruto de la colaboración entre la empresa chilena Asistencia Profesional en Materias de Montaña (APM Ltda.), el Institut Geològic de Catalunya (IGC) y la empresa de ingeniería del terreno GEOCAT Gestió de Projectes S.A. Las cuatro minas sobre las que se particularizan las consideraciones se presentan en la Tabla 2.

<i>Nombre</i>	<i>Titular</i>	<i>Coordenadas geográficas</i>	<i>Altitud (m)</i>	<i>Minería</i>	<i>Año de inicio</i>	<i>Producción</i>
Teniente	Codelec o	34° 5'6"S 70°23'1"O	1.500 – 3.100	Subterránea + Exterior	1904	Cobre 400.000 tn
Andina	Codelec o	33°8'58"S 70°15'39"O	2.700 – 4.200	Exterior + Subterránea	1970	Cobre 190.000 tn
Veladero	Barrick	29°22'46"S 69°56'39"O	3.800 – 4.800	Exterior	2005	Oro 800.000 ozt
Pascua-Lama	Barrick	29°19'11"S 70°0'48"O	3.800 – 5.200	Exterior	En construcción	Oro y plata

Tabla 2. Resumen de presentación de las explotaciones mineras comentadas.

2. CLIMATOLOGÍA Y CONDICIONES NIVOLÓGICAS

El clima a lo largo de la cordillera andina varía de forma amplísima. En toda la extensión chilena, la precipitación tiene una fuerte tendencia general de incremento con la latitud, resultando para el tramo central unos valores medianos, pero altamente irregulares e influenciados por el fenómeno del Niño (ENSO). La precipitación se concentra en invierno, lo que lleva a formar un manto de nieve estacional dentro del rango de cotas 1.500 – 5.500 m de forma general aproximada. Las mayores precipitaciones son de origen frontal con dominancia de advecciones de NW. En estas condiciones resulta determinante el efecto orográfico de la propia cordillera. Se observan grandes diferencias en la cantidad de precipitación entre el lado chileno y argentino por el efecto de bloqueo orográfico de las precipitaciones de las perturbaciones procedentes del Pacífico. Además, se dan unas condiciones de viento muy rigurosas para las altas cotas y altiplanos del lado oriental.

Además de estas características generales, es de destacar una gran variedad de climas dentro del ámbito que se presenta, y en muchos casos, los efectos por condiciones locales pueden ser muy influyentes y no son todavía suficientemente conocidos. En concreto, para los casos que se presentan en este texto, hay que destacar una abundante innivación para las minas de Andina y Teniente en el lado chileno, en contraste con la reducida innivación en Veladero, del lado argentino. La mina de Pascua-Lama, por ser un proyecto transfronterizo con instalaciones en ambas vertientes experimenta directamente este gradiente climático tan brusco.

Algunos estudios climáticos e hidrográficos (Escobar & Aceituno, 1998) han puesto de manifiesto la influencia del fenómeno del Niño / Niña (El Niño Oscilación del Sur, ENSO) en la innivación. Así mismo lo muestran los datos nivometeorológicos registrados en las minas, con un fuerte contraste entre las abundantes precipitaciones de nieve en

años de Niño respecto al resto de situaciones. Sirva de ejemplo ilustrativo, los datos de precipitación de nieve anual de 10 años que se muestran en la Figura 2 para el campamento Barriales (del lado chileno del proyecto Pascua-Lama, situado a $29^{\circ}16'14''\text{S}$, $70^{\circ}4'2''\text{W}$, 3.700 m) y el campamento Veladero del lado Argentino (situado a $29^{\circ}24'37''\text{S}$, $69^{\circ}53'34''\text{W}$, 3.800 m). A pesar de estar a 23 km de distancia en línea recta, justo a cada lado de la divisoria de aguas, hay diferencias notables en la precipitación de nieve. Se observa la variabilidad interanual del lado chileno, mientras que del lado argentino, en los años nevadores (con o sin efecto de ENSO) se diferencian mucho los registros a ambos lados, y en los años secos se igualan bastante los registros.

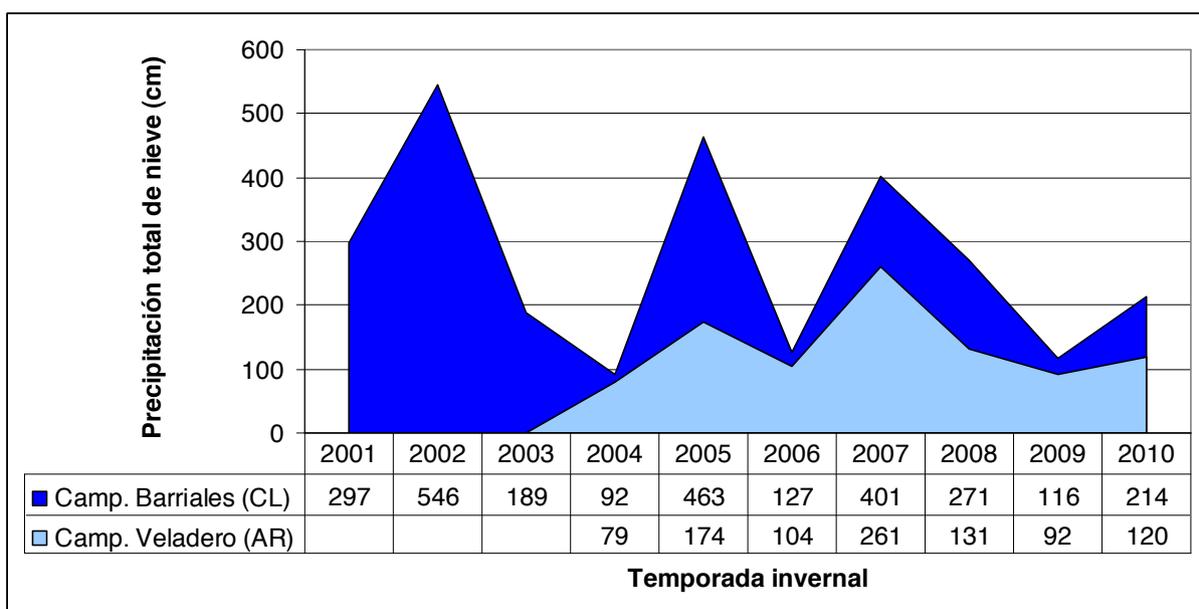


Figura 2. Precipitación anual de nieve registrada en los campamentos Barriales (CL) y Veladero (AR), según datos nivometeorológicos de APM y BEASA.

3. EL CRITERIO DE ALTURA DE NIEVE INESTABLE

La división Andina de Codelco es una mina de primer orden cercana a Santiago de Chile, situada a elevada cota (buena parte de las instalaciones y actividad entre 3.000 y 4.000 m) con un largo recorrido por el fondo de un valle de relieve muy alpino, para el cual han tenido que aplicar sistemas de defensa contra aludes. Similarmente, en Teniente destacan unos registros de precipitación de nieve reciente muy elevados en comparación al arco alpino. Como se ha expuesto anteriormente, por estar estas minas a una situación más sureña respecto a las de la Figura 2, la precipitación se incrementa sensiblemente. En el registro nivometeorológico centenario de la población de Sewell en la mina El Teniente,

la precipitación media de nieve anual es de 614 cm, con una gran desviación estándar de 282 cm, y un valor máximo de hasta 1500 cm. El mismo patrón de comportamiento se observa en los datos de precipitación de nieve en la estación de Lagunitas de la mina Andina, incluso con valores superiores en media y extremos. En base a un registro continuo de precipitación de nieve diaria de 17 temporadas (años 1980 a 2004) con un valor máximo de 398 cm en 72 h, se ajustó una distribución de Gumbel para los valores extremos de la que se obtienen los valores de la Tabla 3.

<i>Periodo de retorno T (años)</i>	<i>Precipitación de nieve reciente en Sewell</i>	
	<i>En 24 h (cm)</i>	<i>En 72 h (cm)</i>
10	161	315
30	201	409
100	244	510

Tabla 3. Valores de altura de nieve reciente en Sewell, según ajuste estadístico de extremos.

Desde Burkard & Salm, 1992 es el criterio habitual para definir escenarios representativos de alud, tomar los valores de precipitación de nieve reciente en 72 h como espesor de nieve movilizable. A pesar que la génesis de la inestabilidad del manto no tiene porqué ser únicamente por nieve reciente, ya que este es solo un tipo de alud, sí que los aludes excepcionales van fuertemente ligados a situaciones meteorológicas también de cierta excepcionalidad, de modo que este criterio es de práctica harmonizada en el entorno alpino y pirenaico para el cálculo de aludes, por permitir un contraste entre zonas con variedad climática y una correspondencia con periodos de retorno, lo que permite estimar una relación frecuencia – magnitud bastante acorde a las observaciones de situaciones reales.

Los valores de altura de nieve reciente en 72 horas obtenidos para Teniente (Tabla 3), son inaplicables en un cálculo de avalanchas, ya sea para zonificación de la peligrosidad o diseño de protecciones. No son concebibles aludes de tanto espesor en toda su extensión de zona de salida, lo que nos lleva a reinterpretar el criterio de precipitación de 3 días como estándar de la generación de inestabilidad en el manto. Para esta cantidad de precipitación, debe considerarse que una de dos: o se produce una consolidación de la nieve reciente en el manto por el peso propio y sus metamorfismos más estables, o se desencadenan los aludes antes de totalizar este nivel de acumulación de nieve. Realmente, distintos textos históricos que hacen referencia a avalanchas catastróficas en situaciones de muy abundante precipitación, relatan el acontecimiento de sucesivos aludes en el mismo corredor a lo largo de la tormenta. Así es que en las crónicas se encuentran varios casos de cuadrillas de rescate sorprendidas por nuevos aludes al ir a socorrer un alud previo.

Se observa que los valores extremos de nieve reciente en 72 h son del orden del doble de los correspondientes a 24 h, que es una proporción muy superior a la observada en los Alpes (Burkard & Salm, 1992). En consecuencia, en estas condiciones nivo-climáticas de valores extremos de precipitación muy acusados, no se cree adecuado aplicar la definición de la altura de nieve inestable a partir de los datos de 72 h, sino que es preciso revisarlo a la baja, teniendo a la vez presente la alta probabilidad de aludes sucesivos en lo que las protecciones puede concernir. Este punto debe de ser contrastado con otras experiencias, ya que pueden influir otros factores inherentes en los propios datos, por procedimiento o efectos locales de las estaciones de medición.

4. CÁLCULO DE LA DINÁMICA DE ALUDES

En la división El Teniente de Codelco, destaca el caso muy especial de Sewell, que ya se ha nombrado. Se trata de un poblado minero histórico donde llegaron a vivir unas 15.000 personas a unos 2.100 m de altitud y que hoy es patrimonio industrial de la humanidad por la UNESCO. Su larga historia a lo largo del siglo XX está marcada también por distintas avalanchas que causaron grandes catástrofes. En la Tabla 1 se han resumido las principales situaciones de avalancha que han causado graves daños materiales a las instalaciones de la explotación minera o víctimas mortales. De estas se seleccionaron 4 episodios avalanchosos singulares ocurridos en un periodo de 30 años, de los cuales disponemos de datos observacionales de la avalancha, ya sean fotografías o descripción de daños localizados. La información histórica permitió realizar un retro-análisis de las avalanchas, con un cálculo dinámico mediante el modelo Aval-1D (SLF, 2005). En la Tabla 4 se resumen las avalanchas de referencia y el volumen interpretado y ajustado en el cálculo.

<i>Año del evento</i>	1914	1926	1941	1944
<i>Tipo alud</i>	Flujo denso de nieve húmeda		Flujo de nieve seca con aerosol	
<i>Volumen (m³)</i>	55.000	72.000	66.000	120.000

Tabla 4. Resumen de las avalanchas de Sewell – Rebolledo.

La singularidad de esta zona de alud deriva de su afectación a las edificaciones e instalaciones de Sewell, y en particular al puente de Rebolledo, por donde discurre la canoa de relaves del proceso minero. El alud de 1914 ocurrió antes de la construcción del puente y no alcanza su posición, mientras que los aludes de 1926 y 1941 sí que lo alcanzan y destruyen su versión original de estructura de celosía (Figura 4). En 1944 el puente había sido sustituido por un puente metálico de gran arco para ofrecer una gran luz

al paso de avalanchas y aluviones, pero el potente aerosol que remontó la ladera de Sewell, afectó al estribo SE derribando el puente. Posteriormente se construyeron diques de protección de este estribo y perímetro de Sewell para estas avalanchas.

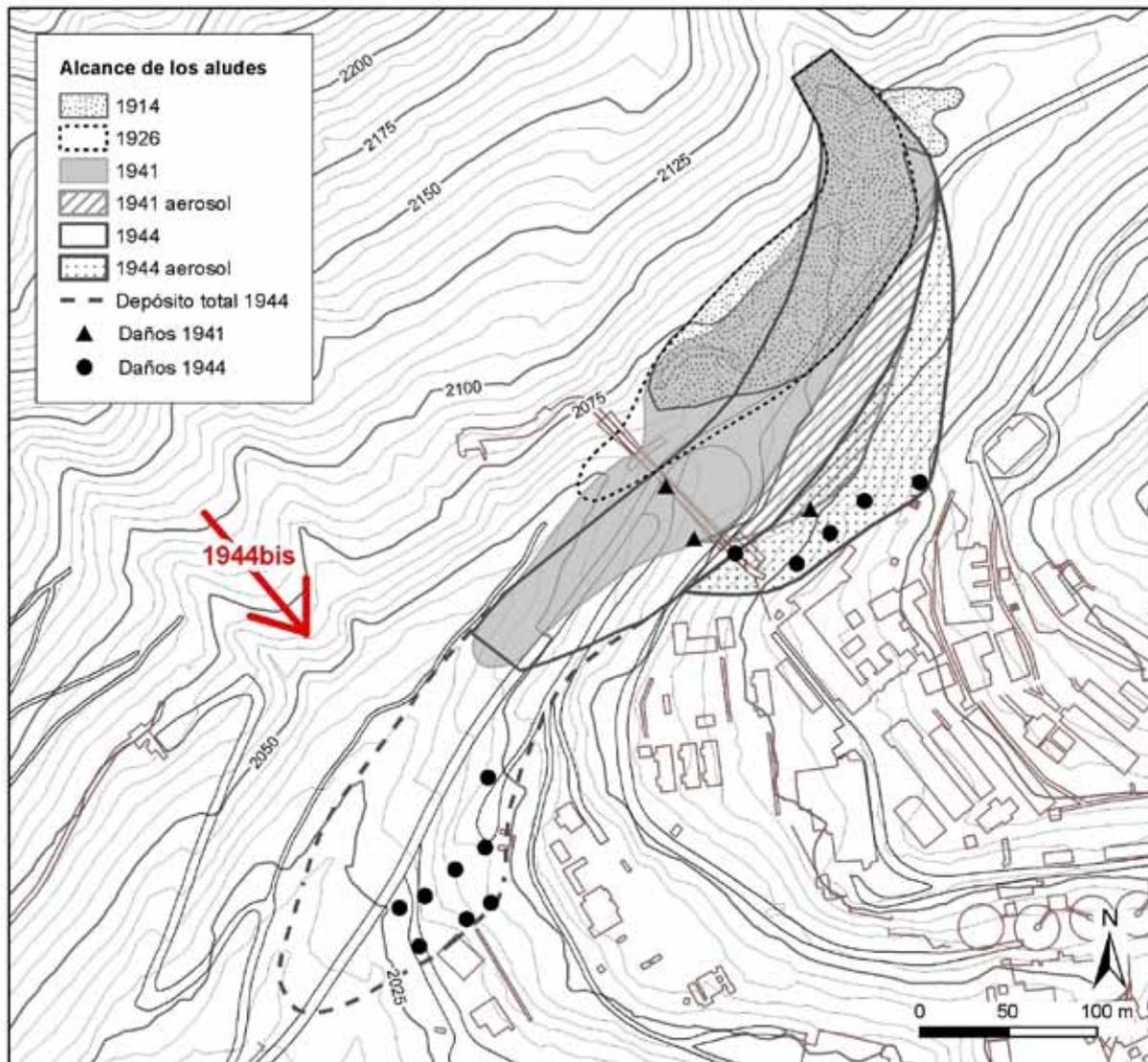


Figura 3. Cartografía interpretativa del alcance y depósito de los aludes de Sewell – Rebolledo.

El periodo de retorno de la avalancha menor (1914) se estima del orden de 10 años, para alcanzar la posición del puente se estima un periodo de retorno necesario de unos 30 años y la extensión e intensidad de daños de 1944 se asocia a un alud centenario. Vergara & Baros, 2002 concluyen que la precipitación de nieve en agosto de 1944 corresponde a un periodo de retorno de 180 años.

Los daños de 1944 situados aguas abajo del puente Rebolledo no parecen compatibles con la misma avalancha, sino que son ocasionados por un alud de la ladera frontal (quebrada Chica) que ocurre con pocas horas de diferencia, interpretación coherente con las crónicas que describen dos avalanchas, aunque sin localizar el origen.

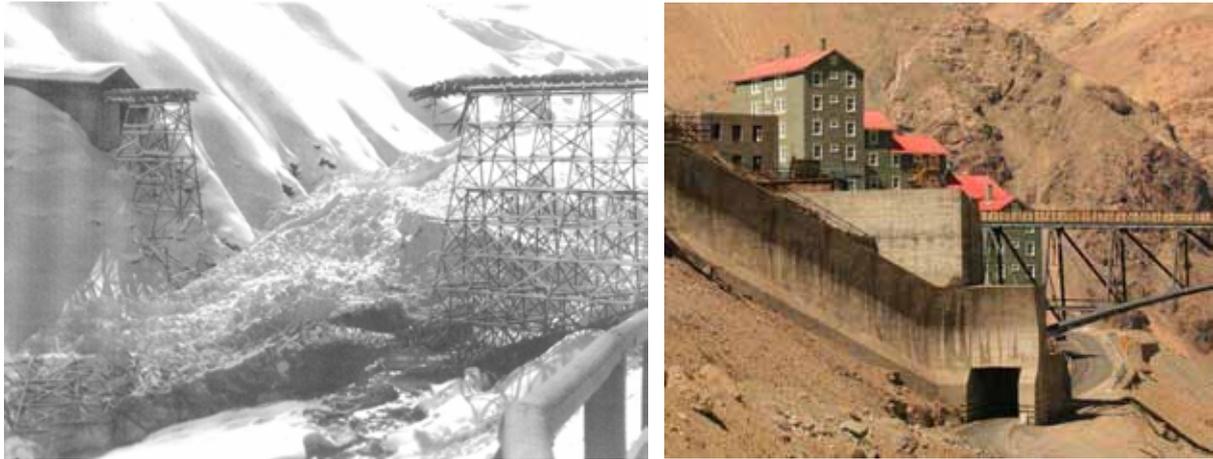


Figura 4. Destrucción del antiguo puente de Rebolledo por el alud de 1926 (izquierda) y estribo SE del puente actual protegido por diques, junto a edificios de Sewell.

De este modo se ha podido calibrar la modelización de aludes en este entorno andino, revisando los parámetros del modelo Voellmy-Salm. La conclusión fue que los parámetros de referencia tabulados por el SLF podían adoptarse en los mismos términos respecto a la magnitud y periodo de retorno de los aludes, así como a las características del terreno, pero debía de modificarse su variación altitudinal. Del retro-análisis de los 4 aludes de Sewell-Rebolledo se concluyó una propuesta de modificación de los límites altitudinales de referencia con una traslación de 900 m de incremento, pasando el límite de 1.500 m a 2.400 m. Este planteamiento se observó válido para en la zona de estudio y a efectos del proyecto que se efectuaba, pero para su validez regional deberá de contrastarse con diferencias climáticas entre cordilleras. De modo similar, el estudio antecedente de comprobación de aplicabilidad de los parámetros del SLF para el modelo Voellmy-Salm en los Pirineos (Oller, et al., 2009) observó que su posible ajuste en la transposición a otras cordilleras sería en primera instancia vía los límites altitudinales. En los Pirineos, por ser menores las diferencias climáticas respecto a los Alpes (simplificando, los derivados de 3° de diferencia de latitud) este ajuste altitudinal de los parámetros sería mucho menor y no se concretó, porque incluso puede ser despreciable respecto a la incertidumbre que pueda haber en otras variables fundamentales en la dinámica de avalanchas.

5. MITIGACIÓN DEL RIESGO DE ALUD

Son características comunes de las explotaciones mineras andinas, su gran extensión, instalaciones complejas dispersas, una vida útil de las estructuras relativamente corta, según el plan de explotación. Estas condiciones encaminan frecuentemente la estrategia de mitigación del riesgo de aludes hacia planteamientos pasivos/activos temporales, por lo menos como base principal, que significa un sistema de predicción local y desencadenamiento artificial. Aun con muchas diferencias, se dan ciertos paralelismos con las estaciones de esquí andinas, casos que han llevado también a la necesidad de calibración de la modelización de la dinámica de avalanchas (Naaïm et al., 2002). Por ejemplo, del lado argentino, la mina Veladero de Barrick se sitúa a alta cota con un largo acceso de 150 km de carretera de montaña a través del paso Conconta a 5.000 m, con sistemas de desencadenamiento artificial para la gestión de la seguridad viaria (Oller et al., 2008). De este lado de la cordillera fronteriza la precipitación de nieve se reduce drásticamente, pero se magnifica el efecto del viento, con la formación de ventisca, neveros y placas de viento en lo que afecta tanto a la viabilidad invernal en carreteras como a la formación de avalanchas. Considerando la complejidad de operación industrial de la mina, el movimiento de tanta maquinaria y personal en un medio de enorme rigurosidad invernal, resulta de vital importancia el operativo invernal de seguimiento, predicción local y gestión de emergencias (Arancibia, 2006 y Vásquez, 2011).

A parte de esta base de operativo invernal que debe dar la coherencia a la mitigación del riesgo de aludes, evidentemente, la multitud de particularidades en que se encuentran las instalaciones dispersas, obliga a un completo análisis de alternativas de protección entre las variantes activas, pasiva, temporales y permanentes (Janeras, 2012) y su forma de combinación óptima. Aunque todos los costes se perciben contrarios a la rentabilidad de la actividad industrial, hay que poner en valor las inversiones en seguridad sobretodo cuando hay pretensiones de explotar de forma prácticamente continua y frente a las fuertes inversiones en infraestructuras y operativos. Aún así, si ya nunca existe el riesgo cero, en este entorno y condiciones aún resulta más difícil minimizarlo. De nuevo se pone de manifiesto la función básica del operativo invernal si la situación recomienda parar la actividad y evacuar o confinar. Herramientas de valoración del riesgo (Janeras, 2004) pueden ayudar a objetivar la gestión de estos conflictos.

Una particularidad de proyectos mineros andinos es el generar una nueva actividad de gran vulnerabilidad en un entorno de peligrosidad desconocida. Frecuentemente, la zona es inhabitada, con una falta absoluta de datos históricos (documentales o vitales). Además, no existe vegetación que pueda ofrecer unos indicios de la actividad de aludes, como sí pasa más al sur (Casteller et al., 2008). Los datos observacionales en las temporadas de prospección y planeamiento del proyecto son fundamentales y, en caso de reportarse episodios avalanchosos de cierta entidad puede ser de gran ayuda para un

retroanálisis que fundamente los modelos. En estas circunstancias toma un papel determinante los modelos de cálculo de dinámica de alud, por lo que es muy interesante su calibración y contraste con las condiciones locales.

Por ejemplo, el proyecto Pascua-Lama en construcción será una mina transfronteriza situada a alta cota donde se visualiza claramente el efecto de bloqueo orográfico de las nevadas y su distribución desigual entre lado oeste y este. El conocimiento del entorno deriva casi únicamente de la experiencia previa en los cortos años de explotación de la cercana mina Veladero. En el entorno de la planta de procesos de Lama se ha aplicado un cálculo sistemático mediante el nuevo software de cálculo 2D de aludes RAMMS (SLF, 2011), y se ha constatado que resulta una herramienta potente especialmente para zonas extensas, con varias sendas de avalancha y escenarios a modelar. En este caso se modelaron más de 100 aludes en condiciones variables, gracias a un manejo integrado SIG para la preparación y análisis posterior del cálculo.

12. CONCLUSIONES

En resumen, en estas minas andinas se detecta un factor de riesgo singular, ya que el peligro puede ser muy elevado por las condiciones extremas del medio, y además puede incurrirse en una alta vulnerabilidad por una gran ocupación de espacio por parte de las instalaciones, una exigencia de presencia y actividad permanente y un posible factor humano de desconocimiento del medio por parte del personal operador. Se trata de una situación crítica donde sería posible un fallo múltiple que conllevara una catástrofe, y por consiguiente la labor de mitigación de riesgos toma una importancia primordial. Particularmente, se destacan las dos conclusiones de lo expuesto:

- Se identifica una necesidad de revisar en ciertas circunstancias de precipitación extrema el criterio de nieve reciente en 72 h como variable definitoria de las condiciones de salida de las avalanchas de referencia en relación a su periodo de retorno.
- Se propone una adaptación de los límites altitudinales de los parámetros en la formulación de Voellmy-Salm en su trasposición entre cordilleras.

REFERENCIAS

- Arancibia, R., 2006. Problemática de aludes en los Andes; accidentes v/s daños por avalanchas de nieve; construcción de defensas, sistemas de control artificial y evolución del tema en Chile. Conferencia invitada, Institut Geològic de Catalunya.
- Baros, M.C., 1996. *El Teniente – Los hombres del Mineral 1905-1945*. Instituto de Ingenieros de Minas de Chile, 500pp.

- Burkard, A. & Salm, B., 1992. *Die bestimmung der mittleren Anrissmächtigkeit d0 zur Berechnung von Fliesslawinen*. Informe del SLF n° 668, 16 pp.
- Casteller, A., Christen, M., Villalba, R., Martínez, H., Stöckli, V., Leiva, J.C. & Bartelt, P., 2008. Validating numerical simulations of snow avalanches using dendrochronology: the Cerro Ventana event in Northern Patagonia, Argentina. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 8: 433-443.
- Escobar, F. & Aceituno, P., 1998. Influencia del fenómeno ENSO sobre la precipitación nival en el sector andino de Chile Central durante el invierno. *Bulletin de l'Institut Français d'Études Andines*, 27 (3): 753-759.
- Janeras, M., 2012. Alternatives de protecció contra allaus per a les infraestructures del territori. *Neu i Allaus*, 4: 10-18.
- Janeras, M., 2004. Análisis del Riesgo de Aludes en Carreteras. In: ATC (editores), *VIII Jornadas de Vialidad Invernal*, Pamplona.
- León, R., 2003. *Nieve y avalanchas – Una blanca historia de riesgos en montaña*. Ediciones de Santa Rosa de Los Andes, 307 pp.
- Naaïm, M., Furdada, G. & Martínez, H., 2002. Calibration and application of the MN2D dynamics model to the avalanches of Las Leñas (Argentina). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2: 221-226.
- Oller, P., Stoffel, L., Janeras, M., Arnó, G., de Buén, H. & Arancibia, R., 2008. Análisis del riesgo de aludes en la ruta de acceso a mina Veladero (Departamento de San Juan, Argentina) y estudio de alternativas de defensa. In: IGC, CGA & SMC (editores), *3a Jornada Tècnica de Neu i Allaus*, Betren – Val d'Aran.
- Oller, P., Janeras, M., de Buén, H., Arnó, G., García, C., Christen, M. & Martínez, M., 2009. Validación del programa de modelización numérica Aval-1D para el cálculo de aludes en los Pirineos Orientales. In: E. Alonso, J. Corominas, M. Hürlimann (editores), *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona.
- SLF, 2005. *AVAL-1D Numerische Berechnung von Fliess- und Staublawinen*. WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 89 pp.
- SLF, 2011. *RAMMS user manual v1.4 – avalanche. A modeling system for snow avalanche in research and practice*. WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 91 pp.
- Vásquez, D., 2011. Realidad chilena y argentina en la gestión de los riesgos invernales. In: IGC, CGA & SMC (editores), *4es Jornades Tècniques de Neu i Allaus*, Vielha e Mijaran – Val d'Aran.
- Vergara, J. & Baros, M.C., 2002. The avalanche catastrophe of el Teniente – Chile: August 8 of 1944.

CUANTIFICACIÓN DE ALUDES DE NIEVE A PARTIR DE LAS SEÑALES SÍSMICAS Y DE INFRASONIDO GENERADAS

Cristina Pérez- Guillén¹, Pere Roig¹, Emma Suriñach¹, Mar Tapia²

¹ Grup d'Allaus (RISK NAT), Institut de recerca Geomodels, Dept. Geodinàmica i Geofísica, F. de Geologia, Universitat de Barcelona 08028, Barcelona. crisperezguillen@ub.edu

² Laboratori d'Estudis Geofísics Eduard Fontserè - Institut d'Estudis Catalans (LEGEF-IEC), Barcelona 08001. mtapia@iec.cat

RESUMEN

Los aludes son extensas fuentes sísmicas y de infrasonido en movimiento. Trabajos recientes han mostrado que mientras la interacción del alud con el manto de nieve es la fuente principal de la señal sísmica, la interacción de la capa de saltación y el aerosol con el aire es la fuente principal del infrasonido.

En este trabajo se presenta el análisis detallado de una serie de aludes desencadenados en el canal experimental del Vallée de la Sionne (VDLS, Suiza). Se presentan cuatro parámetros de cuantificación de la señal sísmica en cada sección observada en la señal: longitud, amplitud máxima y media, y densidad de energía sísmica. Estas secciones se han definido a partir de la posición relativa alud-sensor (SON, SBO y STA). En la señal de infrasonido se identifican tres fases en función del tipo de flujo y velocidad que caracteriza al alud (FD , F_{max} y F_{min}).

El análisis del conjunto de parámetros definidos en las distintas secciones de las señales sísmicas y de infrasonido generadas por un alud permite clasificarlo, determinar su trayectoria aproximada y conocer el tipo de flujo. Por último, los aludes presentan diferente espectro en función del tipo del flujo que lo caracteriza.

1. INTRODUCCIÓN

Las aludes pueden adoptar diferentes tipos de regímenes de flujo dependiendo de las condiciones precisas del manto de nieve y de la naturaleza del terreno por el que desciende el alud (Turnbull et al., 2003). La interacción de las distintas partes que conforman el alud con el terreno genera ondas sísmicas que se propagan por el suelo. Por otro lado, las capas más externas del alud generan ondas de presión que se propagan por el aire y cuyo espectro está dentro del rango del infrasonido. El análisis conjunto de ambos tipos de ondas permite

caracterizar los distintos tipos de flujo que pueden presentarse en un alud.

El grupo de aludes de la Universidad de Barcelona (UB) ha estudiado la señal sísmica generada por aludes de nieve desde 1994. Los primeros estudios se realizaron con aludes desencadenados artificialmente (Suriñach et al., 2000, Suriñach et al., 2001). La caracterización de las señales sísmicas y el análisis en el dominio tiempo- frecuencia de las señales concluyeron con importantes resultados sobre la identificación de las fuentes sísmicas y repetitividad de las señales en función del emplazamiento registrado y naturaleza del alud (Suriñach et al., 2001; Biescas et al., 2003). Estudios posteriores demostraron el potencial del estudio de la señal sísmica como aportación a la dinámica del alud determinándose: la velocidad de propagación media del alud (Vilajosana et al., 2007a) y la energía sísmica total disipada al suelo por un alud (Vilajosana et al., 2007b). La reciente incorporación del infrasonido al estudio aporta información complementaria a la aportada por la señal sísmica. Trabajos recientes muestran que la combinación de sísmica e infrasonido permite detectar y caracterizar mejor los aludes de nieve (Kogelnig et al., 2011) y otros movimientos de masa (*debris flows* (Kogelnig, 2012)).

En trabajos anteriores se determinaron cuatro parámetros de las diversas secciones de las señales sísmicas y de infrasonido (se definirán más adelante) que permitían cuantificar y comparar las diferentes señales de aludes de diferente tamaño y tipo (Pérez-Guillén, 2010; Pérez-Guillén 2012). Analizando estos parámetros en las señales sísmicas de más de 20 aludes diferentes se concluyó que los aludes de nieve húmeda disipan más energía a la tierra que los aludes de nieve seca (Pérez-Guillén, 2010; Pérez-Guillén 2012). Este resultado se debe, en parte, a que los aludes de nieve húmeda suelen deslizar directamente sobre el suelo y, por tanto, la fricción entre el alud y la superficie de deslizamiento es mayor. Por otro lado, se observa que los aludes de nieve seca se propagan a una velocidad muy superior a los aludes de nieve húmeda, desarrollando las capas más externas del alud. Estos están formados por partículas suspendidas por remolinos turbulentos de aire y nieve. En este tipo de aludes se observa una mayor amplitud de la señal de infrasonido.

En este trabajo, utilizando la cuantificación de estos parámetros se analizan cuatro aludes seleccionados dentro de todo el registro de datos obtenidos en el canal experimental del Vallée de la Sionne (VDLS, Suiza). Tres de los aludes seleccionados corresponden a aludes desencadenados artificialmente en un experimento realizado por el SLF (*Institute for Snow and Avalanche Research*, Davos (Suiza)) en el VDLS el 31 de enero de 2003. El primer y tercer alud desencadenados fueron de tamaño grande presentando un tipo de flujo mixto que se caracteriza por un núcleo de alta densidad rodeado de una nube de polvo (aerosol) de baja densidad. Esta nube se suspende por remolinos turbulentos de aire, generados por la fricción del flujo de la avalancha interactuando con el aire. Una condición necesaria para que se desarrolle la capa de aerosol de un alud es que la velocidad de propagación supere los 10 m/s (McClung and Schaerer, 2006). Estudios de videogrametría realizados para el tercer alud del 2003 mostraron que uno de los frentes llegó a alcanzar los 43 m/s (Turnbull et al., 2003). La figura 1 muestra la cartografía de los tres aludes del 2003 realizada después del experimento donde puede apreciarse que parte del recorrido de estos aludes se superpone.

El cuarto alud que se analiza en este trabajo es un alud desencadenado de forma espontánea en el canal el 6 de diciembre de 2010. Este alud presenta diferentes regímenes de flujo

simultáneamente: dos frentes diluidos seguidos de un frente denso que se propaga a velocidad inferior. Estudios anteriores en el VDLS (Sovilla et al., 2008) muestran la coexistencia de dos tipos de regímenes de flujo en un mismo alud. Algunos casos analizados (Kogelnig et al., 2011) muestran que los aludes pueden desarrollar una gran parte de aerosol en la primera parte del recorrido evolucionando a un flujo más denso al incorporar nieve húmeda en altitudes inferiores de su recorrido. En el alud del 2010 se presenta esta situación.

En la figura 1 se indican los emplazamientos a lo largo del canal en los que el alud pasa por encima y en donde se sitúan las estaciones de registro sísmico del grupo de la UB. Se han denominado B y C. En la ladera opuesta se encuentra el emplazamiento D donde se sitúa otra estación sísmica y tres sensores de infrasonido próximos a ésta. Detalles de la instrumentación instalada se pueden encontrar en los trabajos de Pérez-Guillen et al., 2013, Pérez-Guillén (2012) y Kogelnig et al., 2012. La mayor parte de los aludes comienzan en dos áreas de desencadenamiento principales: Crêta-Besse 1 (2; Fig. 1) y Crêta-Besse 2 (3; Fig. 1). Otra posible zona de desencadenamiento es Pra Roua (1; Fig. 1) al sur. El área de desencadenamiento de CB1 y CB2 comprende alturas entre 2300-2700 m s.n.m. y pendientes entre 30° - 40°. Los aludes desencadenados en esta zona pueden alcanzar hasta volúmenes iniciales de 100.000 m³ (Bartelt et al., 2012). Las dos zonas de salida se canalizan entre 1800-2050 m s.n.m. (canal 1 y canal 2) con una inclinación entre 25°-35°. Los aludes desencadenados en PR y CB1 descienden por el canal 1, mientras que los desencadenados en CB2 descienden por el canal 2 o por ambos (Figura 1). La zona de salida es común para ambos canales y comienza a 1800 m s.n.m. con una inclinación entre 5°-20°.

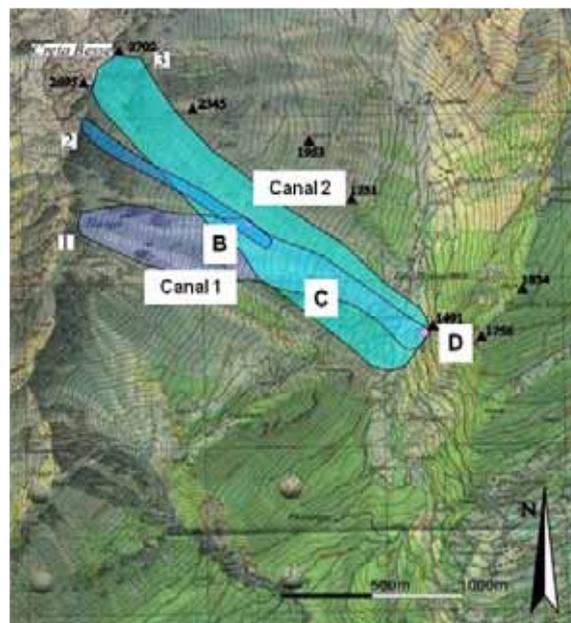


Figura 1. Cartografía de los tres aludes desencadenados el 31/01/2003. Las tres zonas de salida de los aludes se denominan: Pra Roua (1), Crêta Besse (2) y Crêta Besse 2 (3). B, C y D indican la situación de las estaciones de registro. Parte de la trayectoria del alud está canalizada en dos canales: Canal 1 y Canal 2.

2. CUANTIFICACIÓN DE LAS SEÑALES

Las secciones definidas en las señales sísmicas, útiles para su cuantificación, se definen a partir de la posición relativa alud-sensor y son las siguientes:

- **SON:** comienzo del alud y aproximación a los distintos emplazamientos en donde están situadas las estaciones sísmicas. En este intervalo la amplitud de la señal sísmica y la energía sísmica contenida en las altas frecuencias aumenta conforme el alud se acerca al sensor.
- **SBO:** el cuerpo principal del alud sobrepasa (o está muy próximo) el sensor situado en los distintos emplazamientos produciéndose las máximas amplitudes de vibración. La atenuación de las ondas es prácticamente nula. En el espectro corresponde a la banda de máximas energías para todas las frecuencias.
- **STA:** el cuerpo principal del alud se aleja del sensor. Disminuye la amplitud de la señal sísmica y la energía espectral. Dentro de este intervalo la parte de cola del alud sobrepasa el sensor, generando una coda característica del espectrograma en el emplazamiento B.

En la envolvente de la señal de infrasonido también se definen tres secciones que corresponden a diferentes fases del alud. Estas son distintas de las definidas anteriormente ya que, debido a la situación del sensor, el alud se acerca continuamente a éste. Estas fases son:

- Fase de desencadenamiento (**FD**): corresponde al desencadenamiento del alud y al aumento de su velocidad, provocando un aumento de la señal de infrasonido generada.
- Fase máxima (**F_{max}**): es el intervalo en el cual se generan las máximas amplitudes de infrasonido. Este intervalo se corresponde con las máximas velocidades alcanzadas por el alud a lo largo de su trayectoria.
- Fase mínima (**F_{min}**): corresponde con el intervalo en el cual las amplitudes registradas de infrasonido son mínimas debido a una menor velocidad de propagación del alud.

Los cuatro parámetros anteriormente mencionados para la cuantificación de las señales sísmicas son: las amplitudes máxima y media de la señal y sus distintas secciones, su longitud, y la densidad de energía sísmica de éstas, definida como:

$$DE = \int_{t_1}^{t_2} A_{env}^2 \cdot dt \quad (1)$$

Donde A_{env} es la envolvente de la señal sísmica, calculada a partir de la norma utilizando las

tres componentes del movimiento del suelo. Los parámetros arriba indicados también se calculan para las secciones de la envolvente.

3. DETERMINACIÓN DEL RECORRIDO DE UN ALUD

El estudio de las diversas secciones de la señal sísmica registrada en un emplazamiento permite obtener información sobre el recorrido relativo del alud en relación a la situación del emplazamiento. Presentamos a continuación un caso de estudio en el que el recorrido de diversos aludes en un emplazamiento ya es conocido. El análisis servirá como ejemplo a aplicar en otras situaciones similares en las que no se conozca el desarrollo de los eventos. El 31 de diciembre de 2003 se desencadenaron artificialmente mediante explosivos 3 aludes en el canal experimental del VDLS. En la figura 1 se presenta la cartografía de los tres aludes obtenida a posteriori. Un primer alud generado en Pra Roua (1; Fig. 1) descendió por el canal 1 hasta llegar al fondo del canal. Posteriormente en Crêta-Besse 1 (2; Fig. 1) se desencadenó un segundo alud de tamaño menor que se paró a la altura de B. Un tercer alud desencadenado en Crêta-Besse 2 (3; Fig. 1) descendió por el canal 2 hasta llegar a fondo del canal. En la figura se observa la superposición de los distintos recorridos. La vibración del suelo generada por los aludes fue registrada en las estaciones sísmicas situadas en B, en el canal, y en D, al final de éste (Fig. 1).

En las figuras 2 y 3 se muestra las señales sísmicas para los tres aludes de 2003 en el dominio temporal (envolvente a partir de la norma) y de frecuencias (espectrograma) con la división en las diferentes secciones. El eje de abscisas corresponde al tiempo mientras que las frecuencias se representan en ordenadas. En los espectrogramas el contenido en frecuencias de la señal se indica en decibelios en escala de colores. Por brevedad se ha representado únicamente la componente horizontal del movimiento del suelo en la dirección N-S. Estudios anteriores indican que la componente horizontal tiene más energía que la vertical (Biescas, 2003).

La tabla 1 muestra los valores de los parámetros en las distintas secciones de los aludes del 2003 mientras que en las figuras 2 y 3 se presentan los registros obtenidos en las distintas estaciones para su comparación.

La tipología de las distintas secciones del espectrograma (SON; SBO; STA) anteriormente descritas es la que permite obtener información de los eventos. Características a destacar en los espectrogramas son la duración y valor de la densidad de energía (DE) de la sección SON, la duración, DE e intensidad del contenido frecuencial de la sección SBO, y la duración, máxima intensidad y distribución de frecuencias de la sección STA.

En la figura 3 se presentan los espectrogramas de la componente sísmica horizontal de los tres aludes registrados en la estación situada en el canal (B) acomodados temporalmente con un origen de tiempo común según la señal de la explosión. Obsérvese en los primeros segundos la señal de la explosión y unos cuantos segundos ($\approx 8s$) más tarde el eco de la explosión.

Alud	Secciones/ Emplazamiento	Longitud [s]	A_{max} [m/s ²]	A_{mean} [m/s ²]	DE_s [m/s ² ·s]
1° 31/01/2003	SON (B)	17,33	$1.18 \cdot 10^{-4}$	$2.71 \cdot 10^{-5}$	$3.66 \cdot 10^{-8}$
	SBO (B)	22,22	$8.84 \cdot 10^{-4}$	$3.69 \cdot 10^{-4}$	$5.24 \cdot 10^{-6}$
	STA (B)	105,21	$1.73 \cdot 10^{-4}$	$1.22 \cdot 10^{-5}$	$7.91 \cdot 10^{-8}$
	D	144,76	$2 \cdot 10^{-3}$	$1.84 \cdot 10^{-4}$	$3.13 \cdot 10^{-6}$
2° 31/01/2003	SON (B)	44	$1.14 \cdot 10^{-5}$	$2.38 \cdot 10^{-6}$	$5.99 \cdot 10^{-10}$
	SBO (B)	17,5	$1.25 \cdot 10^{-4}$	$2.53 \cdot 10^{-5}$	$4.29 \cdot 10^{-8}$
	STA (B)	14,25	$3.18 \cdot 10^{-5}$	$2.13 \cdot 10^{-6}$	$1.96 \cdot 10^{-10}$
3° 31/01/2003	SON (B)	37,13	$1.89 \cdot 10^{-4}$	$1.65 \cdot 10^{-5}$	$5.39 \cdot 10^{-8}$
	SBO (B)	17,72	$9.36 \cdot 10^{-4}$	$3.61 \cdot 10^{-4}$	$3.50 \cdot 10^{-6}$
	STA(B)	129,30	$1.87 \cdot 10^{-4}$	$1.61 \cdot 10^{-5}$	$1.28 \cdot 10^{-7}$
	D	184,84	$2.6 \cdot 10^{-3}$	$1.01 \cdot 10^{-4}$	$2.36 \cdot 10^{-5}$

Tabla 1. Parámetros calculados para las distintas secciones y emplazamientos sísmicos de los tres aludes analizados en 2003.

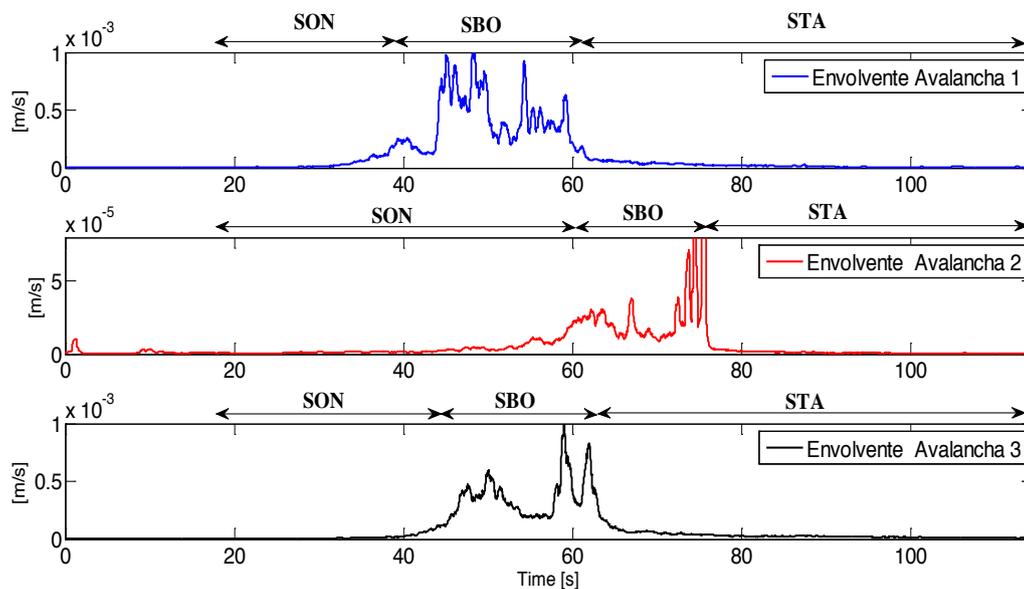


Figura 2. Envolturas de las señales sísmicas utilizando la norma para las tres componentes del movimiento del suelo de los tres aludes desencadenados artificialmente en el VDLS el 31/01/2003 y registrados en el emplazamiento B. Cada envoltura se ha dividido en tres secciones: SON, SBO y STA.

De la Tabla 1 obtenemos que la duración de la sección SBO del segundo alud (SBO2) es aproximadamente igual que la de SBO1 y SBO3, pero su DE es dos órdenes de magnitud menor, aunque su A_{max} y A_{media} son un orden de magnitud menor que el de los otros. Además, observamos que la sección SON2 es mucho más larga que SON1 y SON3 y, por el contrario, el valor de DE en el segundo alud es casi dos órdenes de magnitud menor, mientras que su A_{max} y A_{media} son un orden de magnitud menor. Por otro lado, la duración de STA del segundo alud es prácticamente nula en comparación con las STA de los otros

dos aludes. Estos datos están de acuerdo con el hecho de que el segundo alud es mucho menor que los otros dos y que se detuvo muy cerca de B, según la cartografía (Fig. 1). No se obtuvo registro de este alud en D.

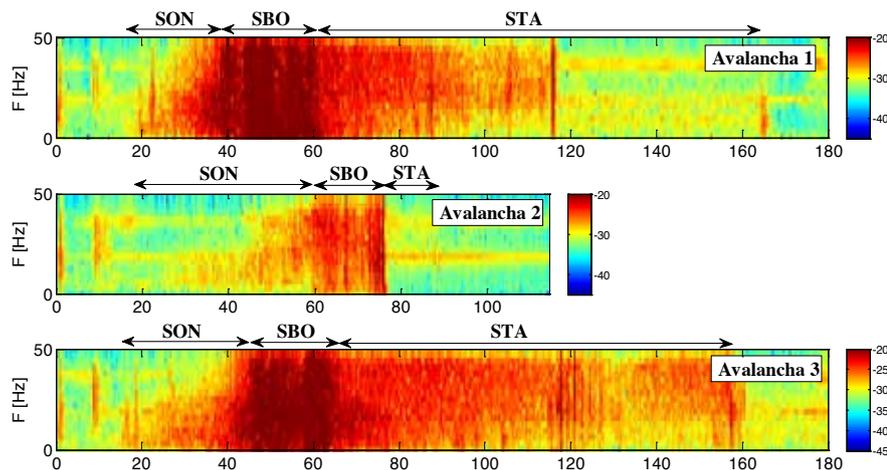


Figura 3. Espectrogramas de la componente horizontal E-W de los tres aludes del experimento del 31/01/2003 obtenidos en el emplazamiento B. Cada espectrograma se divide en tres secciones: SON, SBO y STA.

Comparando los espectrogramas obtenidos en B para el primer y tercer alud, observamos que la duración total del primer alud es unos 26 segundos menor que la del tercer alud (Tabla 1). La duración de la sección SON del tercer alud es casi 20 segundos mayor que la del primero ($SON3 > SON1$), siendo, no obstante, unos 4,5 s mayor la duración de la sección SBO del primer alud ($SBO1 > SBO3$). Por el contrario, la sección STA del tercer alud es unos 24 s más larga que en el primero ($STA3 > STA1$). Observando la cartografía de estos dos aludes (Fig. 1) podemos deducir que la distancia recorrida desde el inicio hasta pasar por encima (inicio de SBO) es mayor en el tercer alud, lo cual es coherente con la relación $SON3 > SON1$ obtenida. La energía que llega al sensor en esta fase, representada por la DE de SBO, es del mismo orden de magnitud en los dos aludes, aunque algo mayor en el primer alud ($SBO1 > SBO3$), en cambio se cumple $STA1 < STA3$. Los valores de DE en la sección SBO de los aludes 1 y 3 indican que la energía obtenida en el sensor del primer alud es mayor que la de tercer ($SBO1 > SBO3$), aunque los valores de A_{max} son menores para el primero. Una explicación de estos resultados puede ser que aunque el tercer alud fue mayor que el primero, toda la masa del alud 1 pasó por encima del sensor mientras que la mayor parte del alud 3 descendió por el canal 2 y fuera de la zona experimental. Estos resultados son compatibles con la cartografía. No obstante, para comprobar estas suposiciones se realizó una modelización de los dos aludes utilizando el programa RAMMS (Bartelt et al., 2012). Este programa, que modeliza únicamente la parte densa de un alud, permite obtener la representación del recorrido del alud en el terreno y el tiempo de recorrido, las velocidades del flujo y la altura de este en distintos puntos de la

trayectoria. Utiliza como parámetro de entrada, entre otros, el modelo digital del terreno, las estimaciones del volumen de salida y la rugosidad del terreno. La figura 4 presenta las trayectorias de estos dos aludes sobre la topografía *Google Earth* obtenidos de las modelizaciones que coinciden básicamente con las cartografiadas en terreno (Fig.1). Estos resultados se han obtenido con un volumen inicial de masa para el primer alud tres veces menor que la del tercer alud (59000 m^3). Los tiempos de recorrido desde el inicio del alud, hasta las posiciones B y D coinciden con los obtenidos en la sísmica. Además, el tercer alud se divide en dos ramas que descienden a distinta velocidad. Una de ellas, más rápida, recorre una trayectoria alejada del sensor, mientras que la segunda desciende por el canal en que se encuentra éste, sobrepasándolo. En la figura 4 se presentan las dos trayectorias superpuestas. La rama del tercer alud se encuentra bajo la trayectoria del primer alud, no pudiéndose observar.

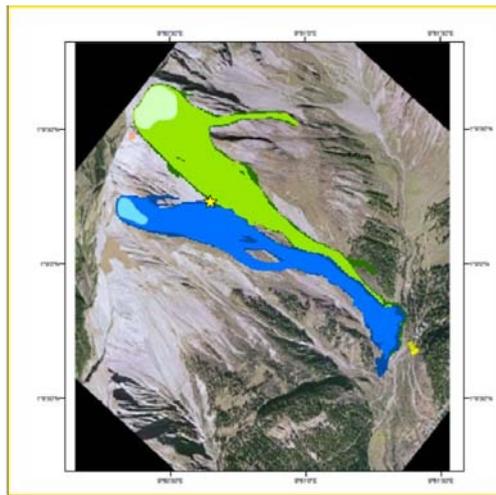


Figura 4. Cartografía de los aludes modelados 1 y 3 desencadenados el 31/01/2003. La estrella corresponde a la situación de la estación B

Como ejemplo adicional se presenta el caso del alud de 2010 cuya señal fue registrada en las estaciones de sísmica e infrasonido. El alud se dividió en dos frentes diluidos rápidos seguidos de un frente denso a la altura del emplazamiento C. Esta división puede observarse en la figura 5 en la cual los espectrogramas muestran la evolución del alud al paso por los distintos emplazamientos registrados. Los parámetros calculados para las dos secciones de la parte diluida y la parte densa (Tabla 2; sección SBO 1 y SBO 2 en C) muestran que la parte densa tiene mayor longitud, ya que se propaga a velocidad menor y mayor densidad de energía, por lo que este tipo de flujo húmedo/denso disipa más energía al suelo. La fase máxima del infrasonido muestra valores de amplitud y densidad de infrasonido un orden superior a las otras dos fases (Tabla 3). Esta fase máxima del infrasonido se correlaciona con la parte canalizada en la cual el alud desciende con mayor velocidad desde el emplazamiento B hasta el emplazamiento C (Figura 5), donde los frentes diluidos se detienen y el frente húmedo/denso continúa bajando a velocidad mucho menor (Fase mínima del infrasonido). La sección SBO en B de este alud muestra menor amplitud y densidad de energía que las

secciones SBO en B del primer y tercer alud, indicando que el tamaño de este alud es inferior al de los de 2003.

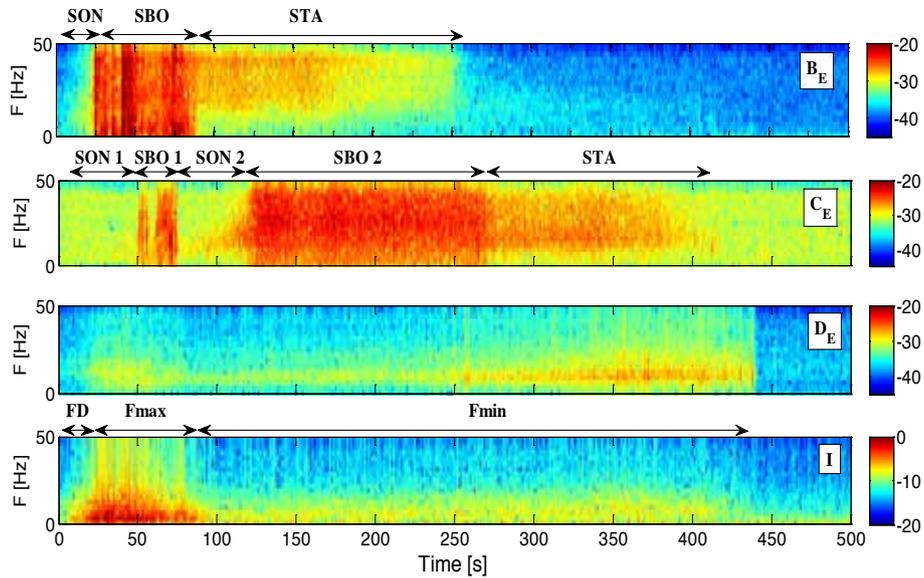


Figura 5. Espectrogramas de la señal sísmica de la componente E-W y del infrasonido (abajo) del alud del 6/12/2010 registrados en los distintos emplazamientos con sus respectivas secciones indicadas.

Alud	Secciones/ Emplazamiento	Longitud [s]	A_{max} [m/s^2]	A_{mean} [m/s^2]	DE_s [$m/s^2 \cdot s$]
6/12/2010	SON (B)	15.79	$5.93 \cdot 10^{-5}$	$7.58 \cdot 10^{-7}$	$6.04 \cdot 10^{-10}$
	SBO (B)	51.15	$6.86 \cdot 10^{-4}$	$5.15 \cdot 10^{-5}$	$1.19 \cdot 10^{-6}$
	STA (B)	195.29	$6.10 \cdot 10^{-5}$	$3.32 \cdot 10^{-6}$	$1.25 \cdot 10^{-8}$
	SON 1(C)	31.3	$8.12 \cdot 10^{-6}$	$1.26 \cdot 10^{-6}$	$8.77 \cdot 10^{-11}$
	SBO 1(C)	23.49	$3.65 \cdot 10^{-5}$	$1.11 \cdot 10^{-5}$	$6.99 \cdot 10^{-9}$
	SON 2 (C)	45.9	$1.07 \cdot 10^{-5}$	$3.00 \cdot 10^{-6}$	$7.79 \cdot 10^{-10}$
	SBO 2 (C)	149.49	$6.2 \cdot 10^{-5}$	$2.52 \cdot 10^{-5}$	$1.25 \cdot 10^{-7}$
	STA (C)	144.48	$1.22 \cdot 10^{-5}$	$4.99 \cdot 10^{-6}$	$5.07 \cdot 10^{-9}$
D	452.62	$1.13 \cdot 10^{-5}$	$7.13 \cdot 10^{-7}$	$5.27 \cdot 10^{-10}$	

Tabla 2. Parámetros calculados para las distintas secciones y emplazamientos sísmicos del alud del 6/12/2010.

Alud	Fases	Longitud [s]	A_{max} [m/s^2]	A_{mean} [m/s^2]	DE_i [$m/s^2 \cdot s$]
6/12/2003	FD	14.63	0.17	0.06	0.11
	F_{max}	63.85	1.03	0.27	8.98
	F_{min}	336	0.12	0.02	0.27

Tabla 3. Parámetros calculados para las distintas fases del infrasonido del alud del 6/12/2010

4. ESTUDIO DEL ESPECTRO. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO DEL ALUD

En trabajos anteriores (Pérez-Guillén et al., 2012) se observó que el tipo de espectro de la señal generada por el alud en los distintos emplazamientos registrados en la sección SBO (no hay atenuación de las frecuencias) es diferente en función del tipo de flujo del alud. Por otro lado, los aludes tienen diferente régimen de flujo en el frente y en la cola (Bartelt et al., 2012), por lo que cabe también esperar un espectro con contenido frecuencial diferente en el frente (sección SBO) y en la cola (sección STA). Como ejemplo de estas diferencias en el espectro en función del tipo de flujo se ha calculado el espectro de potencia para las distintas secciones del alud de 2010 (figura 4). Este alud experimenta un cambio de flujo, pasando de un flujo turbulento en la parte alta del recorrido a un flujo denso y lento en la parte final del recorrido debido a la incorporación de nieve húmeda. En este caso se observa que cuando se tiene un tipo de flujo turbulento, como por ejemplo en la sección SBO de B, las máximas amplitudes espectrales se centran en un intervalo de bajas frecuencias [1-10] Hz. También se observan diferencias entre el flujo rápido y diluido que alcanza el emplazamiento C y el flujo denso que viaja a menor velocidad. Los espectros muestran mayor contenido en altas frecuencias (Figura 5) para el flujo denso, [13- 42] Hz, en comparación con el flujo diluido, [2- 20] Hz. Si se compara la parte del frente en B, se observa un cambio de tipo de flujo entre el frente, [1-10] Hz, y la cola de la avalancha, [16- 45] Hz. Por comparación con diferentes aludes de diferente tipo se asocian bajas frecuencias a frentes diluidos rápidos y con un régimen turbulento, mientras que las altas frecuencias se asocian a las partes densas del alud que se propagan a menor velocidad.

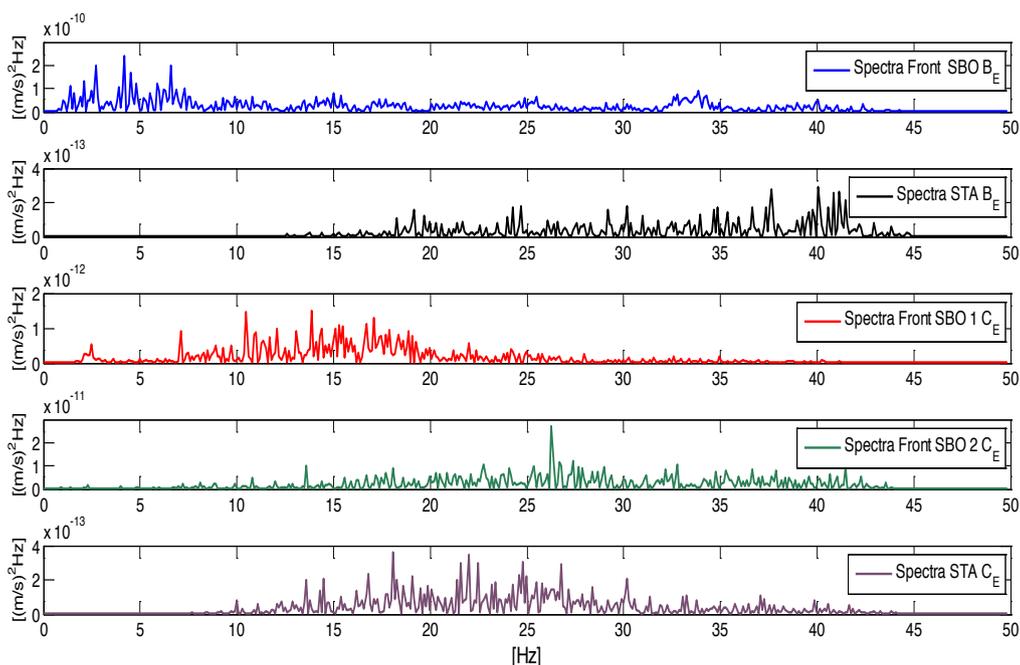


Figura 5. Espectros de la señal sísmica de la componente E-W del alud del 6/12/2010 calculados en diferentes secciones del emplazamiento B y C.

5. CONCLUSIONES

- La subdivisión de la señal sísmica de un alud en tres secciones y la posterior cuantificación de éstas permite caracterizar de manera cuantitativa los aludes y ayudar a discernir el recorrido relativo del alud.
- Para aludes con un mismo tipo de flujo y nieve, como el primer y tercer alud de 31/01/2003, la cuantificación ha permitido determinar que el tercer alud fue más grande que el primero, teniendo en cuenta la diferencia de recorridos de ambos aludes. El primer alud descendió por el canal 1 sobrepasando el emplazamiento B. Por otro lado, la mayor parte del tercer alud descendió por el canal 2, razón por la cual los parámetros de cuantificación en B son menores. Sin embargo, la zona de deposición de los aludes es común para ambos. Los parámetros de cuantificación en la sección D de ambos aludes muestran una mayor longitud y densidad de energía para el tercer alud en comparación con el primero, razón por la cual se concluye que el tercer alud fue de tamaño superior al primer alud. Estos resultados son coherentes con los resultados de la modelización numérica realizada. Estos valores de cuantificación también revelan que el segundo alud que se desencadenó fue mucho menor que los otros dos aludes. Además, la longitud de las distintas secciones muestra que el alud se detuvo muy cerca del emplazamiento B, concordando con las cartografías realizadas de estos tres aludes.
- La cuantificación del alud del 6/12/2010 muestra diferencias entre los diferentes regímenes de flujo que pueden coexistir en un mismo alud. El alud alcanza máximas velocidades a su paso por la zona canalizada de B. En este intervalo los distintos frentes que caracterizan al alud muestran una mayor capa de saltación y aerosol, acorde con la señal de infrasonido registrada en este intervalo. Dos de los frentes que conforman el alud se propagan a velocidad mayor a su paso por C, generando una sección SBO1 con longitud y densidad de energía inferior a la del frente denso que se propaga más lento. Este resultado muestra que el tercer frente de nieve húmeda y flujo denso disipa más energía al terreno que los frentes diluidos anteriores.
- El estudio del espectro de potencia de cada sección del alud del 6/12/2010 refleja diferencias en el contenido espectral en función del tipo de flujo que sobrepasa el emplazamiento en ese intervalo de tiempo. Los espectros de los frentes rápidos y diluidos que sobrepasan B se caracterizan por contener las máximas frecuencias en un intervalo de baja frecuencia. Estos frentes se caracterizan por tener estas capas externas del alud que presentan un régimen turbulento de nieve y aire. La cola del alud registrada en el emplazamiento B presenta un espectro caracterizado por altas frecuencias, lo que revela que esta parte final se caracteriza por un flujo denso sin régimen de turbulencia. Los espectros de potencia de las distintas partes del alud a su paso por C muestran lo mismo: el espectro del frente diluido se caracteriza por bajas frecuencias mientras que el espectro del frente de flujo denso se caracteriza por altas frecuencias.

AGRADECIMIENTOS

Nuestro agradecimiento a B. Sovilla (SLF, Davos), por la ayuda y facilidades prestadas en la infraestructura. Este trabajo ha sido financiado por el proyecto NUTESA cgl2010-18609 (pn i+d+i y fondos feder) y en el marco de Risknat 2099gr/520 del Comissionat per a Universitat i recerca de diu de la Generalitat de Catalunya.

REFERENCIAS

- Bartelt, Bühler, Buser, Christen and Meier, 2012. Modelling mass-dependent flow regime transitions to predict the stopping and depositional behavior of snow avalanches. *Journal of Geophysical Research*, VOL 117, 10.1029/2010JF001957.
- Biescas, B., Dufour, F., Furdada, G., Khazaradze, G. and Suriñach, E., 2003. Frequency content evolution of snow avalanche seismic signals. *Surveys in Geophysics*, 24: 447-464.
- Kogelnig, E. Suriñach, I. Vilajosana 3, J. Hübl1, B. Sovilla 4, M. Hiller 4, and F. Dufour, 2011. On the complementarity of infrasound and seismic sensors for monitoring snow avalanches. *Natural Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 2355–2370.
- McClung and P. Schaerer. *The Avalanche Handbook*, volume 98. The Mountaineers, 1011 SW Klickitat Way, Seattle, Washington., 1993
- Pérez-Guillén, C., 2010. *Estudio y Aplicaciones de las señales sísmicas de aludes en el Vallée de la Sionne en el dominio tiempo y frecuencia*. Tesis de máster de Geología Experimental, Universitat de Barcelona, 124p
- Pérez-Guillén, C., 2012. *Instalación de una red de detección de avalanchas: análisis detallado de las señales generadas*. Tesis de máster de Geofísica, Universitat de Barcelona, 120p
- Pérez-Guillén, C., Tapia, M., Suriñach, E. y Furdada, G., 2013. Evaluación del desencadenamiento de un alud en el Vallée de la Sionne (Suiza) causado posiblemente por un terremoto cercano. *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Mallorca.
- Sovilla, B., M. Schaer, and L. Rammer, 2008. Measurements and analysis of full-scale avalanche impact pressure at the Vallée de la Sionne test site. *Cold Regions Science and Technology*.122-137
- Suriñach, Sabot, Furdada, y Vilaplana, 2000. Study of seismic signals of artificially released snow avalanches for monitoring purposes. *Physics and Chemistry of the Earth (B)*. Elsevier Science, Oxford. Vol. 25, 9, pp 721-727.
- Suriñach, E., Furdada, G., Sabot, F., Biescas, B. and Vilaplana, J.M., 2001. On the characterization of seismic signals generated by snow avalanches for monitoring purposes. *Annals of Glaciology*, 32: 268-274.
- Turnbull, B., McElwaine., J.N., 2008. Acomparison of powder-snow avalanches at Vallée de la Sionne, Switzerland, with plume theories. *Journal of Glaciology*, Vol. 53, No.180.
- Vilajosana, Khazaradze, Suriñach, Lied, and Kristensen, 2007a. Snow avalanche speed determination using seismic methods. *Cold Regions Science and Technology*, 49(1):2–10.
- Vilajosana, Suriñach, Khazaradze, and Gauer, 2007b. Snow avalanche energy estimation from seismic signal analysis. *Cold Regions Science and Technology*, 50 (1-3):72–85. ISSN doi:10.1016/j.coldregions.2007.03.007.

EVALUACIÓN DEL DESENCADENAMIENTO DE UN ALUD EN EL VALLÉE DE LA SIONNE (SUIZA) CAUSADO POSIBLEMENTE POR UN TERREMOTO PRÓXIMO

Cristina Pérez- Guillén¹, Mar Tapia², Emma Suriñach¹, Glòria Furdada¹

¹ Grup d'Allaus (RISK NAT), Institut de recerca Geomodels, Dept. Geodinàmica i Geofísica, F. de Geologia, Universitat de Barcelona 08028, Barcelona. crisperezguillen@ub.edu

² Laboratori d'Estudis Geofísics Eduard Fontserè - Institut d'Estudis Catalans (LEGEF-IEC), Barcelona 08001. mtapia@iec.cat

RESUMEN

El 6 de diciembre de 2010 tuvo lugar un sismo de magnitud $M_{L3.1}$ a 43 km de distancia del canal experimental del VDLS (Vallée de la Sionne, Suiza). Este evento disparó el sistema de alarma aunque la mayor parte de la instrumentación del canal no registró el evento. En cambio, los equipos sísmicos y de infrasonido del grupo de aludes de la Universidad de Barcelona detectaron una señal asociada a una avalancha después del registro del terremoto. Los datos de un radar en la ladera opuesta al canal confirman el descenso de ese alud que bajó por el canal secundario no instrumentado. El análisis de estos datos, que se complementan entre sí, ofrece información sobre el inicio y características de ese alud, así como del terremoto. Con el análisis se pretende comprobar o descartar la posibilidad de que el terremoto desencadenara el alud, teniendo en cuenta, además, las condiciones del manto nivoso aquel día.

1. INTRODUCCIÓN

El manto nivoso evoluciona en función de las condiciones meteorológicas a las que se encuentra expuesto desde que la nieve se deposita hasta que se funde (McClung and Schaerer, 2006). En función del metamorfismo que sufre la nieve encontramos diferentes tipos de granos, con una forma, densidad y cohesión diferentes. Según las propiedades de las capas en las que se estratifica la nieve habrá una mayor tendencia a la estabilización o desestabilización del manto nivoso. Por tanto, en función del terreno, las condiciones meteorológicas y las características de la nieve, junto con condiciones externas, se darán condiciones más o menos favorables para el desencadenamiento de una avalancha. Los factores externos como terremotos, explosiones, esquiadores, o la caída de una cornisa, afectan a la nieve aportando una tasa alta de carga (Podoloskiy et al., 2010 a), favoreciendo el desencadenamiento de una avalancha.

Los aludes desencadenados por sismicidad natural representan un importante riesgo colateral asociado a los terremotos. Este fenómeno es muy común en entornos con alta sismicidad y zonas montañosas nevadas con fuertes pendientes. El único inventario de casos históricos de aludes desencadenados por terremotos se encuentra en el trabajo de Podoloskiy et al. (2010 a). El área afectada por terremotos que inducen avalanchas de nieve depende de la magnitud del terremoto, la distancia al epicentro, la estructura de la nieve, así como de efectos topográficos y locales. Algunos trabajos (p. ej. Geli et al., 1988; Pedersen et al., 1994) muestran una gran amplificación de la amplitud de las ondas sísmicas en la cresta de la montaña, donde una avalancha puede desencadenarse.

Los dos tipos generales de aludes que se producen se clasifican en función de si su salida es de forma puntual o de placa. La mayor parte de los daños y fatalidades en la montaña se producen por aludes de placa. Estos aludes se inician por una fractura, asociada a una delgada capa débil dentro del manto, subparalela a la vertiente, que se propaga rápidamente y resultando en el corte de un bloque de nieve de tamaño variable (McClung and Schaerer, 2006). Las capas débiles dentro del manto de nieve actúan como planos de cizalla que favorecen el desencadenamiento del alud. Trabajos experimentales recientes con nieve artificial (Chernouss et al., 2006; Podoloskiy et al., 2010b) muestran que la resistencia de cizalla de una capa determinada decrece debido a la vibración. Una de las condiciones necesarias para que se produzca el colapso de la placa es que la tensión de cizalla debe exceder a la resistencia de cizalla en la capa débil (Schweizer, 1999). Por tanto, la alta tasa de oscilaciones producidas por una vibración del suelo puede favorecer la rotura de la placa.

En la actualidad, se utilizan la señal sísmica y de infrasonido como herramientas para mejorar los sistemas remotos de detección de avalanchas de nieve y para obtener información sobre la dinámica de las avalanchas (Suriñach et al., 2000; Suriñach et al., 2001; Biescas, 2003; Vilajosana et al., 2007 a, b; Kogelnig et al., 2011). El análisis de las señales generadas por las avalanchas muestra importantes características de éstas y de su dinámica, ya que un alud es una importante fuente sísmica y de infrasonido en movimiento con lo que ambos tipos de datos se complementan entre sí (Kogelnig et al., 2012). La fricción existente entre la capa basal del alud y la superficie de deslizamiento genera ondas sísmicas que viajan por el suelo, mientras que las capas más externas del alud, la capa de saltación y aerosol, generan ondas infrasónicas.

En este trabajo presentamos el estudio de las señales sísmicas y de infrasonido de una avalancha desencadenada probablemente por un terremoto local en el sitio experimental del VDLS (Vallée de la Sionne, Suiza). VDLS se sitúa en el Valais, en el sureste de los Alpes, donde el riesgo sísmico es mayor que la media en Suiza, siendo el riesgo sísmico en Suiza moderado. La vibración producida por el terremoto junto con las condiciones meteorológicas y la presencia de capas débiles en el manto, fueron factores propicios para el desencadenamiento de un alud. Este caso fue registrado en estaciones sísmicas y de infrasonido y su estudio, tanto por separado como conjunto, se revela como una herramienta potente para poder distinguir y cuantificar diferentes aspectos de las diferentes fuentes sísmicas (terremoto, alud).

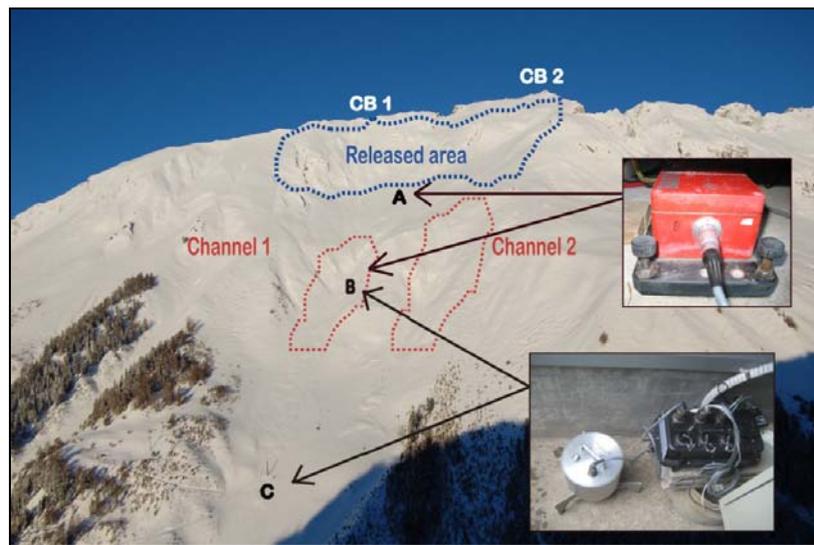


Figura 1. Canal experimental Vallée de la Sionne (VDLS, Suiza). Las flechas indican tres de los emplazamientos situados en el canal junto con la instrumentación instalada. Las avalanchas se desencadenan de Crête Besse 1 y 2 (CB1 y CB2) y descienden por una parte canalizada: el canal 1 o 2.

2. VDLS, EMPLAZAMIENTO EXPERIMENTAL

En VDLS (Vallée de la Sionne, Suiza) se encuentra un emplazamiento experimental construido específicamente para el estudio de la dinámica de avalanchas de nieve (Amman, 1999). El SLF (*Institute for Snow and Avalanche Research*, Davos (Suiza)) en colaboración con otras instituciones, entre ellas el grupo de aludes de la Universidad de Barcelona (UB), tiene instalados diversos equipos de medida a lo largo de un canal principal de desencadenamiento de aludes (Figura 1). Estos instrumentos van desde sensores de presión situados a diversas alturas, sensores ópticos, sondas de capacitancia, sensores de altura de flujo y diversos radares (Sovilla et al, 2008). Los instrumentos se ponen en marcha simultáneamente y de forma automática mediante un procedimiento de alarma sísmica al detectar un movimiento superior a un umbral. En el emplazamiento A (Figura 1) a 2300 m s.n.m. y en el emplazamiento B, a 1900 s.n.m., se sitúan las dos estaciones SYSCOM que sirven como sistema de alarma, registrando a 400 m.p.s.

El grupo de aludes de la Universidad de Barcelona (UB) aporta a la instalación diversas estaciones sísmicas y de infrasonido que registran en modo continuo a 100 m.p.s. La Figura 1 muestra parte de los equipos instalados a lo largo del canal experimental principal en VDLS por el grupo de aludes de la Universidad de Barcelona (UB). Hay instaladas dos estaciones sísmicas compuestas de un digitalizador Reftek 130-01 y sensor Mark L4-3D (>1Hz) situadas a lo largo del canal (B, C) y una estación situada en la ladera opuesta compuesta por un sensor sísmico Mark L4-3D y un sensor de infrasonido Chaparral Model 24 con digitalizador Reftek 130-01. En este emplazamiento (D) a 1500 m.p.n.m. se registran por tanto con un mismo digitalizador señales sísmicas y de infrasonido con base de un tiempo común.

3. EL CASO DEL 6 DE DICIEMBRE DE 2010

El pasado 6 de diciembre de 2010 a las 06:41:24 UTC tuvo lugar un terremoto de magnitud MI 3.1 (Lat:46.03 Lon:6.91, Prof: 4 km según el servicio sísmico suizo ETHZ), a unos 43 km de distancia del emplazamiento VDLS (Figura 2). Este terremoto disparó el sistema de alarma de los instrumentos de VDLS. Los instrumentos a lo largo del canal principal no registraron medidas significativas, con lo que se asoció el disparo de alarma con una falsa alarma creada por el movimiento del terremoto.



Figura 2. Mapa de ubicación de VDLS y del epicentro del terremoto de 6 de diciembre de 2010, separados entre sí por 43 km.

Un análisis más detallado por parte del grupo de aludes de la UB de sus datos sísmicos y de infrasonido mostró que había indicios claros de la ocurrencia de un alud consecutivo al terremoto (Figura 3). Así, posteriores análisis de fotos (Figura 4) y medidas de un radar FMCWPA (*Frequency Modulated Continuous Wave Phased Array radar*) (Ash et al, 2010), situado en la ladera opuesta al canal, confirmaron el desencadenamiento de un alud mediano, que descendió por un canal secundario, razón por la cual la mayoría de instrumentación del canal principal no registró el evento.

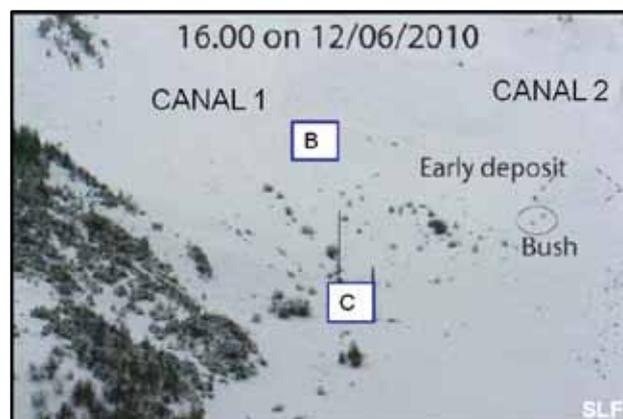


Figura 3. Fotografía posterior al alud donde se observa el depósito de un alud que tuvo lugar después del terremoto en el canal secundario, 2. (Foto cedida por SLF).

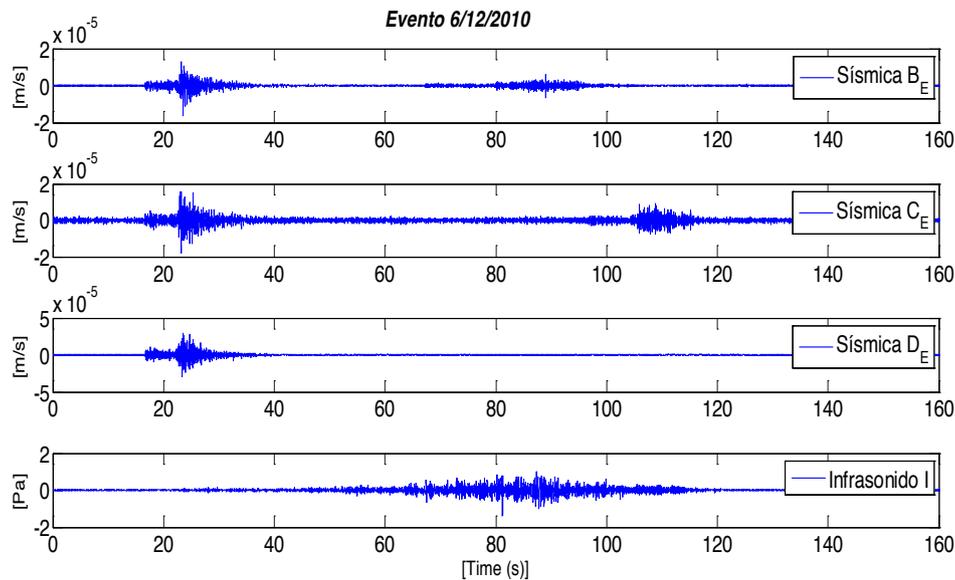


Figura 4. Señales temporales sísmicas (comp. E) en los emplazamientos B, C y D e infrasónica en el emplazamiento D, correspondientes al 6 de diciembre de 2010, 06:41UT donde se aprecia en primer lugar la señal del terremoto y después la señal del alud.

4. ANÁLISIS DE DATOS

Los datos sísmicos y de infrasonido se procesan para su posterior análisis (Figura 4). Sus amplitudes se traducen a movimiento del suelo (m/s) y diferencias de presión (Pa) teniendo en cuenta las características de los instrumentos. Posteriormente se filtran hasta 40Hz, rango de frecuencias suficiente para el estudio del fenómeno, observado ya en pasados estudios (Suriñach, et al. 2001; Kogelnig et al 2011; Vilajosana, 2008; Perez-Guillén, 2010 y 2012).

La comparación de los datos sísmicos con la información que proporciona el radar FMCWPA permite ver correspondencias entre las características de la dinámica del alud (aproximación de diversas partes del alud, fases de detención) y el registro sísmico (Com. pers. SLF). Primeramente proporcionan un tiempo de inicio mínimo para que el descenso del alud pueda ser registrable por esta instrumentación. Este instante se ha marcado como T_i radar (≈ 30 s) en la Figura 5. Este tiempo corresponde aproximadamente a 7 s después de la llegada de las máximas amplitudes del registro del terremoto, lo cual nos indica que la señal sísmica del terremoto estaría solapada con la señal generada por el alud.

El estudio del contenido energético-frecuencial de estas señales se ha realizado con los espectrogramas de las señales utilizando la transformada de Fourier en ventanas de 0,32 s y solapamiento del 50%. (Figura 5). En esta figura se observa como el final del registro del terremoto efectivamente está solapado con la avalancha o alud. Este hecho imposibilita conocer el momento inicial del alud teniendo en cuenta solamente el registro sísmico. Por otro lado, se observa que el terremoto también generó infrasonido.

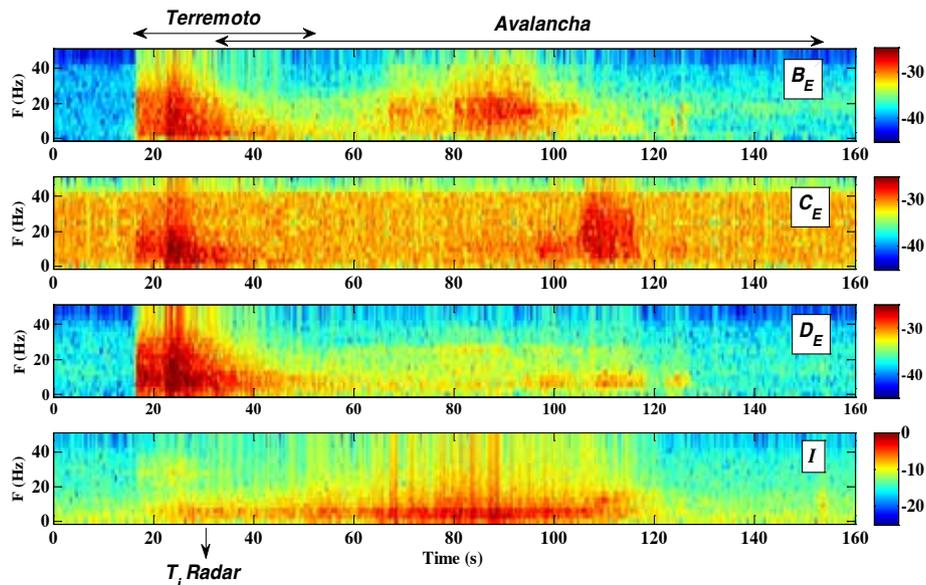


Figura 5. Espectrogramas de las señales temporales sísmicas (3 primeras gráficas) e infrasonica (última gráfica) donde se observa primeramente el registro del terremoto y después el de la avalancha.

5. ANÁLISIS CONJUNTO DE LAS SEÑALES SÍSMICA E INFRASONIDO

El análisis conjunto de los datos sísmicos con los de infrasonido permite dilucidar un intervalo de inicio de alud coherente con el dato proporcionado por el radar.

Para poder entender la relación entre los dos tipos de datos se ha escogido un registro de terremoto que no provocó alud, registrado en VDLS con la misma instrumentación. El pasado 11 de febrero de 2012 a las 22:45:26 UTC ocurrió un terremoto a 132 km de distancia a VDLS de M14.2 (lat 47.15 N, lon 8.55 E, prof 32 km según el servicio sísmico suizo ETHZ). Este terremoto también generó infrasonido en el emplazamiento D. Se observa una similitud entre los registros temporales sísmico (D) e infrasonico (I) (Figura 6). Para evaluar esa similitud en la forma se opta por calcular las envolventes de los registros considerando las tres componentes del movimiento del suelo (Figura 7).

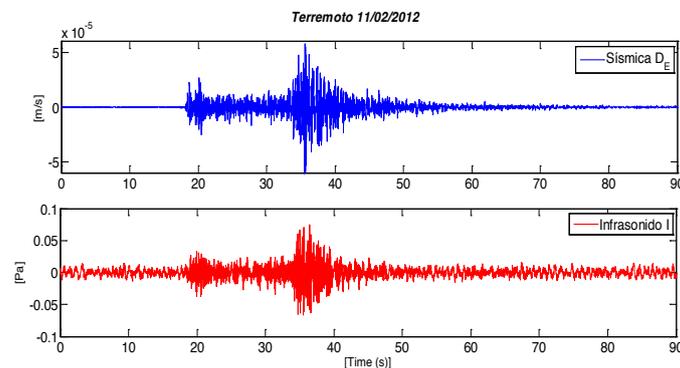


Figura 6. Registros sísmicos de la comp. E e infrasonico (I) para el terremoto de 11 de febrero de 2012.

En la Figura 7, se muestran las envolventes de los registros y se puede observar esa similitud en la forma, coincidiendo los máximos que presentan los datos sísmicos y los infrasónicos. Se observa en ambos tipos de datos el aumento de la amplitud de la señal para la primera llegada de ondas P, el siguiente aumento con la llegada de las ondas S (máximas amplitudes) y el posterior decaimiento de amplitud correspondiente a la parte de la coda hasta recuperar el nivel de ruido original de la señal en ausencia de terremoto.

La misma representación en el caso en que tenemos solapados el terremoto con el alud muestra un comportamiento diferente, ya que no se produce esta correspondencia entre las envolventes (Figura 8). En el registro infrasónico, vemos el aumento debido a la llegada de la onda P. Posteriormente, la forma ya no se corresponde con la llegada de las ondas S y la posterior coda como en la envolvente sísmica sino que vemos un continuado aumento de la amplitud de la señal desde después de la llegada de la onda S. Este efecto es debido a la superposición del infrasonido generado por el alud. Como hipótesis consideramos que si la amplitud de la señal de infrasonido a partir de un instante supera a la amplitud de infrasonido generada en el intervalo de máximas energías del terremoto, podemos considerar que en ese instante estamos recibiendo la señal de infrasonido generada por el alud. Esta hipótesis es válida si tenemos en cuenta como únicas fuentes del infrasonido el terremoto y el alud. En la Figura 8 vemos que a partir del instante 28 s aproximadamente se cumple esta hipótesis y por tanto, el alud se ha iniciado en un instante anterior. Los datos de radar confirman movimiento de un alud a partir del instante 30 s ya que en instantes anteriores no hay información por falta de datos del radar. Considerando la velocidad del sonido y el tiempo de viaje de la onda sonora desde el inicio del alud hasta el emplazamiento D, el inicio del alud corresponde a un tiempo en el cual el terremoto ya estaba teniendo lugar. No tenemos evidencias de que el alud haya empezado antes de la llegada de la onda P del terremoto, ya que la intensidad de la señal de radar en el inicio es débil, indicando que el alud comenzaba a moverse.

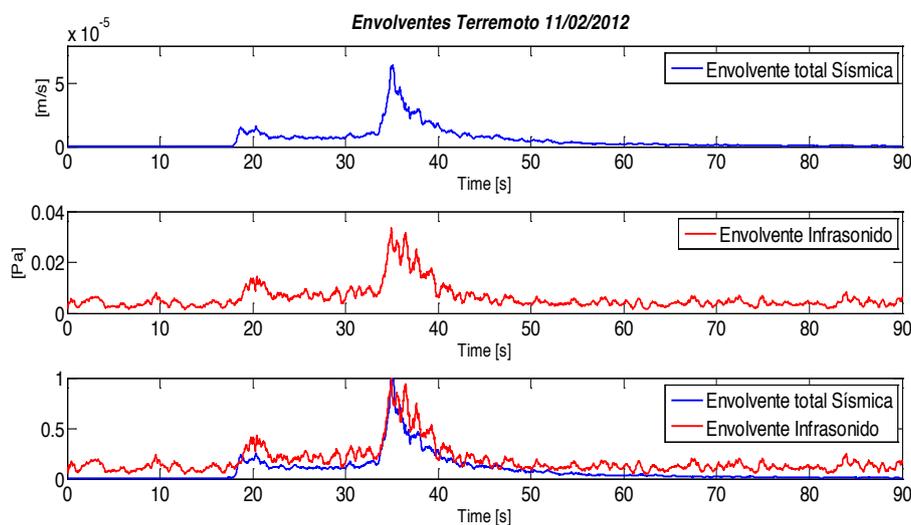


Figura 7. Envolventes de los registros sísmico e infrasónico del emplazamiento D para el terremoto de 11 de febrero de 2012 (sin alud).

6. CUANTIFICACIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS

En el apartado anterior se comprueba que la hipótesis de desencadenamiento del alud por causa del terremoto es plausible. Las avalanchas desencadenadas por terremotos se producen por cambios de esfuerzos dentro de la nieve producidos por movimientos sísmicos: amplificación de los esfuerzos y destrucción de los enlaces de cohesión entre las capas de nieve o a lo largo de la capa superficial (Podoloskiy et.al 2010a, b). Grandes aceleraciones producen mayor amplificación de los esfuerzos y éstas son proporcionales a la magnitud del terremoto, a la distancia al epicentro del terremoto y a la naturaleza de las estructuras geológicas del subsuelo. Además, los terremotos son los únicos procesos que producen una alta tasa de oscilaciones de presión normal y esfuerzos de tensión dentro de la nieve, orientadas perpendicularmente al plano de cizalla (Podoloskiy et. al 2010a, b).

Para acabar de evaluar el caso y la posibilidad de desencadenamiento del alud por parte del terremoto se presentan los valores de *peak ground acceleration* (PGA) como parámetro asociado a la fuerza de inercia que ofrece el manto nivoso al movimiento. Sin embargo, el contenido frecuencial del movimiento del suelo puede crear situaciones de resonancia causando amplificando de éste. Para describir este efecto con completitud se calculan también los pseudo-espectros de respuesta en aceleración (PSA) que indican la respuesta máxima ante una excitación sísmica de una estructura (en este caso el manto nivoso) caracterizado con una frecuencia propia.

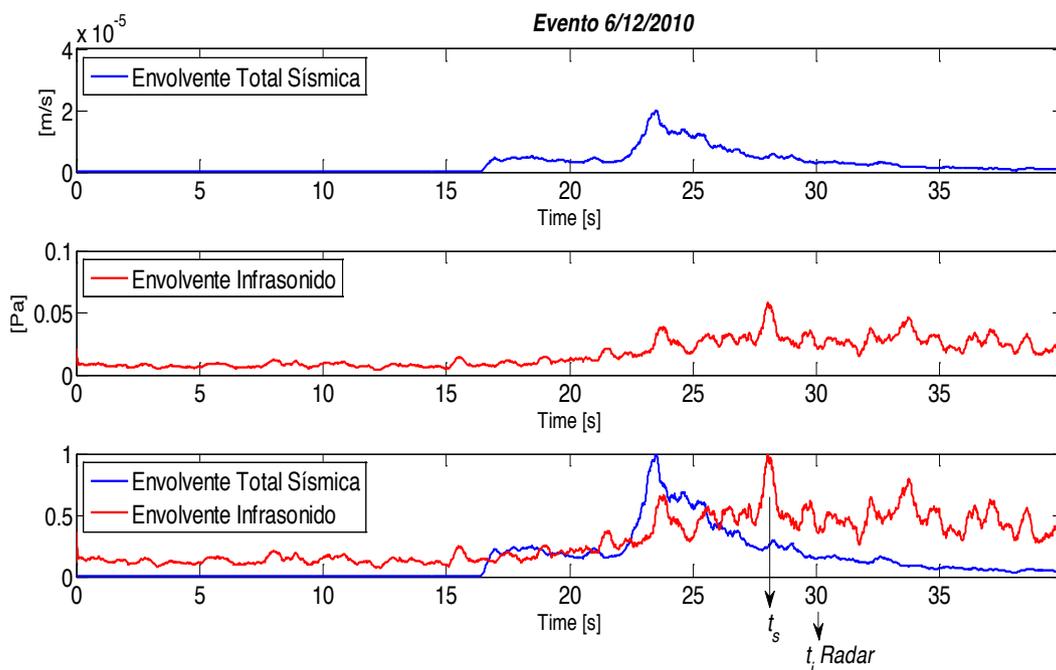


Figura 8. Envolturas de los registros sísmico e infrasonico del emplazamiento D para el terremoto de 6 de diciembre de 2010 (con alud). El instante t_s corresponde a la llegada del infrasonido generado por el alud y el instante $t_i \text{ Radar}$ al instante en el que el radar confirma movimiento del alud.

Los valores de PGA y PSA de los respectivos registros sísmicos de los dos terremotos analizados aquí: el de 6 de diciembre de 2010 asociado al alud y el terremoto que usamos de referencia del 10 de febrero de 2012 se muestran en la Tabla 1. Todos los valores de PGA son de órdenes de magnitud similares pero se observa que el terremoto de 2012, aunque más lejano que el de 2010, al ser de mayor magnitud presenta mayores valores de PGA a pesar de no haber desencadenado ningún alud. Estos valores sitúan al terremoto de 2012 con más potencial que el de 2010, pero como se verá en el siguiente apartado las condiciones nivales no eran propicias.

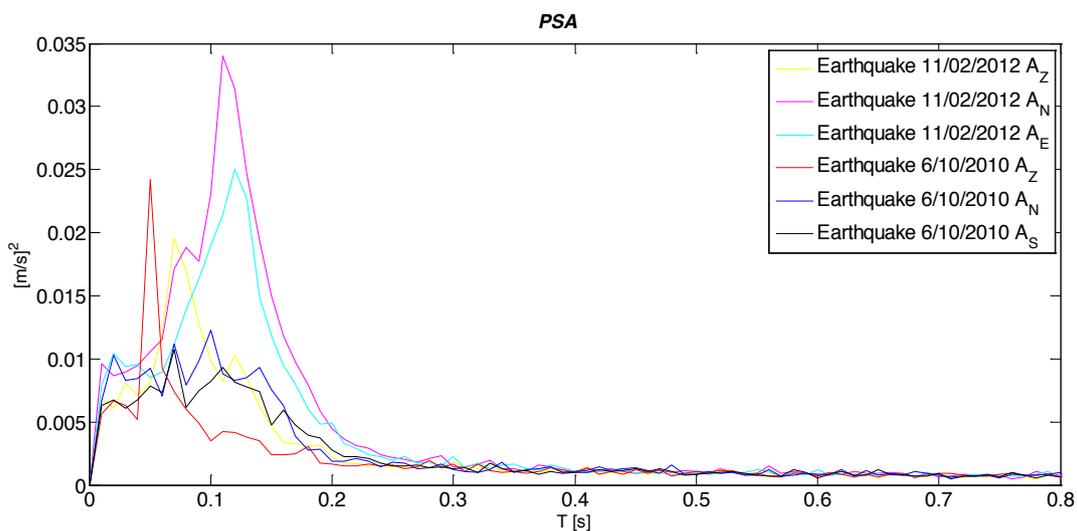


Figura 9. Pseudo espectro de aceleración (PSA) de las tres componentes del registro sísmico en el emplazamiento A para los sismos de 2010 y de 2012.

<i>Emplazamiento</i>	<i>Componentes</i>	<i>2010 PGA (m/s²)</i>	<i>2012 PGA (m/s²)</i>
A	Z	0.0024	0.0036
	N	0.0033	0.0063
	E	0.0027	0.0042
B	Z	--(*)	--(*)
	N	0.0007	0.0016
	E	0.0008	0.0013
C	Z	0.0009	0.0011
	N	0.0017	0.0028
	E	0.0013	0.0023
D	Z	0.0016	0.0025
	N	0.0017	0.0069
	E	0.0019	0.0042

Tabla 1. Valores PGA correspondientes a los dos casos analizados.(*) registro anómalo debido a mal funcionamiento de la componente, no se tienen en cuenta sus valores.

7. CONDICIONES NIVALES

Los tres factores contribuyentes al desencadenamiento de un alud son (Schweizer et al., 2003): una carga rápida sobre el manto (puede ser producida por un esquiador o terremoto), una carga gradual sobre el manto (producida por precipitación, por ejemplo) o una situación sin carga como el calentamiento de la superficie. La estratificación del manto nivoso juega el papel más importante a la hora de evaluar la efectividad del desencadenamiento de una avalancha por uno de estos factores anteriores. Así, las condiciones de los eventos presentados en este trabajo son las siguientes:

- Durante los días 6 y 7 de diciembre se produjeron tres avalanchas en el VDLS. La primera coincide con el terremoto estudiado. Las avalanchas se desencadenaron después de una precipitación de 50 cm (sobre un manto de 80 cm) de nieve en las 48 h previas. Debido a las suaves temperaturas, -4°C en la zona de desencadenamiento, el nivel de lluvia se situó a una altura de 2400 m. Todas estas condiciones condujeron a una situación de peligro 4 (peligro elevado; escala de 1-5) en toda esta parte de los Alpes, con una alta actividad de avalanchas. De acuerdo con datos del SLF, perfiles de nieve realizados en el día mostraron la existencia de capas débiles en el manto. Por tanto, el día 6 de diciembre de 2010, hay que tener en cuenta la sobrecarga producida por la precipitación del día anterior, además de la vibración del terremoto.
- El segundo terremoto analizado se produjo el 11 de Febrero de 2012. La temperatura del aire en la zona de desencadenamiento y a la hora del terremoto fue de -17°C . No se produjo precipitación los días posteriores al terremoto. El boletín de aludes realizado por el SLF diariamente muestra un peligro de nivel 2 (peligro limitado). No hay registro de actividad de avalanchas en este día.

8. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha analizado las señales sísmicas y de infrasonido generadas por un terremoto y alud ocurridos el 6 de diciembre de 2010 y comparado con las de un terremoto que no provocó alud (2012). El estudio de las envolventes de los registros del terremoto ocurrido en 2012, que no generó avalancha, nos permite determinar que el terremoto generó infrasonido en el lugar de registro a 132km de distancia epicentral y además, el registro de infrasonido y el sísmico tienen la misma forma. Esta conclusión se aplica al caso del terremoto de 2010 con alud asociado y permite localizar un intervalo en el cual se inicia el alud, dado que la similitud de las formas de las envolventes desaparece a partir de un cierto instante, instante en el que la señal sísmica está formada por el terremoto y la llegada de la energía del alud. La superposición de las señales generadas por ambas fuentes y la falta de datos de radar no permiten determinar el instante exacto del desencadenamiento pero si acotar un intervalo alrededor de los 28s en los registros del emplazamiento D, con lo que el alud se originó segundos antes.

Por otro lado, el análisis de los parámetros cuantificadores del movimiento del suelo asociados a estos dos terremotos (2010 y 2012) nos permite concluir que las condiciones del manto nivoso son un factor importante en el desencadenamiento de un alud, ya que los resultados para el terremoto de 2010 en general ofrecen menos potencialidad que para el terremoto de 2012. Sin embargo, en el evento de 2010, la existencia de capas débiles en el manto, la sobrecarga producida por la precipitación de las horas previas y la carga producida por la vibración del terremoto fueron factores suficientes para producir el desencadenamiento. Por último hay que destacar que la combinación de datos sísmicos y de infrasonido permite obtener información sobre la dinámica de una avalancha, como ya se ha demostrado en trabajos anteriores (Suriñach et al., 2000; Suriñach et al., 2001; Biescas, 2003; Vilajosana et al., 2007 a, b). El infrasonido aporta información complementaria a la señal sísmica (Kogelnig et al., 2012). En el caso estudiado, la señal sísmica ha permitido detectar, analizar y cuantificar cada evento, mientras que el infrasonido junto con los datos sísmicos ha ayudado a determinar el intervalo de tiempo en el cual se ha desencadenado el alud.

AGRADECIMIENTOS

Nuestro agradecimiento a B. Sovilla y J. N. McElwaine (SLF, Davos), por sus discusiones sobre los datos, ayuda e infraestructura cedida. Este trabajo ha sido financiado por el proyecto NUTESA cgl2010-18609 (pn i+d+i y fondos feder) y en el marco de Risknat 2099gr/520 del Comissionat per a Universitat i recerca de diu de la Generalitat de Catalunya.

REFERENCIAS

- Ash, M., K. Chetty, P. Brennan, J. McElwaine, and C. Keylock, 2010. FMCW radar imaging of avalanche-like snow movements, in Radar Conference, 2010 IEEE, pp. 102 –107, doi:10.1109/RADAR.2010.5494643.
- Ammann, W. J., 1999. A new Swiss test-site for avalanche experiments in the Vallée de la Sionne/Valais. *Cold Regions Science and Technology*, 30: 3–11.
- Barbolini, M. and Issler, D. 2006. Avalanche Test Sites and Research Equipment in Europe: An Updated Overview, Tech. rep., Final- Report Deliverable D8, SATSIE Avalanche Studies and Model Validation in Europe.
- Biescas, B., Dufour, F., Furdada, G., Khazaradze, G. and Suriñach, E., 2003. Frequency content evolution of snow avalanche seismic signals. *Surveys in Geophysics*, 24: 447-464.
- Chernous, P., Fedorenko, Yu., Mokrov, E. and Barashev, N., 2006. Study of seismic effects on snow stability on snow slopes. *Polar Meteorology and Glaciology*, 20, 62-73.
- Geli, L., P.-Y. Bard, and B. Jullen (1988). The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 78, 42–63
- Kogelnig, E., Suriñach, I., Vilajosana, J., Hübl, B., Sovilla, M., Hiller, F., and Dufour, 2011. On the complementariness of infrasound and seismic sensors for monitoring snow avalanches. *Natural Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 2355–2370.
- McClung and Schaerer, 2006. The Avalanche Handbook, volume 98. The Mountaineers, 1011 SW Klickitat Way, Seattle, Washington, 2006.
- Pedersen, H., Le Brun, B., Hatzfeld, D., Campillo, M. and Bard, P.-Y., 1994. Ground-Motion

- Amplitude Across Ridges. *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 84, No 6, pp. 1786-1800.
- Pérez-Guillén (2010): *Estudio y Aplicaciones de las señales sísmicas de aludes en el Vallée de la Sionne en el dominio tiempo y frecuencia*. Tesis de máster de Geología Experimental, Universitat de Barcelona, 124p.
- Pérez-Guillén (2012): *Instalación de una red de detección de avalanchas: análisis detallado de las señales generadas*. Tesis de máster de Geofísica, Universitat de Barcelona, 120p.
- Podolskiy, Nishimura, Abe and Chernous, 2010a. Earthquake-induced snow avalanches: I. Historical case studies. *Journal of Glaciology*, Vol. 56, No. 197.
- Podolskiy, Nishimura, Abe and Chernous, 2010b. Earthquake-induced snow avalanches: II. Experimental study. *Journal of Glaciology*, Vol. 56, No. 197.
- Schweizer, J., 1999. Review of dry snow slab avalanche release. *Cold Regions Science and Technology* 30. (1-3), p 43-57.
- Schweizer, J., Jamieson, B., Scheebeli., M., 2003. Snow avalanche formation. *Reviews of Geophysics*, 41,4/ 1016 2003.
- Suriñach, Sabot, Furdada, y Vilaplana, 2000. Study of seismic signals of artificially released snow avalanches for monitoring purposes. *Physics and Chemistry of the Earth (B)*. Elsevier Science, Oxford. Vol. 25, 9, pp 721-727.
- Suriñach, E., Furdada, G., Sabot, F., Biescas, B. and Vilaplana, J.M., 2001. On the characterization of seismic signals generated by snow avalanches for monitoring purposes. *Annals of Glaciology*, 32: 268-274.
- Sovilla, B., M. Schaer, and L. Rammer, 2008. Measurements and analysis of full-scale avalanche impact pressure at the Vallée de la Sionne test site. *Cold Regions Science and Technology*. 122-137.
- Vilajosana, Khazaradze, Suriñach, Lied, and Kristensen, 2007a. Snow avalanche speed determination using seismic methods. *Cold Regions Science and Technology*, 49(1):2-10.
- Vilajosana, Suriñach, Khazaradze, and Gauer, 2007b. Snow avalanche energy estimation from seismic signal analysis. *Cold Regions Science and Technology*, 50 (1-3):72-85. ISSN doi:10.1016/j.coldregions.2007.03.007.

PLAN DE ZONIFICACIÓN DEL TERRENO SEGÚN LA PELIGROSIDAD POR ALUDES PARA EL PIRINEO DE CATALUNYA

P. OLLER¹, M. JANERAS², O. COSTA¹, C. GARCÍA-SELLÉS¹, E. MUNTÁN³, G. MARTÍ¹ y P. MARTINEZ¹.

¹ Unitat de Riscos Geològics. Àrea d'Enginyeria Geològica i Risc. Institut Geològic de Catalunya.

² Geocat Gestió de Projectes SA.

³ Departament d'Ecologia. Facultat de Biologia. Universitat de Barcelona

RESUMEN

En las siguientes líneas se presenta el plan de zonificación del terreno según la peligrosidad por aludes para el Pirineo de Catalunya. Este proyecto se definió en tres fases: (1) preparación de las bases de conocimiento, (2) establecimiento de la metodología y reglamentación y (3) producción cartográfica. Las fases 1 y 2 están actualmente finalizadas. Ello ha permitido avanzar en el conocimiento de la dinámica de aludes y la dinámica nival en esta zona así como definir una metodología para realizar la zonificación del terreno según la peligrosidad de aludes de forma homogénea y objetiva en todo el territorio. En la fase final, se proveerá de cartografía de peligrosidad a escala local, detallada, como soporte a la planificación urbanística por un lado y a la protección civil por otro, dando respuesta al mandato que tiene el IGC en relación con la identificación del riesgo.

1. INTRODUCCIÓN

En los Pirineos de Catalunya, los aludes afectan cada invierno a actividades deportivas de ocio, estaciones de esquí, carreteras y en general, a infraestructuras que se encuentran por encima de los 1500 m de altitud. De forma menos frecuente, por debajo de estas cotas, pueden afectar a zonas habitadas. El trabajo realizado en la obtención de información de aludes históricos a través de encuestas a la población y búsqueda en archivos históricos ha permitido conocer la ocurrencia de aludes que afectaron a poblaciones en el pasado, la

mayoría de los cuales no se han vuelto a repetir con igual magnitud hasta la actualidad (Rodés, 1999; García et al., 2006; Oller et al., 2006; Rodés y Miranda, 2009). No obstante, en el pasado reciente, durante el episodio mayor del 6 al 8 de febrero de 1996, dos aludes causaron daños importantes en un hostel de montaña en la comarca del Ripollès (Girona), y el 31 de enero de 2003, otra avalancha destruyó completamente un chalet en la urbanización de la Pleta de Vaquèira (Val d'Aran, Lleida). Hoy en día sabemos que en fechas anteriores se produjo la destrucción total o parcial de casas aisladas e incluso, de poblaciones enteras (figura 1). Sólo en el episodio de la Val de Toran de 1855, se contabilizaron hasta 57 víctimas, la mayoría de ellas al quedar destruídas por las avalanchas las casas donde se habían refugiado. En este episodio, en total se tiene noticia de la destrucción de 58 casas (García et al., 2006). Si por un lado consideramos que estas avalanchas pueden volverse a repetir, y por otro, el fuerte aumento de la ocupación del suelo experimentado a partir de los años 70 del pasado siglo (Apellaniz et al., 2008), podemos concluir que el riesgo de aludes es significativo.

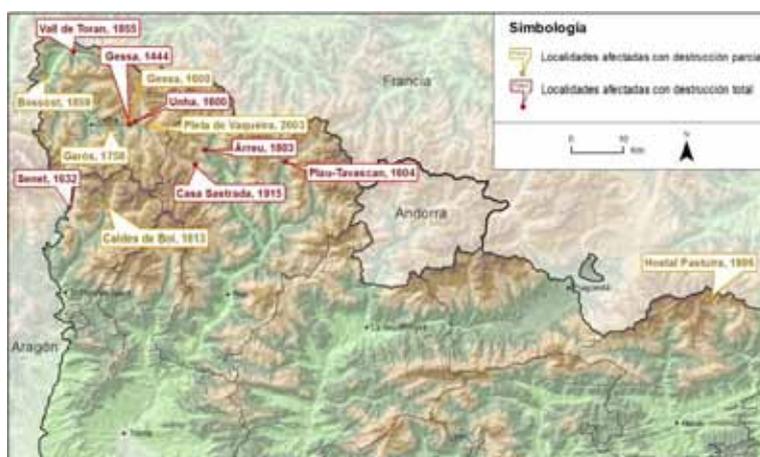


Figura 1. Distribución de las catástrofes por aludes documentadas en el Pirineo de Catalunya, registradas en la BDAC.

Con el objetivo de reducir el riesgo de aludes, en el año 2004, la Unidad de Geología del Institut Cartogràfic de Catalunya (UG-ICC, actualmente IGC), concibió el Plan de Zonificación del Terreno Según la Peligrosidad por Aludes para el Pirineo de Cataluña (PZTSPA) en el marco de la Línea Estratégica del Riesgo de Aludes. El Mapa de Zonas de Aludes (MZA), realizado entre 1986 y 2006, permitió disponer de la primera cartografía de susceptibilidad de un peligro geológico a escala 1:25.000, elaborada de forma sistemática para todo el territorio (Oller et al., 2005). La puesta en marcha, en 2005, de la Base de Datos de Aludes de Catalunya (BDAC), permitió almacenar de forma ordenada la información de aludes registrada (zonas susceptibles, eventos de fuentes histórico-testimoniales y recientes) en un único repositorio, ofreciendo un entorno para su permanente actualización y consulta, y a una escala más detallada. En el presente, la BDAC se encuentra alojada, mantenida y alimentada en el Institut Geològic de Catalunya

(IGC). Para la gestión urbanística y la protección civil, es necesario disponer de cartografía detallada a escala local de la peligrosidad del fenómeno (1:5.000 ó de mayor detalle). Se consideró, en consecuencia, que para proveer a la administración de la documentación básica para la prevención y protección de aquellas poblaciones con riesgo identificado, era necesario iniciar el PZTSPA, siguiendo el ejemplo de los países alpinos.

La zonificación del terreno según el peligro de aludes (ZTSPA) es una herramienta fundamental para la prevención de los riesgos geológicos y, en especial, para la planificación urbanística (OFAT et al., 2001). Los primeros mapas se realizaron en Suiza a partir de los años 60 (Frutiger, 1970) y, poco a poco, otros países como Francia, Austria, Italia, Estados Unidos o Canadá, aplicaron una metodología similar. A partir de los años 80, empezaron a aparecer las primeras reglamentaciones que plantean la zonificación de la peligrosidad como la conocemos actualmente (p. ej. OFF-IFENA, 1984). En Catalunya sólo existe cartografía de peligrosidad reglamentaria en relación con la inundabilidad. Los usos admisibles en las zonas inundables vienen regulados en el Reglamento de la Ley de Urbanismo, aprobado por el decreto 305/2006, de 18 de julio. Para el resto de riesgos geológicos el IGC está trabajando conjuntamente con la Direcció General d'Ordenació del Territori i Urbanisme de la Generalitat de Catalunya (DGOTU) para la definición de una zonificación del terreno según la peligrosidad geológica, coherente, homogénea y objetiva, que regule los usos admisibles en los planes urbanísticos, de acuerdo con la Ley de Urbanismo de Catalunya (D. L. 1/2005 26 julio) y reglamento asociado (D. L. 305/2006 18 julio). Según esta ley, se prohíbe urbanizar y construir en zonas de riesgo. El PZTSPA nació con este objetivo, para conocer la peligrosidad y por lo tanto, el riesgo, en las poblaciones pirenaicas donde se ha identificado susceptibilidad. Mientras estas poblaciones no dispongan de un dispositivo de protección, las cartografías serán indispensables para los planes de emergencia de protección civil.

Las zonas de peligrosidad de aludes se han definido tradicionalmente en términos de período de retorno y presión de impacto (Mears, 1992). La metodología se basa en zonificar el terreno según la peligrosidad en dos o tres clases: alta (color rojo), media (color azul) y baja (color amarillo). Estas cartografías acostumbra a ser reglamentarias y, por lo tanto, de obligado cumplimiento, e implican la prohibición de construcción en el caso de peligrosidad alta y de construcción con restricciones en el caso de peligrosidad media. La zona de peligrosidad baja no acostumbra a tener restricciones constructivas significativas. La metodología para determinar la peligrosidad consiste en el análisis del terreno, del registro de aludes recientes, de los aludes reconstruidos a partir de los daños en la vegetación, suelo o estructuras y de datos históricos. El cálculo numérico se realiza en la fase final del proceso de análisis y tras el calibrado a partir de los datos disponibles. Su peso en el proceso de análisis es relativo a la existencia de tales datos (Freer & Schaerer, 1980; Mears, 1992; McClung & Schaerer, 2006).

En Catalunya, las primeras ZTSPA se llevaron a cabo para la planificación y protección de infraestructuras y urbanismo a partir de 1997 por la UG-ICC. Desde el inicio y hasta el final de la fase 2 del PZTSPA se aplicó la metodología de zonificación suiza por tratarse de la más sólidamente instaurada en su ámbito territorial. Estas primeras zonificaciones tenían un carácter de recomendaciones dado que no iban acompañadas de una reglamentación urbanística. El PZTSPA ha servido para analizar los distintos métodos usados en los diferentes países alpinos y definir una metodología propia a partir de los criterios justificativos de cada una de ellas.

2. METODOLOGÍA

El proyecto del PZTSPA se definió en tres fases: (1) preparación de las bases de conocimiento (2004-2011), (2) establecimiento de la metodología y reglamentación (2009-2010) y (3) producción cartográfica (2012-2020).

La primera fase consistió en detectar las necesidades de información de base, obtenerla, almacenarla y explotarla. Un primer objetivo fue la implementación de la Base de Datos de Aludes de Catalunya (BDAC; Oller et al., 2005) que permitió almacenar ordenadamente toda la información recopilada desde el inicio del proyecto, en 1986 (Furdada, 1990). En esta base de datos se introducen en formato cartográfico y alfanumérico los datos provenientes del análisis del terreno, la observación del fenómeno, las encuestas a la población, y la documentación histórica. El registro de eventos permitió, por un lado, realizar una primera caracterización de los episodios de aludes mayores en el Pirineo de Catalunya y, por otro, el calibrado del modelo de simulación numérica suizo Aval-1D (Oller et al., 2010).

En paralelo, la participación en proyectos de investigación centrados en el análisis dendrocronológico (ALUDEX, OAPN 11/2003 y AVDENPYR) permitió reconstruir episodios mayores ocurridos durante las últimas décadas y conocer mejor los parámetros de frecuencia/magnitud en las zonas estudiadas. Para ello se seleccionaron diferentes zonas de aludes de interés en cuanto a la información potencial relacionada con la actividad y el riesgo de aludes almacenada en los anillos de los árboles.

En esta fase, se avanzó también en la delimitación de la zonificación nivológica del Pirineo. Se analizaron los datos de 75 estaciones meteorológicas situadas en los Pirineos de Catalunya y se seleccionaron las más representativas en relación a su situación, altitud, extensión temporal, continuidad y calidad de los datos. Fueron validadas y usadas para obtener los valores estadísticos del espesor de nieve reciente a 24 y 72 h y el espesor de nieve total, para períodos de retorno de referencia de 10, 30, 100 y 300 años. Estos datos son básicos para la aplicación de los modelos numéricos de dinámica de aludes.

En la segunda fase, se determinó el número de localidades donde sería necesario realizar la ZTSPA. Para ello se cruzó la información espacial de la BDAC con los elementos vulnerables existentes en la base planimétrica 1:5.000 del ICC. A la capa de inventario se le añadió el alcance máximo estadístico obtenido a partir de los parámetros definidos por Furdada (1996), aplicando el modelo α - β noruego (Lied y Bakkehøy, 1980); Figura 2.

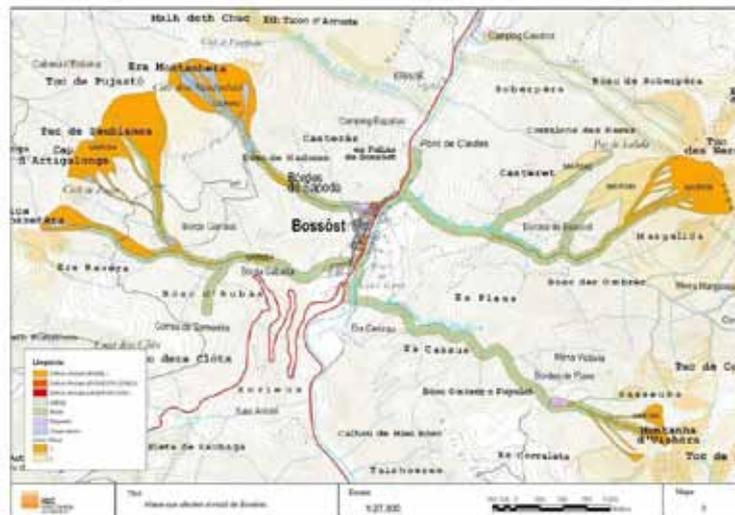


Figura 2. Análisis realizado para la identificación de los núcleos de población donde aplicar la ZTSPA.

Se obtuvo un total de 41 núcleos de población con riesgo (figura 3). Se diferenciaron dos prioridades. Con prioridad 1, veinte núcleos sobre los cuales se superpone la información histórico-testimonial u observacional. Los núcleos con prioridad 2, un total de 21, son aquellos en que únicamente se produce superposición debido al alcance obtenido a partir del modelo estadístico, pero no hay constancia histórica ni observacional.

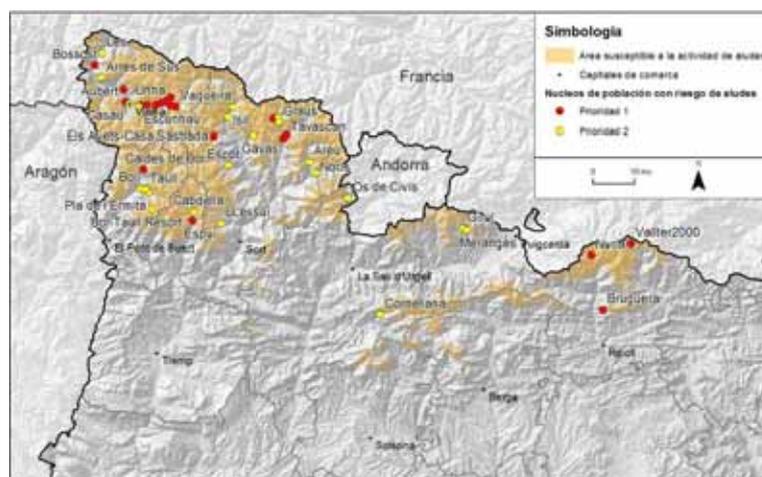


Figura 3. Poblaciones con riesgo identificado (prioridad 1 y 2).

También en la segunda fase, se definió la escala de trabajo y especificidades metodológicas tales como los eventos de referencia, la matriz de peligrosidad o los modelos de simulación numérica a utilizar. Para ello se trabajó en una zona piloto en el municipio del Naut Aran (Val d'Aran, Lleida) con el asesoramiento del Instituto Federal Suizo para el Estudio de la Nieve y los Aludes (SLF-WSL). En este trabajo, se compararon las diferentes metodologías de zonificación implementadas en los países del arco alpino (Francia, Suiza, Italia y Austria), analizándolas a fondo con el objetivo de concebir la metodología de zonificación más adecuada a las propias especificidades (Janeras et al., 2011).

Para guiar a la administración y técnicos en la elaboración de tales cartografías, así como para realizarla de forma homogénea en todo el territorio se redactaron unos Requisitos para la Elaboración de la Zonificación del Terreno Según la Peligrosidad por Aludes (REZTSPA). El documento de requisitos indica cuales son los pasos a seguir: (1) búsqueda de documentación de base, (2) análisis del terreno, (3) búsqueda histórico-testimonial, (4) análisis nivometeorológico, (5) reconstrucción de los escenarios avalanchosos de referencia, (6) modelización de la dinámica de aludes, (7) zonificación del terreno según el peligro de aludes y (8) recomendaciones y propuesta de alternativas de defensa. Los usos admisibles para las tres clases de peligrosidad fueron definidos conjuntamente con la DGOTU.

Finalizadas las fases 1 y 2, actualmente se está trabajando en la tercera fase del PZTSPA con las primeras cartografías ya en producción, para los núcleos de prioridad 1.

3. RESULTADO

El conjunto del proyecto ha contribuido a una mejora del conocimiento de la dinámica de aludes y dinámica nivológica en los Pirineos, y al establecimiento de las bases para la realización de la ZTSPA.

Para la caracterización de la dinámica de aludes se trabajó con un conjunto de 522 aludes mayores, entendiendo por mayor aquel alud que excede su tamaño habitual provocando daños en el bosque e infraestructuras próximas (Schaerer, 1986). Se dispone de datos de aludes principalmente ocurridos en los siglos XX y XXI, y puntualmente anteriores. Normalmente, superan el tamaño 3 según la escala canadiense de tamaño de aludes, a los cuales se atribuyen presiones de impacto superiores a los 100 kPa (McClung y Schaerer, 2006). Se constata que estos aludes principalmente son de nieve seca, con o sin aerosol (el 81%), mientras que los de nieve húmeda constituyen el 17% (figura 5). Hay que mencionar la ocurrencia de "slushflows" durante el invierno 1997-98 (Furdada et al., 2000), fenómeno muy raro en los Pirineos, según el conocimiento actual, y que se

consideró como un caso a parte. Se observaron diferencias en el alcance de los aludes en relación a su distribución espacial. Para ello se trabajó con el ángulo α , o ángulo de alcance. Este ángulo varía de los 15° a los 50° (McClung y Mears, 1991), siendo los valores bajos los correspondientes a los aludes más continentales y extremos. Se observa como los valores mínimos (alrededor de los 16°) se registran en la zona de clima oceánico, Aran-Franja nord Pallaresa, y en la zona de clima de influencia mediterránea, Ter-Freser, en la parte más oriental. En la zona interior, de clima intramontano o de transición, el alcance es menor, con valores que oscilan entre los 18 a 21° (figura 5). Ello puede deberse a que en esta zona el período de retorno de los aludes mayores, es mayor.

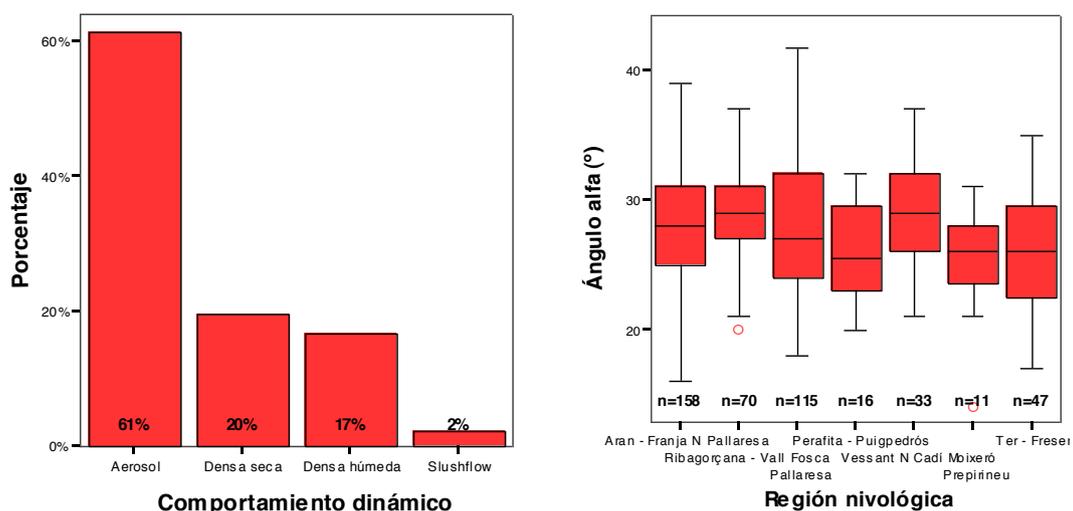


Figura 5. Comportamiento dinámico de los aludes mayores registrados (izquierda) y valores del ángulo α en relación con la región nivológica (de oeste a este, derecha).

En relación con el calibrado del modelo numérico Aval-1D (Oller et al., 2010), se llegó a la conclusión de que se obtiene un buen ajuste al aplicar los coeficientes de fricción establecidos para los Alpes, en los Pirineos, para aludes de alta frecuencia ($T=30$). No se dispuso, sin embargo, de datos suficientemente precisos para calibrar aludes de baja frecuencia. Se detectó que es mayor la incertidumbre en los parámetros de entrada en el modelo que el posible error en el resultado a causa del uso de tales coeficientes. No se observaron diferencias significativas entre los aludes analizados en la parte oriental y en la occidental del Pirineo de Catalunya. En consecuencia, en el uso de Aval-1D en los Pirineos, se recomienda la utilización de los coeficientes establecidos para los Alpes, pero siempre que sea posible, es conveniente realizar una calibración previa, para una mayor fiabilidad.

Los datos obtenidos del análisis dendrocronológico en seis zonas de aludes distribuidas a lo largo del Pirineo de Catalunya permitieron poner a punto la metodología e identificar y reconstruir episodios avalanchosos mayores del pasado a nivel regional, así como aludes

locales, no detectados a partir de las fuentes clásicas (Muntán et al., 2004, 2009). El volumen de acontecimientos registrados se incrementó en un 60% y en la mayoría de casos, se pudo establecer la extensión de estos (figura 6). La dendrocronología demostró ser una técnica complementaria que aporta información de magnitud y frecuencia de aludes difícilmente obtenible a partir de otras fuentes (Muntán et al., 2010). Esta metodología se ha empezado a aplicar en el proceso de ZTSPA, allí donde hay bosque.

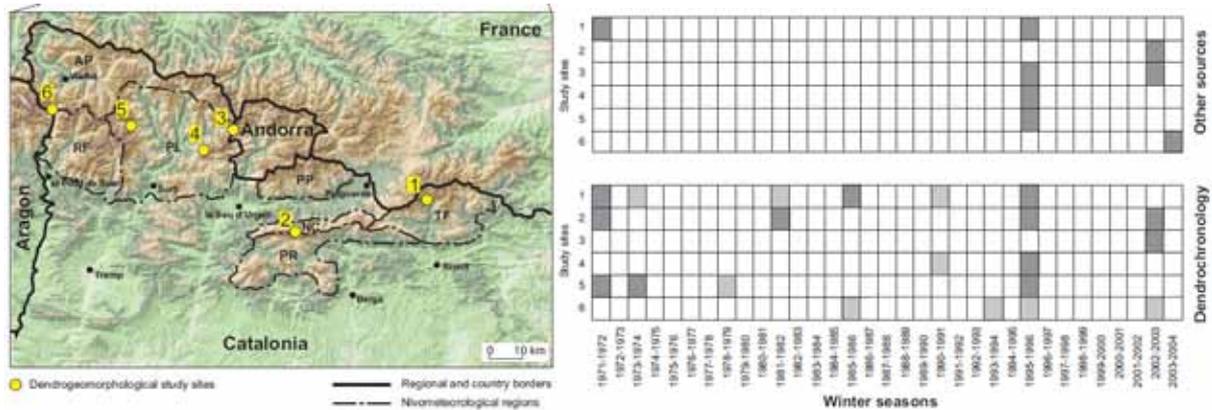


Figura 6. Zonas de aludes donde se aplicó la técnica dendrocronológica (izquierda) y episodios reconstruidos (derecha). El gráfico de la parte superior derecha muestra los eventos registrados en la BDAC. El gráfico inferior derecho, los eventos obtenidos a partir de la dendrocronología (un 60% más). Los cuadros más oscuros representan aludes mayores (Muntán et al., 2009).

En relación con la zonificación nivológica del Pirineo, se obtuvieron los valores de espesores de nieve para los períodos de retorno requeridos (10, 30, 100 y 300 años). Dada la escasez de series temporalmente extensas en altitud, actualmente se está realizando un proceso de análisis y selección de los valores más representativos para la confección de un mapa de distribución de espesores de nieve reciente y totales. Este mapa definirá los valores recomendados para la simulación de aludes y dimensionamiento de obras de defensa.

Con respecto a la definición de la ZTSPA, el trabajo en la zona piloto permitió probar las distintas metodologías aplicadas en Suiza, Italia, Austria y Francia. Para poder hacer un análisis comparativo de los resultados de los diferentes métodos, la peligrosidad se clasificó en alta, media y baja. En la figura 7 se muestra la comparación de los resultados según las cuatro metodologías en términos de superficie afectada, considerándola desde una cota de referencia en el inicio de la zona de llegada. Así, se homogeneizaron en rojo las zonas para la mayor restricción (en general de prohibición de edificación), en azul, las zonas de restricción intermedia (edificación permitida bajo restricciones parciales estrictas) y, finalmente en amarillo, las zonas de restricciones menores, en general, de tipo organizativo.

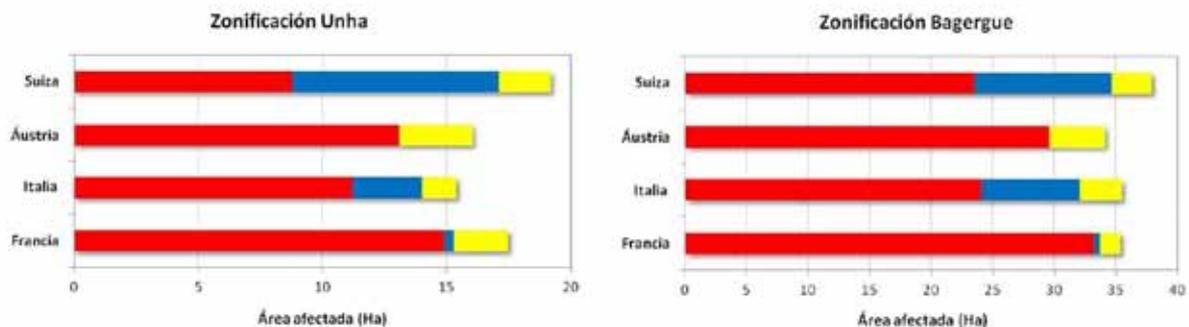


Figura 7. Extensión de terreno según las clases de peligrosidad obtenidas para cada población en función de la metodología utilizada.

Se observa cómo, a pesar de haber configuraciones distintas del terreno en las localidades analizadas, se mantiene la proporcionalidad en los resultados. La zonificación suiza es la que toma mayor extensión, pero de una forma muy gradual en el sentido longitudinal de la avalancha, de tal manera que la zona roja es la más reducida. La segunda en extensión es la zonificación francesa, pero por el contrario, es la menos gradual, teniendo una máxima extensión de la zona roja. Finalmente, la zonificación austríaca tiene la particularidad de ser bicolor, marcando una gran extensión de la zona roja, sólo superada por la francesa, y una extensión global más reducida. La comparación de las metodologías permitió constatar qué representan en términos de extensión de la peligrosidad las diferencias existentes entre ellas.

A partir de esta experiencia comparativa y los criterios que justifican las diferentes metodologías, se extrajeron las consideraciones que finalmente definirían la matriz de zonificación (figura 8). (1) Es conveniente una zonificación simple, con pocas clases, considerándose óptima la división en tres grados de peligrosidad. (2) El límite de altas presiones para el trazado de la zona roja que se adoptó es el nivel de 30 kPa. Este límite de presión es el más comúnmente aceptado y es considerado como el máximo exigible para una vivienda reforzada. (3) El alud de período de retorno de 100 años se demostró insuficiente en algunas ocasiones como delimitación del alcance máximo de influencia urbanística. Se creyó preferible trabajar con el alud de 300 años. Así pues, se estima imprescindible trabajar con dos escenarios de referencia ($T=30$, $T=300$). (4) Se consideró que la peligrosidad baja (amarillo) puede ser un recurso opcional para situaciones en que los aludes excepcionales tienen un elevado grado de incertidumbre por desconocimiento y falta de información. Se incorporó el concepto francés de máximo alud verosímil (AMV) desde el punto de vista de interpretación del terreno, por no depender exclusivamente de los resultados de cálculo de situaciones extremas.

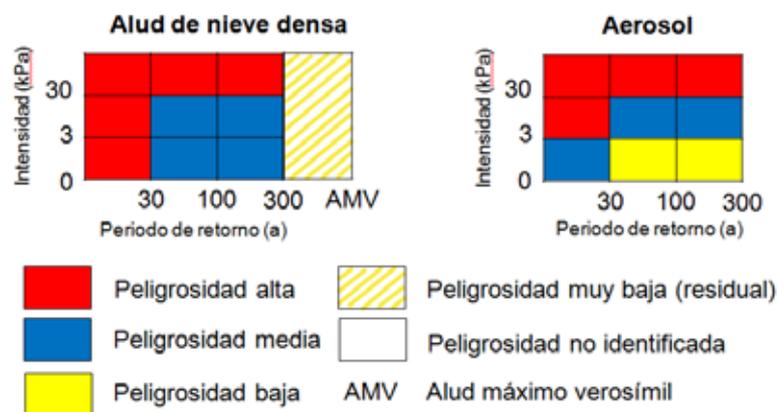


Figura 8. Matriz de peligrosidad adoptada en el Pirineo de Catalunya para la ZTSPA.

El resultado de la aplicación de la matriz adoptada para el Pirineo de Catalunya puede visualizarse en la figura 9.

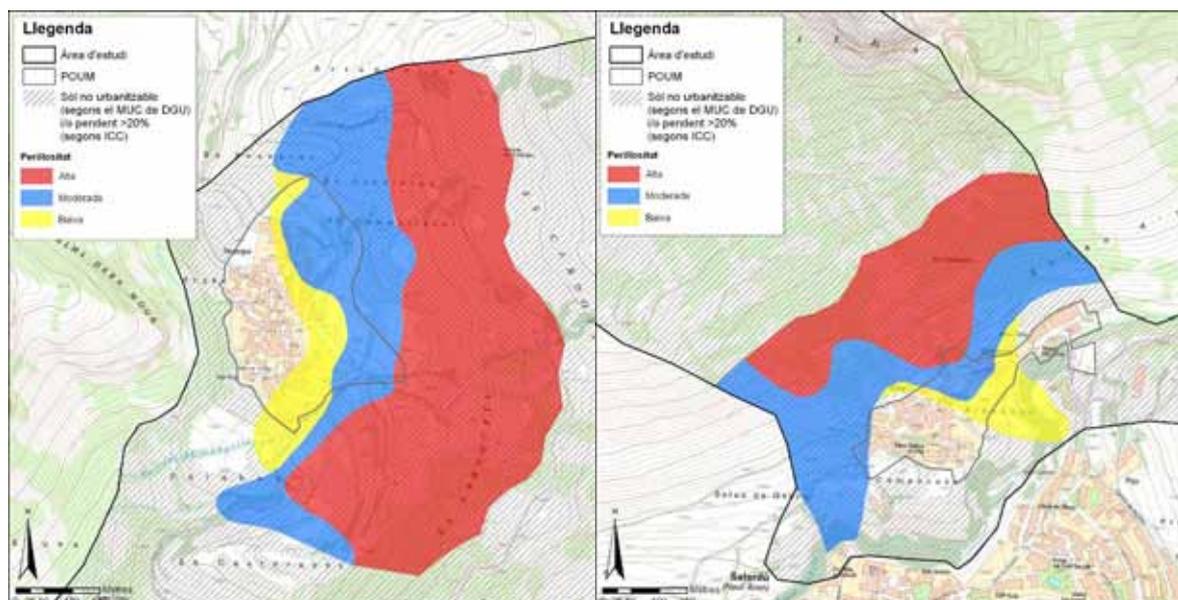


Figura 9. ZTSPA en el núcleo de Bagergue (izquierda) y Unha (derecha), ambos en el municipio del Naut Aran (Val d'Aran, Lleida)

4. CONCLUSIONES

El PZTSPA ha servido para definir una matriz de peligrosidad de aludes y una metodología para realizar la ZTSPA de forma homogénea y comparable en el Pirineo de Catalunya. La metodología establece tres clases de peligrosidad a semejanza de la metodología suiza pero incorporando el concepto de máximo alud verosímil de la

metodología francesa.

De forma simultánea, el PZTSPA ha supuesto un impulso en el conocimiento de la dinámica de aludes y del comportamiento nivológico del Pirineo de Catalunya. A la vez que se ha incrementado el volumen de información sobre los acontecimientos del pasado, se ha mejorado el conocimiento del tipo de dinámica de aludes, su distribución geográfica, períodos de retorno e intensidad, así como de los períodos de retorno de las nevadas y espesores totales de nieve.

La ZTSPA permitirá conocer el riesgo a mayor detalle en las poblaciones con peligrosidad. Todo ello servirá para gestionar la protección civil en situaciones de emergencia y para priorizar la realización de actuaciones de defensa a fin de que este riesgo sea reducido progresivamente.

Esta metodología servirá en el futuro para una mejor gestión de la planificación urbanística.

REFERENCIAS

- Apellaniz, L., Carreras, F., Erra, G., 2008. *Estudi de l'evolució del sòl urbà a la vall d'Àneu*. Projecte de final de carrera Ciències Ambientals. UAB.
- CADS, 2008. RISKAT. Els riscos naturals a Catalunya. Informes del CADS 6.
- Canadian Avalanche Association, 2002: *Guidelines for Avalanche Risk Determination and Mapping in Canada*. McClung, D.M., C.J. Stethem, P.A. Schaerer and J.B. Jamieson, (eds.). Canadian Avalanche Association, Revelstoke, BC
- Committee on Ground Failure Hazards Mitigation Research, Division of Natural Hazard Mitigation, Commission on Engineering and Technical Systems, National Research Council, 1990. *Snow Avalanche Hazards and Mitigation in the United States*. USA.
- Freer, G. L.; Schaerer, P. A., 1980. Snow –avalanche hazard zoning in British Columbia, Canada. *Journal of Glaciology*, Vol. 96, No. 94: 345-354.
- Frutiger, H., 1970. *The avalanche zoning plan*. Translation N0 11. Department of Agriculture, Forest Service, Alta Avalanche Study Center.
- Furdada, G., 1996. *Estudi de les allaus al Pirineu Occidental de Catalunya: predicció espacial i aplicacions a la cartografia*. Geoforma Ediciones. Logroño. 315 pp.
- Furdada, G.; Martínez, P.; Oller, P.; Vilaplana, JM. (2000): Slushflows at el Port del Comte, Northeast Spain. *Journal of Glaciology*. Vol 151. Cambridge (UK).
- Furdada, G.; Vilaplana, J. M.; Bosch, X.; Martínez, P., 1990. Supplying the Catalan Pyrenees (Spain) with a public avalanche warning system. *Proceedings of the ISSW 1990*, 119-129.
- García, C., Martí, G., Barriendos, M., Gavaldà, J., Rodés, P., 2006. La reconstrucción de riesgos naturales en la miniglaciación. El alud catastrófico de abril de 1855 en el valle de Toran. J.M. Cuadrat Prats, M.A. Saz Sánchez, S.M. Vicente Serrano, S. Lanjeri, M. de Luis Arrillaga y J.C. González-Hidalgo (Eds.). *Publicaciones de la Asociación Española de Climatología (AEC)*, 2006, Serie A, nº 5, 147-156. Zaragoza.

- Janeras, M., Pons, J., Oller, P., Costa, O., Margreth, S., Muntán, E., Martínez, P., 2011. Zonificació del terreny en base a la perillositat d'allaus als Pirineus de Catalunya. Contrast de metodologies en una zona pilot al Naut Aran (Val d'Aran). *Actes de les 4es Jornades Tècniques de Neu i Allaus*. Vielha e Mijaran, Val d'Aran, 65-69. IGC-CGA-SMC.
- Lied, K. and Bakkehoi, S., 1980. Empirical calculations of snow-avalanche run-out distance based on topographic parameters. *Journal of Glaciology*, V26, p165-178.
- McClung, D.; Schaerer, P., 2006. *The Avalanche Handbook*. The Mountaineers books. Seattle, USA.
- Mears, A.I., 1992. *Snow-avalanche hazard analysis for land use planning and engineering*. Colorado Geological Survey, Denver.
- Muntán, E., Andreu, L., Oller, P., Gutiérrez, E., and Martínez, P.: Dendrochronological study of the avalanche path Canal del Roc Roig, First results of the ALUDEX project in the Pyrenees, *Ann. Glaciol.*, 38, 173–179, 2004.
- Muntán, E.; García, C.; Oller, P.; Martí, G.; García, A.; Gutiérrez, E. (2009). Reconstructing snow avalanches in the Southeastern Pyrenees. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1599-1612.
- Muntán, E.; Oller, P.; Gutiérrez, E., 2010. Tracking past snow avalanches in SE Pyrenees. In M. Stoffel et al. (eds.), *Tree Rings and Natural Hazards: A State-of-the-Art*. Springer Science+Business Media B.V. 2010. 47-51.
- Office fédéral de l'aménagement du territoire (OFAT), Office fédéral de l'économie des eaux (OFEE), Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEFP), 2001. *Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire*. Berne, 1997.
- Office fédéral des forêts-Institut fédéral pour l'étude de la neige et des avalanches (1984): *Directive pour la prise en considération du danger d'avalanches lors de l'exercice d'activités touchant l'organisation du territoire*, Berna-Davos.
- Oller, P.; Janeras, M.; de Buen, H.; Arnó, G.; Christen, M.; García, C.; Martínez, P.: Using AVAL-1D to simulate avalanches in eastern Pyrenees. *Cold Regions Science and Technology*. Vol. 64, pp. 190-198. Elsevier, 2010.
- Oller, P., Marturià, J., González, J. C., Escriptu, J., Martínez, P.: El servidor de datos de aludes de Cataluña, una herramienta de ayuda a la planificación territorial. *Actas del VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*. Valencia, 2005
- Oller, P.; Muntán, E.; Marturià, J.; García, C.; García, A.; Martínez, P.: The avalanche data in the Catalan Pyrenees. 20 years of avalanche mapping. *Proceedings of the International Snow Science Workshop*, 305-313. Colorado, 2006.
- Rodés, P., 1999. *Análisis de los accidentes por aludes de nieve en España*. Pere Rodés y Muñoz 1999.
- Rodés, P.; Miranda, C., 2009. Aludes de nieve del pasado, anteriores al siglo XIX. *Anales de Medicina y Socorro en Montaña* 9, 8-14.
- Schaerer, P. (1986): Winter weather. Weather patterns for major avalanches. *The Avalanche Review*, Vol. 4, No. 3.

SISMICIDAD Y DESLIZAMIENTOS

PRIMEROS DATOS EXPERIMENTALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE GRANDES DESLIZAMIENTOS EN LA CORDILLERA BÉTICA (SE ESPAÑA)

**José DELGADO¹, Carlos ESTEVE², Jesús GARRIDO³, José J. GINER¹, Pedro
JÁUREGUI¹, Luca LENTI⁴, Carlos LÓPEZ-CASADO⁵, Salvatore MARTINO⁶ y
Juan L. SOLER¹**

¹ Departamento de Ciencias de la Tierra y Medio Ambiente
Facultad de Ciencias
Universidad de Alicante

² E-Mining Technology
Chile

³ Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Granada

⁴ Laboratoire de Séismes et Vibrations
Institute of Science and Technology for Transport, Development and Networks
Paris

⁵ Departamento de Física Teórica y del Cosmos
Facultad de Ciencias
Universidad de Granada

⁶ Dipartimento di Scienze della Terra
Facoltà di Scienze Matematiche, Fisiche e Naturali
Università di Roma – La Sapienza

RESUMEN

En este trabajo se presentan, por primera vez en España, datos experimentales de respuesta sísmica de grandes deslizamientos en suelos. Se seleccionaron tres casos de estudio, caracterizados por tener dimensiones hectométricas, y se aplicó la técnica HVSR

para determinar su respuesta sísmica. Para tal fin se realizaron más de 100 puntos de medida. Los resultados obtenidos muestran que el deslizamiento de Güevéjar (Granada) no es amplificativo, y su respuesta sísmica es compleja (2D/3D), previsiblemente el resultado de una interacción entre la acción sísmica y el conjunto de la masa inestable. Los deslizamientos de Diezma (Granada) y El Molinar (Alcoy, Alicante) se caracterizan por ser amplificativos, por lo que en caso de ocurrir terremotos pueden inducirse desplazamientos dentro de la masa significativos.

1. INTRODUCCIÓN

En un estudio pionero, Keefer (1984) presentó un conjunto de curvas que establecían las distancias máximas de ocurrencia de inestabilidades inducidas por terremotos en función de la magnitud de los eventos y la tipología de éstas, que fueron organizadas en tres grupos: "disrupted", "coherent" y "flows/lateral spreading". Trabajos posteriores han demostrado la validez de las curvas propuestas (Rodríguez et al., 1999), pero progresivamente se fueron conociendo más y más casos de inestabilidades que ocurrían a distancias mayores a las establecidas, constituyendo *outliers* (Delgado et al., 2011a). Dichos *outliers* son frecuentes tanto en la tipología "disrupted" como "coherent", no así para "flows", de los que apenas se conocen ejemplos. Existen diferencias entre las inestabilidades que constituyen *outliers* de ambas tipologías: mientras en el caso de las inestabilidades de tipo "disrupted" se trata frecuentemente de desprendimientos en macizos rocosos fracturados, en el caso de *outliers* de tipo "coherent" encontramos grandes deslizamientos en suelos/roca blanda (margas) (Delgado et al., 2011a). En los datos históricos recopilados para la Península Ibérica (Delgado et al., 2013), y de la Cordillera Bética en particular (Delgado et al., 2011b), también existen *outliers* a las relaciones propuestas por Keefer (1984).

Un rasgo específico de algunos *outliers* de tipo "coherent" es el hecho de ser reactivaciones de inestabilidades pre-existentes. El caso del deslizamiento de Güevéjar (Granada) es paradigmático en este sentido (IGN, 1990; Sanz, 1997; Martínez Solares, 2001): tuvo actividad en relación con los terremotos de 1755 (Mw 8.7, distancia epicentral 580 km aprox.) y 1885 (Mw 6.5, distancia epicentral 45 km).

La importancia de estos *outliers* deriva del hecho de que utilizando las metodologías clásicas disponibles para la realización de mapas previsores (p.e. Jibson et al., 2000), por su gran distancia al foco, no son previstos.

La interacción entre la acción sísmica y las laderas es objeto de estudio desde hace un tiempo (Ashford y Sitar, 1997; Havenith et al., 2002, 2003; Martino y Scarascia Mugnozza, 2005; Bouckovalas y Papadimitriou, 2005; Nguyen y Gatmiri, 2007; Lenti y Martino, 2011). Son estudios basados mayoritariamente en modelos numéricos realizados sobre laderas de

geometría simple, pero que salvo excepciones, no consideran el efecto que una inestabilidad pre-existente pudiera tener en la respuesta de la ladera y en cómo evoluciona la propia masa inestable. Bozzano et al. (2008) han estudiado el comportamiento sísmico de inestabilidades que sufrieron reactivación sísmica. Sus resultados ponen de manifiesto que la existencia de la inestabilidad modificaba la respuesta de la ladera, existiendo una relación entre las características de la acción sísmica, de las propiedades de los materiales y de la geometría de la inestabilidad. Todo ello daba lugar a procesos de auto-excitación (*self-excitation*), que incrementaba la severidad de la sacudida en el seno de la inestabilidad, facilitando su reactivación, incluso a grandes distancias del foco (*outliers sensu* Delgado et al., 2011a). Por su parte, Lenti y Martino (2013) han realizado un análisis numérico de respuesta sísmica de laderas considerando que contienen inestabilidades. Sus resultados indican que los desplazamientos resultantes de la acción sísmica aumentan con la amplificación inducida por la inestabilidad, pero que dichos desplazamiento varían significativamente si existe un acoplamiento entre la respuesta 2D (ó 3D) de la masa inestable y la respuesta 1D (la debida al espesor de la columna de suelo). En cualquier caso, los desplazamientos obtenidos por estos autores son significativamente diferentes de los obtenidos mediante el frecuentemente utilizado modelo del bloque rígido deslizando (Newmark). Los resultados son de gran interés pero apenas hay datos experimentales que permitan una correcta valoración de dichas modelizaciones.

En el presente trabajo presentamos los primeros datos obtenidos al respecto en tres grandes deslizamientos en suelos/margas situados en la Cordillera Bética. Los resultados aquí presentados son parte de un trabajo más amplio que pretende un estudio integral del comportamiento dinámico de grandes deslizamientos e incluye la determinación de propiedades estáticas y dinámicas de los materiales afectados, la medida experimental de la respuesta sísmica (mediante técnicas basadas en el registro de ruido ambiente, terremotos, etc.) así como su modelización mediante métodos numéricos.

No es objetivo de este trabajo determinar el factor de seguridad de las laderas en condiciones dinámicas, puesto que dicho valor variaría en función del terremoto considerado, sino establecer una primera visión, simplificada, de la respuesta sísmica de las inestabilidades, de interés para futuros estudios sobre criterios de reactivación sismo-inducida de las inestabilidades.

2. INESTABILIDADES ESTUDIADAS

Se han estudiado tres inestabilidades (Figura 1): Güevéjar (Granada), Diezma (Granada) y El Molinar (Alicante). Para seleccionar estas inestabilidades se ha dado prioridad al hecho de disponer de información previa, geológica y/o geotécnica, y no que su actividad esté necesariamente relacionada con sismos o que actualmente sean activas.

Ya se ha comentado el hecho de que la inestabilidad de Güevéjar (Granada) tuvo actividad durante dos terremotos en el pasado. Es por ello paradigmático para los fines de la presente investigación. Afecta a margas con lignito, limos rojos y calizas oncolíticas de edad Mesiniense a Pleistoceno. Se caracteriza por tener algo más de 1 km de longitud y aproximadamente 500 m de anchura. La superficie de rotura, establecida a partir de prospección sísmica, es rototraslacional, con una profundidad máxima de 50 m en la parte central del cuerpo. A su pie existe un flujo con una longitud algo superior a 1 km. Rodríguez-Peces et al. (2011b) ha estudiado este deslizamiento. Aplicando el criterio de Newmark (Jibson et al., 2000) ha determinado que podría reactivarse en caso de ocurrir un terremoto de magnitud Mw 5.2 a una distancia de 9 km (aprox.).

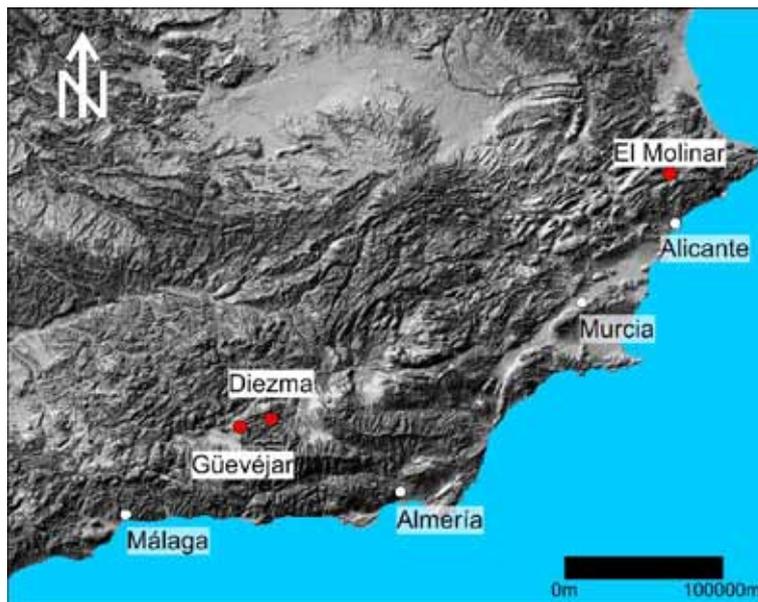


Figura 1. Localización de las inestabilidades estudiadas.

El deslizamiento de Diezma (Granada) tuvo lugar en marzo de 2001 en relación con episodios de lluvias (Azañón et al., 2010). Al afectar a una autovía (A-92) fue rápidamente estabilizada mediante una importante obra civil, que incluía la ejecución de un importante movimiento de tierras, pozos drenantes, una pantalla de módulos de hormigón, anclajes, etc. (Oteo, 2003). Afecta a materiales arcillosos a arenosos que incluyen cantos, de edad Mioceno inferior a Cuaternario. Tiene 550 m de longitud y una anchura de aproximadamente 250 m. La superficie de rotura es irregular, encontrándose a profundidades variables entre 10 y casi 30 m. Rodríguez-Peces et al. (2011a) ha estudiado este deslizamiento de forma similar al de Güevéjar, encontrando que pese a las obras realizadas, en caso de existir un nivel freático superficial (fallo en las obras de drenaje), un evento de magnitud Mw 5.0 que ocurriera a menos de 25 km de distancia podría reactivarlo.

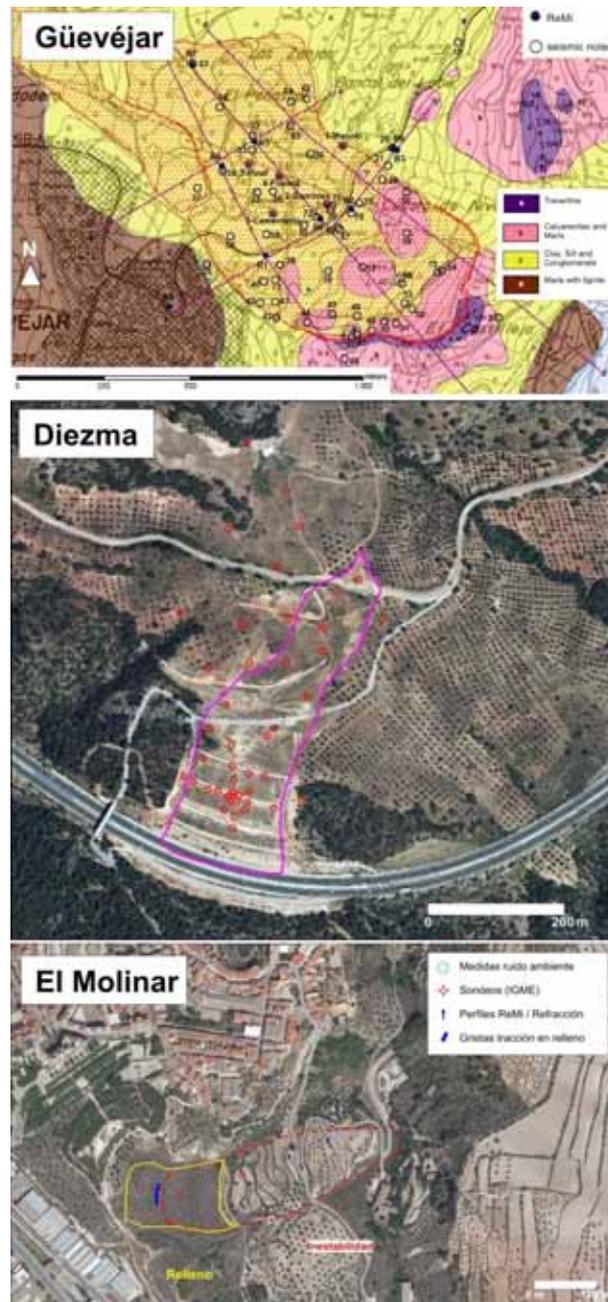


Figura 2. Localización de los puntos de medida de ruido ambiente en las inestabilidades estudiadas.

Finalmente, los primeros datos de actividad del deslizamiento de El Molinar (Alcoy, Alicante) es consecuencia del terremoto de 1620 (Mw 5.5) en Alcoy (Delgado et al., 2006). Posteriormente ha tenido periodos intermitentes de actividad, siempre en relación con episodios de lluvias. En la década de los 80s del siglo XX fue especialmente activo,

motivando su estudio por el IGME (1983), que realizó sondeos geotécnicos profundos e instaló inclinómetros para su auscultación. Afecta a margas de edad Mioceno Superior, tiene una longitud de unos 400 metros y una anchura superior a 100 m en su parte central. La superficie de rotura, determinada a partir de los sondeos efectuados por el IGME (1983), se encuentra a unos 14 m de profundidad. En fechas recientes se han realizado unos rellenos justo en su cabecera, lo que ha contribuido a mantener su actividad.

3. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

La respuesta del suelo se ha realizado mediante el cálculo de las razones HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratios*), también conocido como método de Nakamura (1989). La misma consiste en medir el ruido ambiente (microtremores) en un emplazamiento con una estación triaxial. Posteriormente se calcula el espectro de Fourier de la señal registrada con cada componente y se dividen los espectros de las componentes horizontales del movimiento por el espectro de la componente vertical. La razón espectral resultante se caracteriza por presentar un pico de amplitud a una frecuencia correspondiente a la frecuencia característica de la capa de material situada sobre un substrato rígido (respuesta 1D del sitio), es decir, es una respuesta que sólo depende de la columna de suelo (amplificación estratigráfica). En tales casos la frecuencia de resonancia del sitio es igual a:

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad (1)$$

Siendo V_s la velocidad de cizalla promedio del material y H su espesor. La aparición de este pico en el espectro depende, además, de que exista un contraste de impedancias entre este material superficial y el substrato. En casos de respuesta compleja, que implica resonancias debido a la respuesta dinámica de una masa tridimensional de materiales (p.e. un valle), la interpretación de las razones HVSR es más compleja y frecuentemente no existe un pico bien definido.

La medida del ruido ambiente se ha efectuado con estaciones broadband marca Guralp, modelo 6-TD de 30 segundos de periodo propio, con una razón de muestreo de 200 muestras por segundo. Los registros han tenido una duración mínima de 30 minutos, aunque para la mayoría de puntos de medida se midieron entre 45 y 60 minutos. Para unos pocos puntos las medidas tuvieron una duración de varias horas o incluso días. En total se han realizado 72 puntos de medida de ruido ambiente en Güevéjar, 51 en Diezma y 11 en El Molinar (Figura 2). El análisis se ha efectuado mediante el software GEOPSY (Wathelet, 2006).

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La respuesta sísmica obtenida a partir de las razones HVSR de ruido ambiente en Güevéjar se caracteriza por tener muy bajas amplitudes (Figura 3). Las mismas son frecuentemente inferiores a 2 (técnicamente se considera entonces que no existe amplificación; SESAME, 2004). Esta baja amplitud se debe, en parte a que el contraste de impedancias entre la masa inestable y el material estable subyacente no es muy alto. Las medidas de V_s efectuadas en la zona indican que mientras los materiales del deslizamiento tienen una V_s promedio de 400 m/s, los mismos limos rojos, medidos en zonas estables, presentan velocidades que varían entre 450 y 550 m/s. Por su parte, las margas con lignito subyacentes (Messiniense) tienen velocidades comprendidas entre 600 y 650 m/s. Los picos de amplificación suelen tener a frecuencias del orden de 2 Hz.

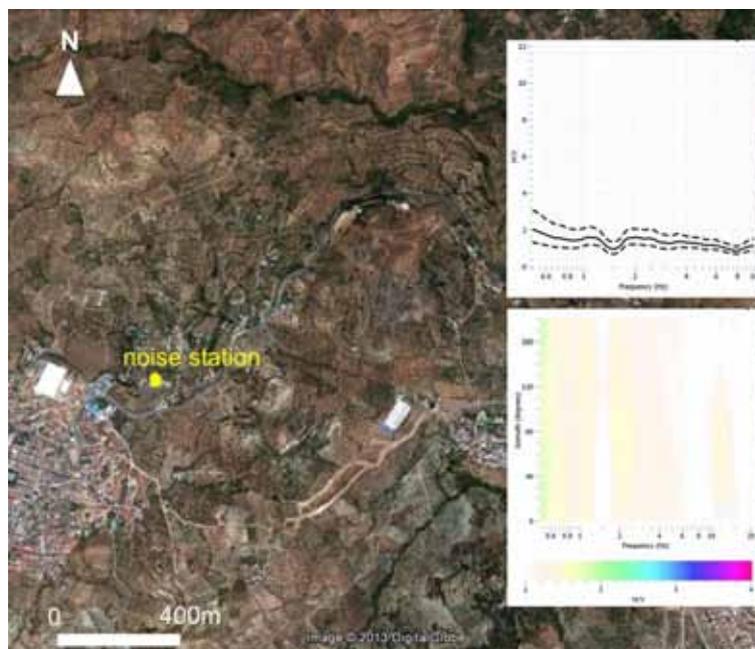


Figura 3. Razones HV obtenidas en un punto dentro del deslizamiento de Güevéjar.

En el caso del deslizamiento de Diezma, las razones espectrales obtenidas muestran picos significativos, de gran amplitud, por la totalidad de la masa inestable (Figura 4). Sin embargo, se observa una variación significativa de la frecuencia de resonancia dependiendo del lugar, en general por encima de 3-4 Hz. Este hecho los interpretamos como que existe un contraste de impedancias significativo entre los materiales deslizados y las pizarras que constituyen su basamento (Oteo, 2003; Azañón et al., 2010) y que dicho pico está controlado por el espesor de la masa deslizada, sobre todo en la mitad superior

de la inestabilidad, donde las frecuencias resultantes varían más rápidamente dentro del deslizamiento.

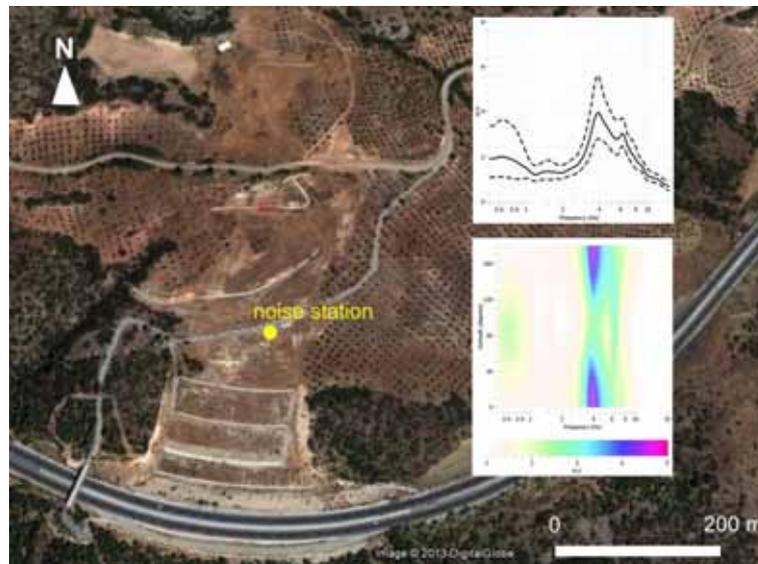


Figura 4. Razones espectrales resultantes en un punto situado en mitad del deslizamiento de Diezma.

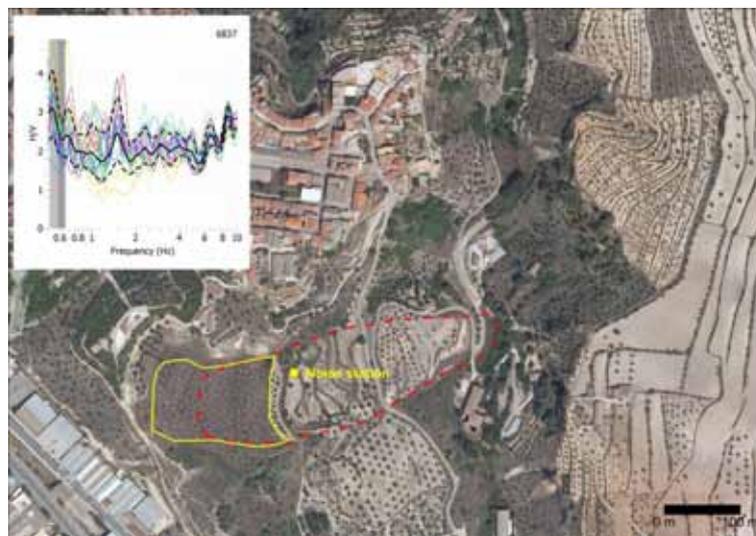


Figura 5. Razones espectrales resultantes en un punto situado en mitad del deslizamiento de El Molinar.

Finalmente, por lo que respecta al deslizamiento de El Molinar, se han obtenido también picos de amplificación en las razones HVSR de los puntos situados dentro de la masa inestable (Figura 5), aunque de menor amplitud que los observados en Diezma. En este sentido, a semejanza de Güevéjar, los contrastes de velocidad V_s observados entre los materiales *in situ* y deslizados (margas siempre) no son muy elevados: 200 m/s para la masa inestable y 450 m/s para las margas inalteradas. Las frecuencias dentro de este

deslizamiento varían dentro de la masa entre 1.5 Hz en la parte central de la masa y 3-4 Hz en el pie.

Cada una de las inestabilidades analizadas muestra un patrón diferente de comportamiento. Resulta especialmente llamativa la respuesta obtenida en el deslizamiento de Güevéjar: la amplificación observada en su seno es baja en general. Como se ha comentado anteriormente, esto puede ser debido a que el contraste de impedancias entre los limos rojos del deslizamiento y los limos rojos *in situ* es muy pequeño. Sin embargo, el contraste de impedancias actual no puede haber variado mucho respecto de la situación existente en esta inestabilidad en 1884 o en 1755, cuando la masa se movilizó por la acción sísmica. De hecho, en todo caso debería haber aumentado tras cada reactivación, como consecuencia de la mayor perturbación de la masa inestable. Esta aparente paradoja nos lleva a pensar que en este caso nos encontramos ante un problema complejo, que implica una interacción 2D/3D de la acción sísmica y la propia masa del deslizamiento, más que una simple cuestión de respuesta sísmica 1D, y que por ello no queda bien caracterizada por las razones HVSR. Sería preciso realizar medidas de respuesta durante terremotos y realizar modelos numéricos para poder comprender la naturaleza de su respuesta sísmica y si es factible (o no) una nueva reactivación del deslizamiento.

Los deslizamientos de Diezma y El Molinar, en cambio, muestran amplificaciones fácilmente reconocibles en las HVSR calculadas. De acuerdo con los resultados obtenidos por Lenti y Martino (2013), las amplificaciones observadas en estos dos casos aseguran que en caso de un evento sísmico significativo se producirán desplazamientos inducidos de cierta magnitud.

5. CONCLUSIONES

- Grandes deslizamientos en suelo han sido reactivados por terremotos a grandes distancias epicentrales. Esta reactivación no es fácilmente previsible a partir de las metodologías clásicas utilizadas para la elaboración de mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas.
- Se han seleccionado tres deslizamientos de grandes dimensiones en suelos /o rocas blandas que afectan a diversos sectores de la Cordillera Bética para analizar su respuesta sísmica a partir de la técnica HVSR.
- A partir de 72 medidas realizadas en el deslizamiento de Güevéjar (Granada) se ha observado que la amplificación detectada en la zona es baja (el deslizamiento no es amplificativo). El bajo contraste de velocidades entre el deslizamiento y los materiales *in situ* sería el responsable de esta baja amplificación. Para poder explicar las repetidas reactivaciones de este deslizamiento durante terremotos pasados es necesario invocar a procesos complejos de interacción entre la señal sísmica y la

- propia masa deslizada (respuesta 3D).
- Los deslizamientos de Diezma (Granada) y de El Molinar (Alcoy, Alicante) se caracterizan por ser más amplificativos, especialmente el primero de ellos. Esta amplificación podría favorecer valores significativos de desplazamiento sismo-inducido en caso de ocurrir terremotos de cierta magnitud.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto CGL2011-30153-C02-02 y por el grupo de investigación VIGROB-184 (Universidad de Alicante) y RNM-374 (Junta de Andalucía).

REFERENCIAS

- Azañón, J.M., Azor, A., Yesares, J., Tsige, M., Mateos, R.M., Nieto, F., Delgado, J., López-Chicano, M., Martín, W., and Rodríguez-Fernández, J., 2010. Regional-scale high-plasticity clay-bearing formation as controlling factor on landslides in SE Spain. *Geomorphology*, 120: 26-37.
- Ashford, S.A. and Sitar, N., 1997. Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87: 692-700.
- Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G., 2005. Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25: 547-558.
- Bozzano, F., Lenti, L., Martino, S., Paciello, A. and Scarascia Mugnozza, G., 2008. Self-excitation process due to local seismic amplification responsible for the 31st October 2002 reactivation of the Salcito landslide (Italy). *Journal of Geophysical Research*, 113: B10312, doi:10.1029/2007JB005309.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., Estévez, A., López Casado, C., Doménech, C. y Cuenca, A., 2006. Evaluación de la susceptibilidad de las laderas a sufrir inestabilidades inducidas por terremotos. Aplicación a la cuenca de drenaje del río Serpis (provincia de Alicante). *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 19(3-4): 197-218.
- Delgado, J., Garrido, J., López-Casado, C., Martino, S. and Peláez, J.A., 2011a. On far field occurrence of seismically induced landslides. *Engineering Geology*, 123: 204-213.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., García-Tortosa, F.J., Alfaro, P. and López-Casado, C., 2011b. Seismically-induced landslides in the Betic Cordillera (S Spain). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 1203-1211.
- Delgado, J., Marques, F.S.F., Vaz, T., y grupo investigadores inestabilidades sismo-inducidas, 2013. Inestabilidades de ladera inducidas por terremotos en la Península Ibérica. En: E.Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.): *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Palma de Mallorca, 18 p.
- Havenith, H.B., Jongmans, D., Faccioli, E., Abdрахmatov, K. and Bard, P.Y., 2002. Site effect analysis around the seismically induced Ananevo rockslide, Kyrgyzstan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(8): 3190-3209.
- Havenith, H.B., Vanini, M., Jongmans, D. and Faccioli, E., 2003. Initiation of earthquake-induced

- slope failure: influence of topographical and other site specific amplification effects. *Journal of Seismology*, 7: 397-412.
- IGME, 1983. *Mapa geotécnico y de riesgos geológicos para la ordenación urbana de Alcoy. Anejo*. IGME, Madrid.
- IGN, 1980. *El terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884*. Publicaciones IGN, Madrid.
- Jibson, R.W., Harp, E.L. and Michael, J.A., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271–289.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406-421.
- Lenti, L., and Martino, S., 2011. The interaction of seismic waves with step-like slopes and its influence on landslide movements. *Engineering Geology*, 126: 19-36.
- Lenti, L., and Martino, S., 2013. A parametric numerical study of the interaction between seismic waves and landslides for the evaluation of the susceptibility to seismically induced displacements. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103: 33-56.
- Martínez Solares, J.M., 2001. *Los efectos en España del terremoto de Lisboa (1 de noviembre de 1755)*. Monografía 19, Ministerio de Fomento, Dirección General del Instituto Geográfico Nacional, Madrid.
- Martino, S. and Scarascia Mugnozza, G., 2005. The role of the seismic trigger in the Calitri landslide (Italy): historical reconstruction and dynamic analysis. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25: 933-950.
- Nakamura, A., 1989. A Method for Dynamic Characteristic Estimation of SubSurface using Microtremor on the Ground Surface. *Q. Rep. Railway Tech. Res. Inst.*, 30(1): 25–33.
- Nguyen, K.V. and Gatmiri, B., 2007. Evaluation of seismic ground motion induced by topographic irregularities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27: 183-188.
- Oteo, C., 2003. Diseño y ejecución del tratamiento para estabilizar el deslizamiento de Diezma (Granada). *III Congreso Andaluz de Carreteras*, Sevilla, 12 p.
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J. and Chandler, R.J., 1999. Earthquake-induced landslides: 1980–1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325–346.
- Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Yesares, J., Troncoso, E. and Tsige, M., 2011a. The Diezma landslide (A-92 motorway, Southern Spain): history and potential for future reactivation. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 70: 681–689.
- Rodríguez-Peces, M.J. García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M. and Jiménez Pintor, J. 2011b. Constraining pre-instrumental earthquake parameters from slope stability back-analysis: Palaeoseismic reconstruction of the Güevéjar landslide during the 1st November 1755 Lisbon and 25th December 1884 Arenas del Rey earthquakes. *Quaternary International*, 242: 76-89.
- Sanz, E., 1997. Le mouvement de versant de Güevéjar (Grenade) au cours des tremblements de terre de Lisbonne (1755) et d'Andalousie (1884). *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 56: 83-87.
- SESAME, 2004. *Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations - measurements, processing and interpretation*. SESAME European research project, deliverable D23.
- Wathelet, M., 2006. GEOPhysical Signal database for noise array processing. www.geopsy.org.

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

José DELGADO¹, Pedro ALFARO¹, Francisco J. GARCÍA-TORTOSA², José J. GINER¹, Luca LENTI³, Carlos LÓPEZ-CASADO⁴, Salvatore MARTINO⁵, Gabriele SCARASCIA-MUGNOZZA⁵

¹ Departamento de Ciencias de la Tierra y Medio Ambiente
Facultad de Ciencias
Universidad de Alicante

² Departamento de Geología
Facultad de Ciencias
Universidad de Jaén

³ Laboratoire de Séismes et Vibrations
Institute of Science and Technology for Transport, Development and Networks
Paris

⁴ Departamento de Física Teórica y del Cosmos
Facultad de Ciencias
Universidad de Granada

⁵ Dipartimento di Scienze della Terra
Facoltà di Scienze Matematiche, Fisiche e Naturali
Sapienza - Università di Roma

RESUMEN

Se ha realizado un análisis retrospectivo de las laderas del valle de la Rambla del Punto de los 17 Arcos, donde se localizaron las mayores inestabilidades desencadenadas por el terremoto de Lorca de mayo de 2011. Se han considerado diferentes valores de ángulo de incidencia de la señal sísmica respecto de la vertical, comprobándose que los resultados

obtenidos son bastante sensibles al valor de este ángulo. A partir del análisis efectuado se deduce que la señal no pudo incidir verticalmente (condiciones de campo lejano), sino que debió hacerlo con un ángulo mayor, próximo a 50°. Los resultados del análisis demuestran la importancia de este parámetro en condiciones de campo próximo para comprender dónde se producen inestabilidades durante un terremoto.

1. INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de un terremoto puede producir, entre otros efectos, multitud de inestabilidades de ladera que pueden localizarse a gran distancia del foco, tanto mayor cuanto mayor es la magnitud del evento causante (Keefer, 1984; Rodríguez et al., 1999; Delgado et al., 2011). Sin embargo, la máxima distancia de ocurrencia de dichas inestabilidades puede variar notablemente como consecuencia de las condiciones locales, que pueden incrementar la severidad de la sacudida (Havenith et al., 2002, 2003; Martino y Scarascia Mugnozza, 2005; Bozzano et al., 2008).

Diversos autores han estudiado la respuesta sísmica de laderas con morfologías simples mediante modelos numéricos (Bouckovalas y Papadimitriou, 2005; Nguyen y Gatmiri, 2007; Lenti y Martino, 2011, entre otros). Los resultados obtenidos han demostrado que se producen complejos patrones de amplificación/deamplificación de la señal sísmica a lo largo de la ladera, dependiendo de sus dimensiones, geometría y longitud de onda de la señal incidente (amplificación topográfica). Los estudios numéricos anteriores se realizaron considerando incidencia vertical en la mayoría de los casos, lo cual sólo sucede en campo lejano. Sin embargo, cuando se tiene en cuenta el efecto del ángulo de incidencia en los resultados, éste se revela como un elemento clave, dado que cuanto más asimétrica es la incidencia (o ángulo formado por la dirección de propagación de la señal con la vertical), mayor amplificación se produce, pero con un patrón de distribución aún más complejo que en caso de incidencia vertical (Sánchez-Sesma y Rosenblueth, 1979; Ashford y Sitar, 1997).

El terremoto de 11 de Mayo de 2011, Mw 5.1, con epicentro próximo a Lorca (Murcia), desencadenó centenares de inestabilidades de ladera siempre a pequeñas distancias del epicentro (e.g. < 8-10 km). Alfaro et al. (2012a), a partir de secciones topográficas construidas para cada inestabilidad desencadenada por el terremoto, dedujeron que en muchos casos se debió producir una amplificación topográfica de la señal, la cual justificaba el elevado número de inestabilidades desencadenadas por este evento en comparación con otros de magnitud similar ocurridos en la misma zona. Debido a lo reducido de las distancias epicentrales observadas en este evento, también es de esperar que los frentes de onda no incidan verticalmente, sino que formen un cierto ángulo con ella y como consecuencia de ello, es de prever que la severidad de la sacudida varíe no sólo en función de la geometría de la ladera (amplificación topográfica) o de las propiedades mecánicas del medio (amplificación

estratigráfica), sino también en función de la orientación relativa al foco. Del análisis de la distribución espacial de las inestabilidades inducidas y de la orientación de las laderas con inestabilidades, parece que dicha orientación jugó un papel importante en la ocurrencia/localización de las inestabilidades (Alfaro et al., 2012b).

En este trabajo presentamos un análisis retrospectivo (back-análisis) efectuado de un valle próximo a Lorca, conocido como la “Rambla del Puente de los 17 Arcos”, donde se produjeron inestabilidades en ambas laderas del valle durante el terremoto de 2011 (Figura 1). Sin embargo, mientras en una ladera se produjeron las mayores inestabilidades inducidas por el terremoto, en la otra sólo se reconocieron desprendimientos de reducido volumen. Este patrón de comportamiento (inestabilidades de mayores dimensiones en una ladera del valle que en la otra) fue también observado en otros puntos. Por lo sencillo de la geometría de la ladera y de la estructura geológica de esta área, este es el caso de estudio más interesante de los observados durante el terremoto de Lorca.

El objetivo del trabajo es analizar la interacción entre la excitación sísmica y la propia geometría de las laderas para comprender las diferencias observadas entre las inestabilidades observadas en campo en una y otra ladera, y así poder establecer conclusiones que sean extrapolables a otras laderas afectadas por terremotos.



Figura 1. Vista aérea de las principales inestabilidades ocurridas durante el terremoto de Lorca de 2011 en las Rambla del Puente de los 17 Arcos.

2. EL ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se localiza en el sector oriental de la Cordillera Bética y es parte de la denominada cuenca neógena de Lorca (Montenat et al., 1990; Figura 2a). El límite SE de esta cuenca está constituido por la denominada falla de Alhama, causante de la serie sísmica de mayo de 2011 (López-Comino et al., 2012), y que marca un cambio brusco en el relieve de la zona: escarpado al NW (relieves de Peña Rubia, Sierra de la Tercia, etc.) y llano al SE de la falla (cuenca del río Guadalentín).

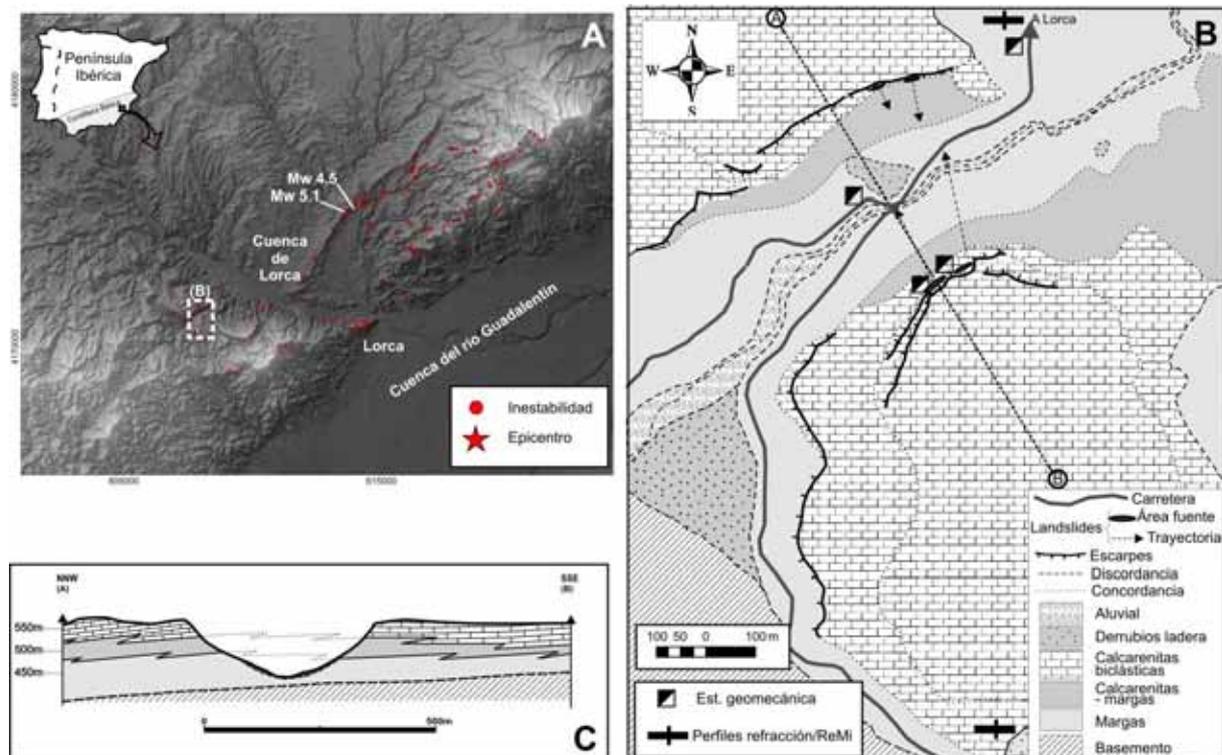


Figura 2. (A) Localización del área de estudio. Se muestra la situación de los epicentros de los principales eventos de la serie sísmica y el inventario de inestabilidades (Alfaro et al., 2012a); (B) Mapa geológico del valle de la Rambla del Puente de los 17 Arcos; (C) Corte geológico transversal al valle.

La zona analizada es localmente conocida como “Rambla del Puente de los 17 Arcos” y se encuentra en el sector SW de la cuenca de Lorca. Está muy próxima al borde occidental de la cuenca, de manera que en sus inmediaciones existen amplios afloramientos de materiales del basamento, el cual está constituido por materiales de las Zonas Internas de la Cordillera Bética (Dominios Alpujárride y Maláguide). Los materiales del basamento aflorantes en esta zona son cuarcitas rojas. Discordante sobre éstas se encuentra el relleno de la cuenca (Figura 2b). En este sector los materiales del relleno tienen edad Mioceno Superior (Tortonense). La secuencia comienza con una serie de margas, que hacia techo pasan a calcarenitas bioclásticas. Estas calcarenitas contienen frecuentes cambios laterales

de facies e incluyen niveles de calizas recifales. Estos materiales se disponen con un buzamiento de aproximadamente 20° hacia el NE (centro de la cuenca), el cual progresivamente se reduce al N del área de estudio, donde afloran horizontales. Las inestabilidades observadas afectan siempre a las calcarenitas.

Para determinar las propiedades de estos materiales se establecieron cuatro estaciones geomecánicas (Figura 2b). En ellas se comprobó que las calcarenitas están afectadas por dos juegos de diaclasas subverticales: $255^\circ/78^\circ$ y $185^\circ/78^\circ$ (dirección de buzamiento y buzamiento, respectivamente). En las margas también se determinaron otros dos juegos sistemáticos de discontinuidades, $250^\circ/85^\circ$ y $110^\circ/35^\circ$, aunque también se reconocieron frecuentes discontinuidades no sistemáticas. Adicionalmente, el trabajo de campo realizado implicó la toma de muestras para su posterior análisis en laboratorio (resistencia a compresión simple, densidad, etc.), la realización de tres perfiles sísmicos de refracción y tres ReMi, conducentes a determinar las velocidades de ondas P y S, respectivamente, de los tres grupos litológicos principales de la zona de estudio. Un resumen de las propiedades determinadas se presenta en la Tabla 1. Las propiedades resistentes del macizo rocoso se determinaron aplicando el criterio de Hoek-Brown (2002).

	$\rho(\text{kg/m}^3)$	σ_{ci} (MPa)	GSI	Jv	c (MPa)	ϕ°	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Calcarenitas	2485	25 – 32	60–70	0.8	0.39–0.79	40–47	2300	655
Margas	1980	13 – 19	40–50	74	0.09–0.20	23–29	1600	555
Cuarcitas	2578						2400	800

Tabla 1. Principales propiedades mecánicas de los materiales de la zona de estudio.

3. EL TERREMOTO DE MAYO DE 2011 EN LORCA

El terremoto de Lorca es parte de una serie sísmica que comenzó a las 15:05 (GMT) del día 11 de mayo de 2011, cuando se registró un primer evento de magnitud Mw 4.5. Posteriormente, a las 16:47 sucedió el evento principal (Mw 5.1), que causó daños a la ciudad de Lorca (Imáx = VII en la escala EMS), situada a 3 km al S del epicentro. Como consecuencia de este evento se contabilizaron 9 muertos, algo que no sucedía en España desde 1956. Después del evento principal se registraron más de un centenar de réplicas en semanas sucesivas, siempre con focos superficiales (entre 1 y 6 km) y magnitud inferior a 4.0. Las profundidades focales del evento principal de la serie y de su premonitorio de mayor magnitud (Mw 4.5) fueron 4 y 2 km, respectivamente.

Estos eventos fueron registrados por la red de acelerógrafos del IGN. Las aceleraciones pico medidas varían desde 0.36 g para la estación de Lorca, que es el valor de aceleración más alto jamás registrado en España, hasta 0.002 g en las estaciones más lejanas que lo

registraron (Cabañas et al., 2011).

Múltiples inestabilidades de ladera fueron inducidas por estos terremotos. El inventario realizado por Alfaro et al. (2012a; Figura 2a), que incluye más de 250 puntos, permite comprobar que las mismas fueron sobre todo inestabilidades de tipo desprendimiento de bloques de roca y/o suelo, que se disgregaban al descender ladera abajo (“disrupted landslides” *sensu* Keefer, 1984). Estas inestabilidades se caracterizaban por un tamaño reducido (e.g. $<10 \text{ m}^3$) y localizarse en las inmediaciones del epicentro ($<10 \text{ km}$). El territorio conteniendo inestabilidades es aproximadamente de 100 km^2 .

Las inestabilidades ocurridas en la ladera sur de la Rambla del Puente de los 17 Arcos son las mayores inducidas por este evento. Teniendo presente las dimensiones de los escarpes de cabecera (Figura 1) y la potencia del nivel calcarenítico afectado (6-8 m en algunas zonas), los volúmenes de estas inestabilidades se estiman en 300 y 700 m^3 , respectivamente. En la ladera norte se produjeron otros desprendimientos pero de tamaño mucho menor (volumen estimado entre 10 y 30 m^3). La zona de ocurrencia de estas inestabilidades se encuentra aproximadamente a 8 km del epicentro.

4. MODELIZACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA

El análisis dinámico del valle se ha efectuado mediante el programa FLAC (Itasca, 2011) siguiendo la metodología utilizada por Lenti y Martino (2011). Una descripción completa del método de cálculo se puede encontrar en el trabajo de estos autores y en Alfaro et al. (2012c). Aquí sólo se describirán los elementos fundamentales del problema.

Para el análisis dinámico se requería primero un modelo discreto del valle. Para tal fin se partió de la sección geológica del valle (Figura 2c) y generó un grid de aproximadamente 450,000 elementos cuadrados de 5 m de sección. Con este valor, y teniendo en cuenta el valor más bajo de V_s (555 m/s), se asegura una correcta modelización dinámica para frecuencias hasta 15 Hz. La disipación de la energía en este modelo se realizó considerando una función Rayleigh, asumiendo un valor de amortiguamiento mínimo que variaba en función de la deformación de cizalla. Las dimensiones del modelo son mayores de dos veces el tamaño del valle al objeto de minimizar las interferencias generadas por reflexiones artificiales de ondas en los bordes del mismo.

Otro dato de partida para el análisis es un input del movimiento del suelo, bien en forma de historia de aceleraciones, de velocidades o de esfuerzos. Como no se disponía de un registro en el valle estudiado, se tuvo que obtener uno sintético a partir de cinco acelerogramas registrados en roca del terremoto principal de la serie (estaciones ALM, ZAR, VLR, CIE y OLU de la Red Sísmica Nacional). El registro de la estación de Lorca fue descartado debido a los efectos de sitio detectados (Alfaro et al., 2012a). El

procedimiento para obtener un acelerograma sintético de este terremoto, equivalente al registro a una distancia epicentral de 8 km, consistió en calcular la FFT a cada acelerograma de partida y establecer con los datos de las cinco estaciones leyes de atenuación de la amplitud del espectro con la distancia para 14 frecuencias significativas. Obtenidas estas leyes de atenuación, se determinó la amplitud correspondiente a 8 km para cada una de estas frecuencias. De esta forma se obtuvo un espectro de Fourier sintético equivalente a una señal registrada teóricamente a 8 km del foco. Finalmente, el acelerograma sintético se calculó mediante la inversa de la FFT del espectro sintético calculado. La gran duración del registro resultante (45 s), así como el elevado número de muestras por segundo del mismo (muestreo de 200 mps), hacía que la modelización dinámica en FLAC requiriera un tiempo de cálculo excesivo. Para superar esta limitación se calculó una señal dinámica equivalente a este acelerograma mediante la aproximación LEMA-DES (Lenti y Martino, 2010), de sólo 1.35 segundos de duración, que mantiene las características de la señal original (número de ciclos, valores pico de aceleración, intensidad Arias, etc.). Esta señal se ha modelizado en FLAC considerando ondas SV propagándose verticalmente en el seno del modelo.

En el proceso de modelización se ha considerado que los materiales tienen un comportamiento perfectamente plástico (Mohr-Coulomb) del modelo “ubiquitous joint” implementado en FLAC; con ello se tenía en cuenta el estado de fracturación del macizo rocoso. Más concretamente, para el análisis se consideró la línea de intersección resultante de las familias de discontinuidades sistemáticas que afectan a cada material del macizo rocoso, por ser las más favorables al movimiento de acuerdo con un análisis cinemático efectuado. Si durante la modelización se producía rotura, se reducía los parámetros de rigidez de los materiales se reducían en un orden de magnitud para las calcarenitas y en medio orden de magnitud en las margas. Adicionalmente, los parámetros resistentes se ajustaban a valores residuales.

5. RESULTADOS

Los resultados obtenidos en el análisis dinámico se presentan en la Figura 3. Se han considerado cuatro casos: incidencia vertical, representativa de condiciones de campo lejano, e incidencias a 50, 60 y 70°, más apropiadas para condiciones de campo próximo a la fuente. La figura 3 representa el desplazamiento total calculado para cada nodo del grid como consecuencia de la aplicación del acelerograma sintético al modelo. Puede comprobarse que los desplazamientos varían notablemente en su magnitud y en su posición en el modelo en función del ángulo de incidencia considerado.

Para el caso de incidencia vertical se observa que en la ladera sur del valle (derecha en el modelo) los desplazamientos calculados son notables, lo cual es en parte congruente con lo observado *in situ*, pues es en esta ladera donde se localizaban las mayores

inestabilidades. Sin embargo, según el modelo, la rotura involucraría a la totalidad del nivel de calcarenitas y a gran parte de las margas subyacentes, es decir, la rotura que se deduce de este modelo es mucho mayor que lo observado en la realidad. En la ladera norte (izquierda en el modelo) se observa zonas de desplazamiento superficial, que no afectan a la cresta que producen las calcarenitas en el relieve, donde realmente se produjeron los desprendimientos.

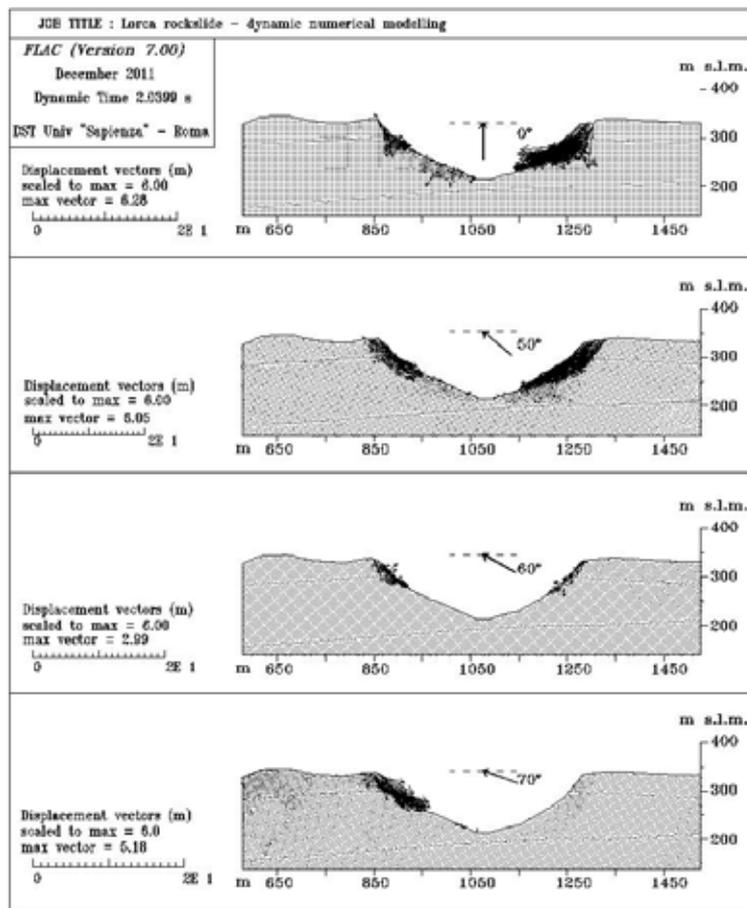


Figura 3. Desplazamiento total resultante del análisis dinámico del valle.

En el caso de incidencia formando 50° con la vertical se observa un patrón parecido al anterior, pero ahora el tamaño de la zona inestable es más reducido en la ladera sur, aproximándose a lo observado en la realidad; en la ladera norte ahora los mayores desplazamientos totales calculados sí que se localizan en la parte superior de la ladera, congruente con la localización de los puntos de partida de los desprendimientos observados *in situ*. Para ángulos de incidencia aún mayores se observa que las mayores inestabilidades se producen, en cambio, en la ladera norte, mientras que en la ladera sur sólo se producirían pequeñas roturas superficiales, controladas por la fracturación del

material.

A partir de estos resultados parece deducirse que el ángulo de incidencia de la señal en la zona de estudio no pudo ser vertical, debiendo encontrarse en un valor próximo a 50° (tal vez un poco menor), pero tampoco pudo ser mayor, pues las zonas de inestabilidad resultante no son entonces congruentes con lo observado *in situ*.

6. DISCUSIÓN

La elaboración de mapas previsores de inestabilidades de ladera inducidas por terremotos durante un posible escenario sísmico requiere poder conocer la forma en que interactúan las laderas y las ondas sísmicas.

Al aplicarse técnicas estándar para la elaboración de mapas previsores (p.e. Jibson et al., 2000), los parámetros sísmicos del problema (aceleración, intensidad Arias, etc.) se “propagan” con la distancia según leyes de atenuación del movimiento del suelo, y los valores resultantes de movimiento del suelo son posteriormente combinados con el propio estado de ladera para así obtener los mapas previsores del escenario en cuestión. Sin embargo, para valles situados en campo próximo, los parámetros sísmicos resultantes en este tipo de metodologías no mostrarían una variación significativa, sólo la debida a la mayor o menor distancia relativa al foco, dado que los mismos han sido calculados a partir de leyes de atenuación (que sólo tienen en cuenta la magnitud del evento y la distancia al epicentro), pero no su orientación relativa al mismo. En estas metodologías es posible introducir el efecto de amplificación estratigráfica e incluso de la amplificación topográfica (p.e. Rodríguez-Peces et al., 2011) para así obtener escenarios más complejos y realistas.

Los resultados del análisis retrospectivo realizado demuestran que en campo próximo, donde la severidad de la sacudida es mayor y, por ello sus consecuencias, además de los anteriores factores también adquiere gran importancia el ángulo de incidencia de la perturbación. Variaciones en dicho ángulo pueden dar lugar a cambios significativos en la severidad de la sacudida en las dos laderas de un valle, de manera que es posible que se produzcan amplificaciones notables del movimiento del suelo en una ladera y no en la otra, lo que se traducirá en presencia/ausencia de inestabilidades, o en notables variaciones en el tamaño de éstas, como así se ha observado durante el terremoto de Lorca. Como consecuencia de ello, en campo próximo, donde la incidencia de la señal no es vertical, este ángulo es elemento muy importante que debe considerarse en las metodologías de elaboración de mapas previsores, algo que actualmente no sucede.

En la modelización efectuada no se ha considerado el efecto de la diferente procedencia de la señal (siempre se ha considerado incidentes desde el SE, por encontrarse la zona de estudio al NW de la falla causante); sin embargo, por la misma razón, puede deducirse que

cambios en el ángulo de propagación de la señal producirá cambios significativos en los resultados del modelo.

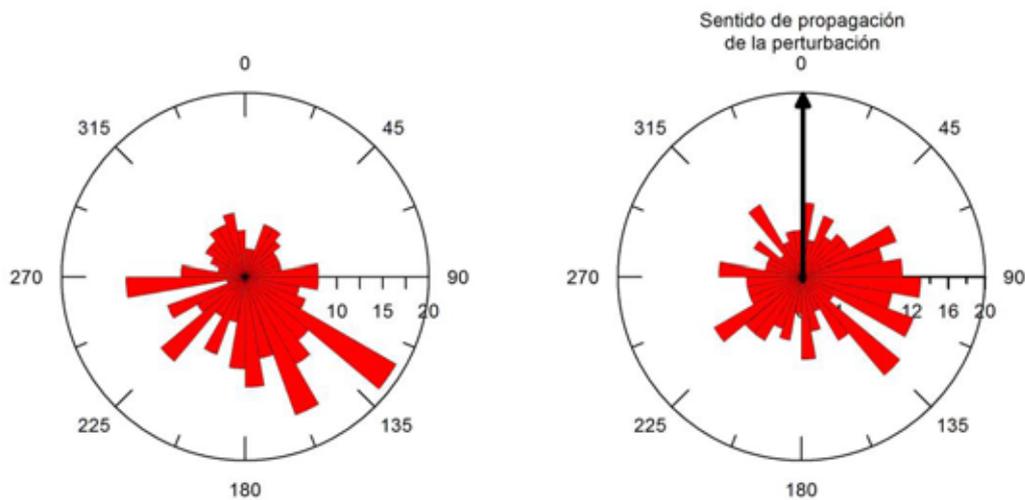


Figura 4. Izquierda: Aspecto de las laderas en las que se produjeron inestabilidades inducidas por el terremoto. Derecha: Ángulo observado entre la dirección de propagación de la perturbación y el aspecto de las laderas donde hubo inestabilidad.

Una forma simplificada de comprobar este hecho se presenta en la Figura 4. En ella se comprueba que la mayoría de las inestabilidades se produjeron en laderas cuyo aspecto (ángulo formado por la línea de máxima pendiente de la ladera con la dirección N-S) es hacia el SE, es decir, laderas orientadas en sentido NE-SW. Sin embargo, cuando se considera no sólo el aspecto sino también el propio sentido de propagación de la perturbación, se comprueba que existe una relación geométrica clara entre ambos: la mayoría de las inestabilidades tuvieron lugar en laderas que se orientaban paralelamente al sentido de propagación de la perturbación (aspecto perpendicular a dicho sentido de propagación). De acuerdo con esta figura, las ondas S, que aplican esfuerzos de cizalla perpendicularmente al sentido de propagación de la perturbación, parecen ser el agente inductor principal de las inestabilidades. Es importante señalar que la mayoría de las inestabilidades se encuentran en laderas de aspecto a 90° (rotación dextrógira), mientras que a -90° el número de estas es menor. En el modelo numérico presentado se ha considerado que el evento está constituido por ondas SV que se propagan ascendiendo desde la base del modelo, pero aplicando esfuerzos en sentido perpendicular a dicha trayectoria, en congruencia con lo observado en la Figura 4.

7. CONCLUSIONES

- En el valle de la Rambla del Puente de los 17 Arcos se localizaron las inestabilidades

de mayor tamaño que desencadenó el terremoto de mayo de 2011 en Lorca. Pese a una geomorfología y estructura geológica sencilla, subhorizontal, las grandes inestabilidades se localizaron todas en la ladera sur del valle, mientras que en la ladera norte sólo se produjeron pequeños desprendimientos.

- Se ha realizado un análisis numérico retrospectivo del valle mediante el código FLAC apoyado en investigación geológica, geomecánica y geofísica de campo.
- Los resultados del análisis numérico demuestran que el ángulo de incidencia de la señal juega un papel clave, que controla la severidad de la sacudida y, en consecuencia, la localización de las inestabilidades en las laderas.
- Estos mismos resultados demuestran que en campo próximo este parámetro (ángulo de incidencia) y la relación geométrica entre las laderas y el sentido de propagación de la perturbación es clave para comprender la localización de las inestabilidades sismo-inducidas. Precisamente por ser las zonas más próximas al foco, se trata de las zonas donde más inestabilidades inducen los terremotos.

8. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto CGL2011-30153-C02-02 y por el grupo de investigación VIGROB-184 (Universidad de Alicante).

REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012a. Widespread landslides induced by the Mw 5.1 Lorca, SE Spain, earthquake of 11 May 2011. *Engineering Geology*, 137-138: 40-52.
- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012b. Landslides induced by the May 11 (2011), Lorca (SE Spain), earthquake (Mw 5.1). *Proc. ESC-ISL, Banf*, 5 p.
- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Giner, J.J., Lenti, L., López-Casado, C., Martino, S. and Scarascia-Mugnoza, G., 2012c. The role of near-field interaction between seismic waves and slope on the triggering of a rockslide at Lorca (SE Spain). *Natural Hazards and Earth System Science*, 12: 3631-3643.
- gliardi, F., Crosta, G. and Zanchi, A., 2001. Structural constraints on deep-seated slope deformation kinematics. *Engineering Geology*, 59: 83-102.
- Ashford, S.A. and Sitar, N., 1997. Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep coastal bluff. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 87: 692-700.
- Bouckovalas, G.D. and Papadimitriou, A.G., 2005. Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25: 547-558.
- Bozzano, F., Lenti, L., Martino, S., Paciello, A. and Scarascia Mugnozza, G., 2008a. Self-excitation process due to local seismic amplification responsible for the 31st October 2002 reactivation of the Salcito landslide (Italy). *Journal of Geophysical Research*, 113: B10312, doi:10.1029/2007JB005309.

- Cabañas, L., Carreño, E., Izquierdo, A., Martínez-Solares, J.M., Capote, R., Martínez-Díaz, J., Benito, B., Gaspar, J., Rivas, A., García-Mayordomo, J., Pérez, R., Rodríguez-Pascua, M.A., and Murphy-Corella, P., 2011. *Informe del sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011*. Instituto Geográfico Nacional. Madrid.
- Delgado, J., Garrido, J., López-Casado, C., Martino, S. and Peláez, J.A., 2011b. On far field occurrence of seismically induced landslides. *Engineering Geology*, 123: 204-213.
- Havenith, H.B., Jongmans, D., Faccioli, E., Abdrakhmatov, K. and Bard, P.Y., 2002. Site effect analysis around the seismically induced Ananevo rockslide, Kyrgyzstan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(8): 3190-3209.
- Havenith, H.B., Vanini, M., Jongmans, D. and Faccioli, E., 2003. Initiation of earthquake-induced slope failure: influence of topographical and other site specific amplification effects. *Journal of Seismology*, 7: 397-412.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edn. *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, 1:267-273.
- ITASCA, 2011. *FLAC 6.0: User manual*. Licencia 213-039-0127-30821 (Sapienza – Universidad de Roma).
- Jibson, R.W., Harp, E.L. and Michael, J.A., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271–289.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406-421.
- Lenti, L., and Martino, S., 2010. New procedure for deriving multifrequential dynamic equivalent signals (LEMA_DES): a test-study based on Italian accelerometric records. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8: 813–846.
- Lenti, L., and Martino, S., 2011. The interaction of seismic waves with step-like slopes and its influence on landslide movements. *Engineering Geology*, 126: 19-36.
- López-Comino, J.A., Lis Mancilla, F. de, Morales, J. and Stich, D., 2012. Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophysical Research Letters*, 39: L03301, doi:10.1029/2011GL050498.
- Martino, S. and Scarascia Mugnozza, G., 2005. The role of the seismic trigger in the Calitri landslide (Italy): historical reconstruction and dynamic analysis. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 25: 933-950.
- Montenat, C., Ott d'Estevou, P. and Coppier, G. (1990). *Les bassins néogènes entre Alicante et Cartagena*. In: *Les bassins néogènes du domaine bétique oriental (Espagne)*. Doc. et Trav., IGAL, 12-13.
- Nguyen, K.V. and Gatmiri, B., 2007. Evaluation of seismic ground motion induced by topographic irregularities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27: 183-188.
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J. and Chandler, R.J., 1999. Earthquake-induced landslides: 1980–1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325–346.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M. and Jabaloy, A. 2011. Regional Hazard Assessment of Earthquake-Triggered Slope Instabilities Considering Site Effects and Seismic Scenarios in Lorca Basin (Spain). *Environmental & Engineering Geoscience*, 18(2): 183–196.
- Sánchez-Sesma, F.J. and Rosenblueth, E., 1979. Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7: 441-450.

LA ORIENTACIÓN DE LA SACUDIDA SÍSMICA COMO FACTOR DESENCADENANTE DE INESTABILIDADES DE LADERA: EL CASO DEL TERREMOTO DE LORCA DE 2011

**MARTÍN JESÚS RODRÍGUEZ-PECES^{1*}, JOSÉ JESÚS MARTÍNEZ-DÍAZ^{1,2},
JULIÁN GARCÍA-MAYORDOMO³ y MEAZA TSIGE¹**

¹ Departamento de Geodinámica, Universidad Complutense de Madrid, 28040. Madrid.
martinjr@geo.ucm.es

² Instituto de Geociencias (CSIC, UCM). C/José Antonio Novais, 2. 28040. Madrid.

³ Instituto Geológico y Minero de España (IGME). C/La Calera, 1. 28760. Tres Cantos (Madrid).

RESUMEN

El 11 de mayo de 2011 ocurrió un terremoto de magnitud M_w 5,2 que afectó de forma importante a la localidad de Lorca (Murcia). Asociado a este evento, se produjeron gran cantidad de inestabilidades de ladera, muchas más que en cualquier otro terremoto registrado instrumentalmente en la Cuenca de Lorca. Un total de 100 inestabilidades han sido cartografiadas, pudiendo clasificarlas como desprendimientos aislados de roca y suelos con un tamaño relativamente pequeño. El análisis de los desprendimientos permite observar que, aunque la dirección del movimiento del desprendimiento esté controlada por la orientación de la pendiente, los planos de discontinuidad cuya apertura controlan los desprendimientos presentan una dirección NE-SO, sugiriendo que la sacudida del terreno fue más intensa en la dirección NO-SE. Además, la mayoría de las inestabilidades se produjeron en laderas orientadas hacia el NO, sugiriendo que el frente de onda del terremoto pudo tener esa misma trayectoria de propagación.

1. INTRODUCCIÓN

El 11 de mayo de 2011 ocurrió un terremoto de magnitud M_w 5,2 (López-Comino et al., 2012) en la región oriental de la Cordillera Bética que afectó de forma importante a la

localidad de Lorca (Murcia). Este evento sísmico ocurrió aproximadamente dos horas después de un precursor de magnitud M_w 4,6 (Fig. 1). El terremoto principal causó 9 víctimas mortales, 300 heridos y severos daños en más de 1200 edificios de diversas tipologías, induciendo pérdidas estimadas en alrededor de $2 \cdot 10^8$ €. El epicentro del evento principal y del mayor precursor coincide con la localización de una de las fallas más activas en la Cordillera Bética, la Falla de Alhama de Murcia (FAM) (Bousquet y Montenat, 1974; Martínez-Díaz et al., 2001), sugiriendo que una pequeña área de esta falla pudo haber experimentado una ruptura (Martínez-Díaz et al., 2012). Esta observación está también validada por los mecanismos focales obtenidos por diferentes agencias para ambos eventos (cf. Martínez-Díaz et al., 2012), los cuales indican un desplazamiento oblicuo con una componente inversa en coincidencia con la actividad reciente de la Falla de Alhama de Murcia (Silva et al., 1997; Martínez-Díaz y Hernández-Enrile, 2001; Martínez-Díaz et al., 2001; Masana et al., 2004). El registro del acelerómetro de la estación de Lorca de la red acelerométrica del IGN (Fig. 1) indica que la mayor parte del movimiento del suelo relacionado con este terremoto se concentró en un pulso de amplitud (IGN, 2011; Susagna et al., 2012), alcanzándose las mayores aceleraciones registradas instrumentalmente en España (360 cm/s^2). También se ha interpretado la existencia de un efecto de directividad, ya que la propagación del frente de ruptura y la dirección de deslizamiento están orientadas desde el noreste hacia el suroeste, en dirección a Lorca y coincidiendo con la dirección de la Falla de Alhama de Murcia (López-Comino et al., 2012; Buforn et al., 2012; Rueda et al., 2012).

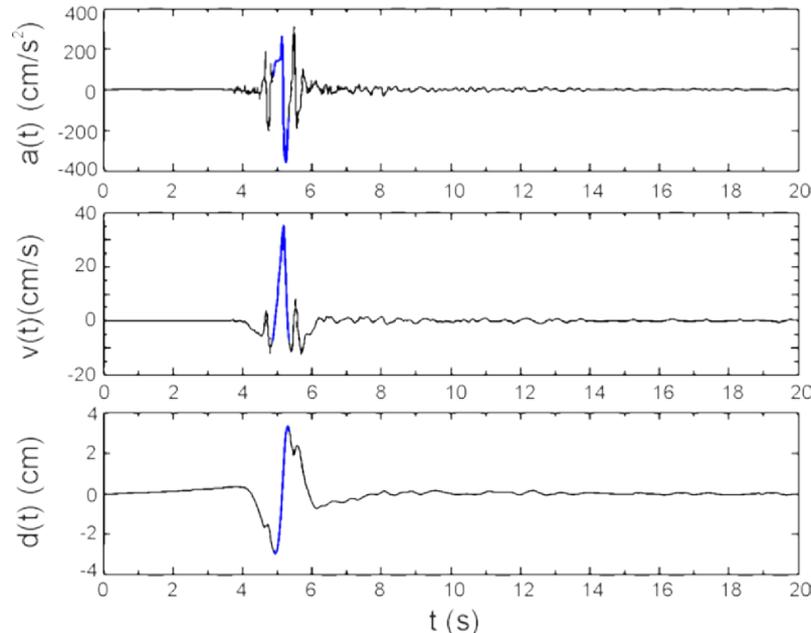


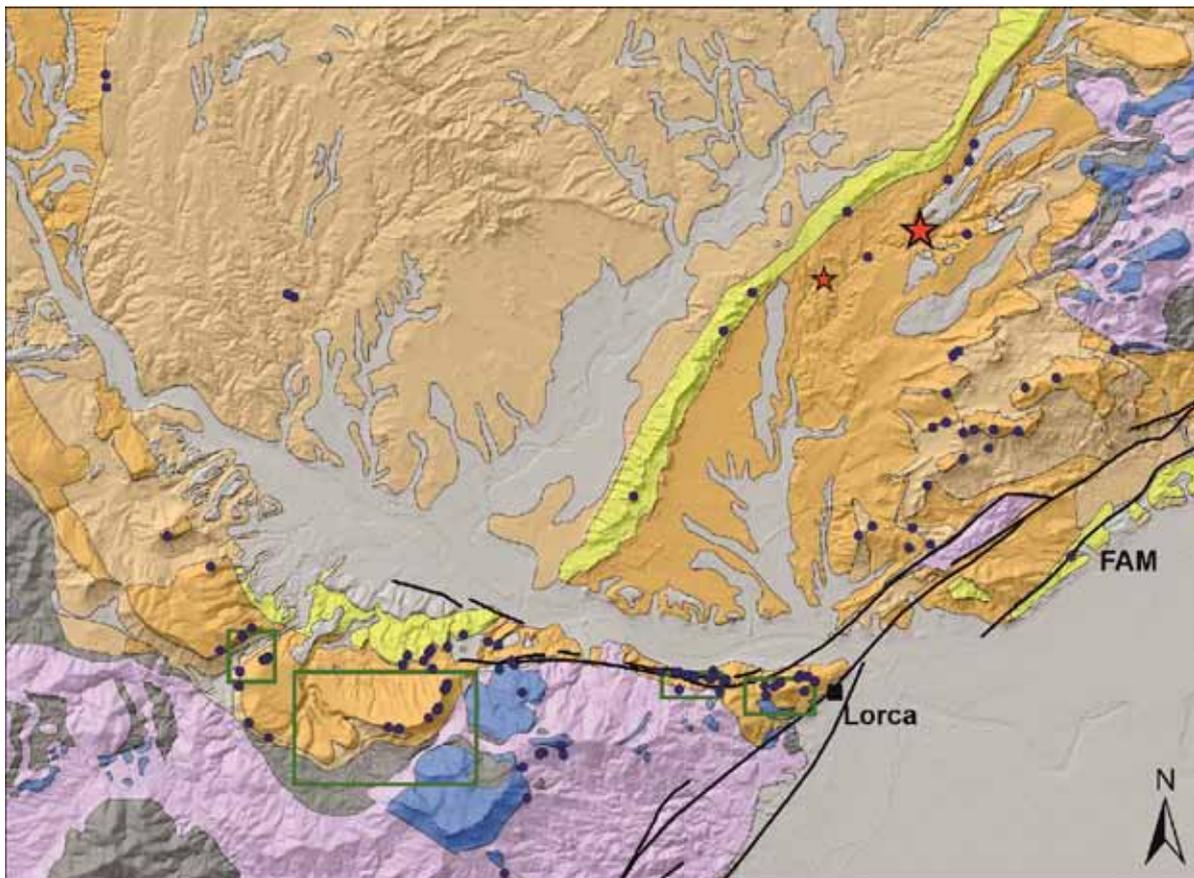
Figura 1. Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente horizontal N-S (de orientación $N30^\circ O$) del acelerógrafo de Lorca correspondientes al terremoto principal (M_w 5,2) de la serie sísmica de Lorca (IGN, 2011). La mayoría de la energía del sismo se liberó en un pulso (tramo marcado en azul) caracterizado por una aceleración de 360 cm/s^2 , una velocidad de 36 cm/s y un desplazamiento de 3 cm .

Asociada a la sacudida provocada por el terremoto de Lorca de 2011, se produjo una gran cantidad de inestabilidades de ladera, muchas más que cualquier otro terremoto registrado instrumentalmente en el entorno de la Cuenca de Lorca. En este trabajo se presenta la distribución y características de las inestabilidades de ladera provocadas por el terremoto de Lorca de 2011 y su relación con la orientación de la sacudida sísmica. Para ello se ha realizado un análisis y comparación entre la orientación que presentan las laderas donde se han producido las inestabilidades, la orientación de las discontinuidades presentes en las mismas y la orientación de caída de las inestabilidades de ladera.

2. INESTABILIDADES DE LADERA PROVOCADAS POR EL TERREMOTO DE LORCA DE 2011

La distribución y tipología de estas inestabilidades fueron obtenidas en campañas de campos realizadas entre Mayo y Septiembre de 2011 y contrastadas con las fotografías aéreas que se tomaron inmediatamente después de la serie sísmica. De manera adicional, el inventario se ha contrastado con el elaborado por Alfaro et al. (2012). En el presente trabajo sólo se han considerado las inestabilidades con un tamaño significativo ($>1 \text{ m}^3$), resultando un total de 100 inestabilidades cartografiadas (Fig. 2). Éstas cubren una amplia zona de unos 82 km^2 hacia el suroeste del epicentro, lo cual parece coherente con el efecto de directividad hacia el SO asociada al terremoto de Lorca. A pesar de ello, la densidad de inestabilidades puede considerarse relativamente baja ($1,2$ por km^2).

En general, prácticamente todas las inestabilidades de ladera pueden ser clasificadas de acuerdo con Keefer (1984) como de tipo disgregado, en concreto desprendimientos aislados de roca y suelos con un tamaño relativamente pequeño (Fig. 3a). Estas inestabilidades de tipo disgregado son el tipo de inestabilidad provocada por terremotos más frecuentes en la Cordillera Bética (Delgado et al., 2011), así como a nivel mundial (Keefer, 1984 y 2002). Las principales litologías afectadas por estas inestabilidades son las calcarenitas y las calizas (61 %), seguidas por los conglomerados, areniscas y argilitas (20 %), de los yesos y margas (11 %) y de las filitas, cuarcitas y areniscas (8 %). El volumen aproximado de los desprendimientos oscila entre 1 m^3 y 100 m^3 , estando la mayoría desarrollados en laderas con pendientes pronunciadas y en escarpes rocosos. En concreto, se distribuyen principalmente en los frentes montañosos con orientación NE-SO, tales como las sierras de Peña Rubia y de La Tercia, Cejo de los Enamorados, La Serrata (Fig. 3).



Terremotos de Lorca de 2011

- ★ Precursor (Mw 4.6)
- ★ Evento principal (Mw 5.2)
- Desprendimientos
- Falla de Alhama de Murcia (FAM)

0 1 2 4 km

Litologías

- Micaesquistos, cuarcitas y gneisses
- Filitas, cuarcitas y areniscas
- Calizas y dolomías
- Calcarenitas, margocalizas y margas
- Yesos y margas
- Conglomerados, areniscas y argilitas
- Gravas, arenas y arcillas

Figura 2. Distribución de las principales inestabilidades de ladera provocadas por el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011 (puntos azules). También se muestra la localización del terremoto principal ($M_w=5.2$) y del precursor más fuerte ($M_w=4.6$). FAM: Falla de Alhama de Murcia. Las áreas de las laderas y desprendimientos analizados se representan con rectángulos verdes (de izquierda a derecha: Rambla de los 17 Arcos, Cejo de los Enamorados, Falla de las Viñas y Castillo de Lorca).

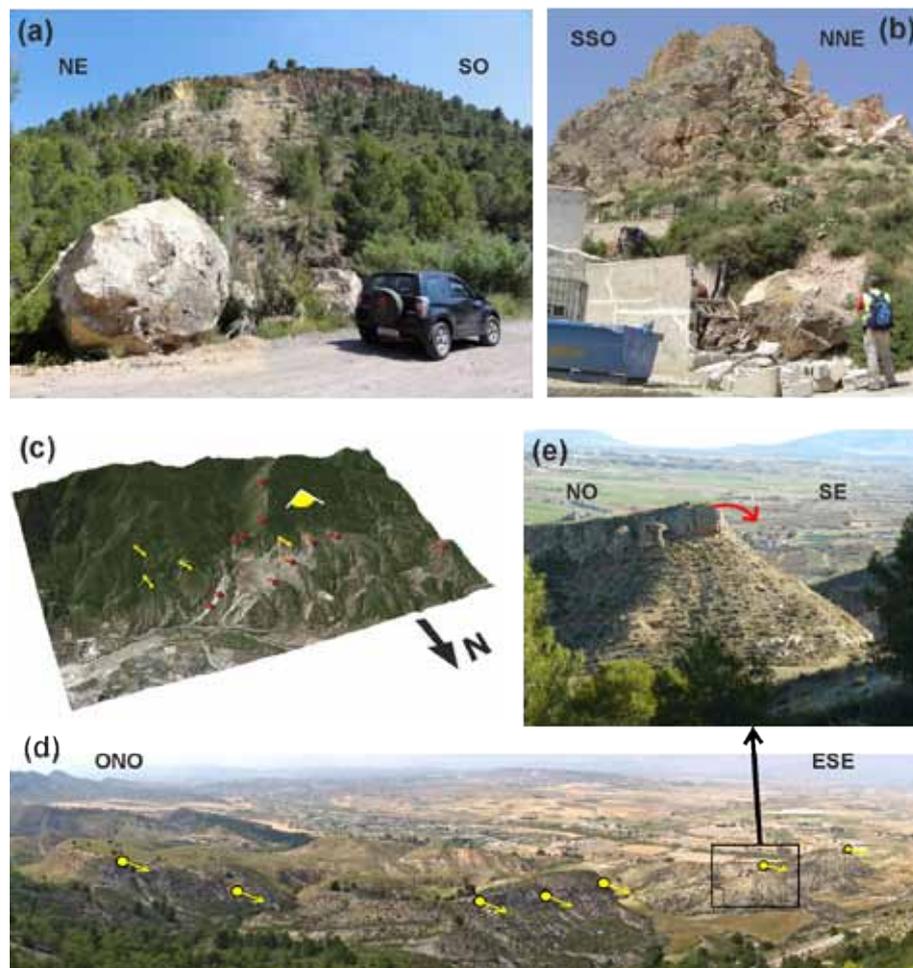


Figura 3. Ejemplos de inestabilidad de ladera provocados por los terremotos de Lorca del 11 de mayo de 2011(modificado de Martínez-Díaz et al., 2012). (a) Uno de los mayores desprendimientos rocosos ($\sim 100 \text{ m}^3$) localizado en la Rambla de los 17 Arcos; (b) Daños producidos en edificaciones relacionados con desprendimientos en las proximidades del Castillo de Lorca. Nótese que la malla metálica que refuerza la ladera termina en esta sección; (c) visión 3D oblicua del relieve en la vertiente norte de la Sierra de La Peña Rubia. Las líneas rojas y amarillas muestran la posición y dirección de movimiento de las inestabilidades identificadas en la zona. El ángulo amarillo marca el punto de vista y la orientación de la vista mostrada en la panorámica inferior. Los puntos rojos con flechas alineados al norte del mismo son los marcados en amarillo en la fotografía panorámica; (d) Panorámica mostrando la posición de los desprendimientos generados por el terremoto de Lorca a lo largo de la cresta de yesos Messinienses situada al norte del Cejo de los Enamorados. Los puntos amarillos y las flechas indican la posición de la cabecera del desprendimiento y el sentido de la caída. (e) Detalle de uno de los desprendimientos de la panorámica (d).

Afortunadamente, sólo unas pocas inestabilidades de ladera provocadas por el terremoto pueden considerarse como significativas debido a sus consecuencias: daños en edificaciones y cortes en carreteras. En particular, un bloque rocoso desprendido destruyó parte del muro de un patio de una vivienda situada en la parte más occidental de la colina del Castillo de Lorca (Fig. 3b). Del mismo modo, numerosos desprendimientos dañaron

seriamente el pavimento de la carretera de acceso al castillo y en la carretera hacia el Pantano de Puentes, la cual estuvo cerrada al tráfico temporalmente. Por otra parte, la ladera sur de la colina del Castillo de Lorca, la cual está directamente sobre la ciudad, fue reforzada hace cuatro años por medio de una malla de doble diámetro clavada en el macizo rocoso mediante bulones. Estas medidas de refuerzo parece que han actuado correctamente durante el terremoto (Fig. 3b), previniendo la ocurrencia de más desprendimientos que sin duda podrían haber agravado el daño en esta zona, especialmente en las viviendas localizadas justo debajo de esta ladera.

El área afectada por estas inestabilidades (82 km^2) es ligeramente inferior a las áreas máximas estimadas mediante las curvas de Keefer (1984) y Rodríguez et al. (1999) para un evento de igual magnitud, siendo de 94 km^2 y 133 km^2 , respectivamente. La inestabilidad más alejada del epicentro del terremoto principal ($M_w=5,2$) se localiza a 10 km, estando dentro de la máxima distancia epicentral (17 km) propuesta por Keefer (1984) para inestabilidades de tipo disgregado y un terremoto de igual magnitud. De acuerdo con la Escala Macrosísmica ESI-2007 (Michetti et al., 2007), basada únicamente en los efectos geológicos provocados por el terremoto, se ha estimado una intensidad máxima de $I_{ESI}=VII$ para el terremoto de Lorca de 2011. Este valor es coherente con la intensidad de $I_{EMS}=VII$ asignada a este evento sísmico mediante la Escala Macrosísmica Europea (EMS) basada principalmente en los daños estructurales en las edificaciones (Martínez-Díaz et al., 2012; Martínez-Solares et al., 2012).

3. METODOLOGÍA

Para realizar el análisis y comparación entre la orientación de las laderas, las discontinuidades y los desprendimientos provocados por el terremoto se han seleccionado cuatro sectores como más representativos: Rambla de los 17 Arcos, Cejo de los Enamorados, Falla de las Viñas y Castillo de Lorca (Fig. 2). Estos sectores se caracterizan por presentar la mayor cantidad de desprendimientos de mayores dimensiones, desarrollados todos ellos en la litología más abundante (calcarenitas y calizas) y en laderas o crestas montañosas con pendientes elevadas y presencia de discontinuidades.

Para cada caso se han identificado, en primer lugar, las laderas con mayor pendiente y los escarpes rocosos que pueden ser relacionados con las áreas fuente de los desprendimientos. Para ello se ha realizado el cálculo mediante un sistema de información geográfica (ArcGIS) del *Topographic Position Index* (TPI) (Weiss, 2001) empleando una herramienta desarrollada por Jenness (2006). Este índice permite realizar una clasificación semiautomática de las morfologías del terreno (lomas, cerros, sierras, crestas, pendientes suaves, valles) a partir de un modelo digital de elevaciones (Fig. 4). En este trabajo se ha empleado un modelo digital de elevaciones (MDE) de alta resolución (tamaño de píxel de $0,5 \times 0,5 \text{ m}$) derivado de datos LIDAR previos a la ocurrencia del terremoto de Lorca de 2011 (NATMUR, 2009).

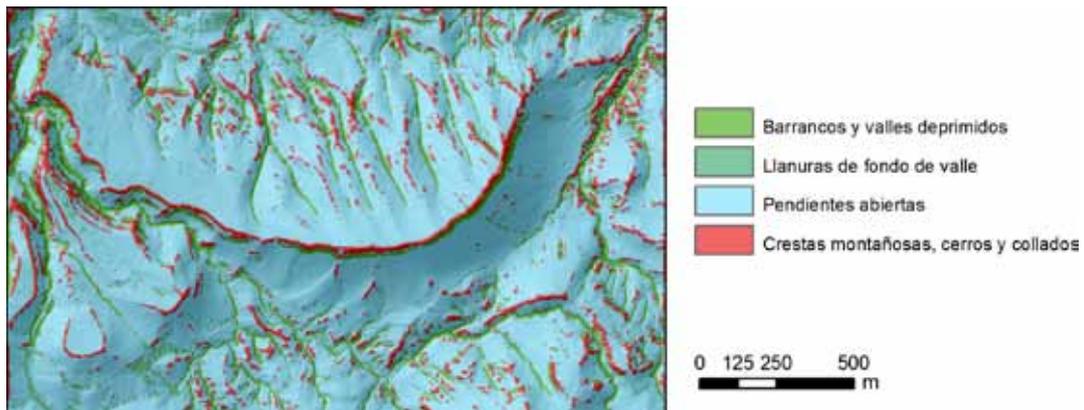


Figura 4. Ejemplo de clasificación de las morfologías del terreno derivado del índice TPI correspondiente al sector del Cejo de los Enamorados.

A continuación se ha calculado la orientación de las laderas identificadas como posibles áreas fuentes de desprendimientos para cada sector y la orientación de las laderas particulares donde se han producido los desprendimientos relacionados con el terremoto de Lorca. Por otra parte, se ha identificado la orientación de las principales familias de discontinuidades (fallas, diaclasas y grietas) que afectan a la unidad de calcarenitas y calizas mediante campañas de campo e interpretación de fotografía aérea. Por último, se ha obtenido la orientación de las trayectorias de caída de los desprendimientos provocados por el terremoto de Lorca teniendo en cuenta la localización de los escarpes y de los bloques caídos observados en el campo. Para ello, se ha realizado una simulación 3D de las trayectorias de caída de estas inestabilidades mediante la herramienta Rockfall Analyst (Lan et al., 2007) para ArcGIS tomando como base el MDE de alta resolución (Fig. 5).



Figura 5. Ejemplo de trayectorias (líneas azules) de los bloques caídos durante el terremoto de Lorca de 2011 obtenidas mediante la herramienta Rockfall Analyst (Lan et al., 2007) para el sector del Cejo de los Enamorados.

Finalmente, todos los datos de orientaciones se han comparado entre sí y con la orientación de la sacudida sísmica registrada en el acelerómetro de la estación sísmica de Lorca, con objeto de valorar su importancia como factor desencadenante de las inestabilidades de ladera.

4. RESULTADOS

Tras el análisis del registro del acelerógrafo de la estación de Lorca para el terremoto de Lorca 2011 (Fig. 6), se puede observar que la mayoría de la energía liberada por el sismo se transmitió a través de un pulso principal con una orientación del movimiento de mayor amplitud de N150°E (aproximadamente NO-SE).

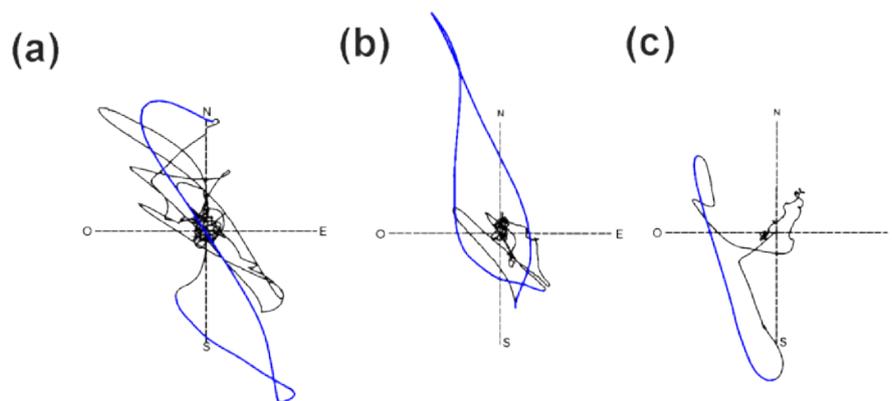


Figura 6. Diagramas del movimiento del terreno del acelerógrafo de la estación de Lorca correspondientes al terremoto principal (M_w 5,2). a) Movimiento en términos de aceleración. b) Movimiento en términos de velocidad. c) Movimiento en términos de desplazamiento. La mayoría de la energía del sismo se liberó en un pulso principal (tramo marcado en azul).

La orientación de las laderas dentro de los sectores estudiados (Castillo de Lorca, Falla de las Viñas, Cejo de los Enamorados y Rambla de los 17 Arcos) presentan una distribución prácticamente uniforme en todas las direcciones (Fig. 7a). Sin embargo, cabe destacar ciertas direcciones preferentes que aparecen con más frecuencia: aproximadamente ONO-ESE (N103°E), NE-SO (N46°E) y N-S (N173°E).

Teniendo en cuenta únicamente las laderas donde se han producido los desprendimientos relacionados con el terremoto de Lorca de 2011, las orientaciones de las laderas más frecuentes se limitan a las siguientes direcciones (Fig. 7b): aproximadamente ENE-OSO (N57°E), NE-SO (N45°E) y E-O (N83°E). Estos resultados parecen indicar que los desprendimientos se han producido en la mayoría de los casos en las laderas con vertientes orientadas hacia el NO y el SE, coincidiendo aproximadamente con la orientación del pulso de mayor amplitud del movimiento del terreno asociado al terremoto de Lorca (N150°E).

Tras el análisis de las discontinuidades (fallas, diaclasas y grietas) presentes en la unidad de

las calcarenitas y calizas, se ha observado las siguientes orientaciones principales (Fig. 7c): aproximadamente ENE-OSO (N68°E), E-O (N93°E), NE-SO (N48°E), NO-SE (N138°E) y NNO-SSE (N153°E). Estas direcciones son coherentes con las orientaciones de las principales fallas presentes a nivel regional en la Cuenca de Lorca, de dirección general NNE-SSO a NE-SO (e.g. Falla de Alhama de Murcia), y de las fallas conjugadas de dirección NO-SE (Sanz de Galdeano et al., 2012). En la mayoría de los casos, estas direcciones coinciden con las orientaciones encontradas en las laderas donde se han producido el mayor número de desprendimientos. Esto sugiere que los desprendimientos se han visto favorecidos en las laderas cuya orientación es paralela a la dirección de las discontinuidades. Por otra parte, en las discontinuidades con dirección NO-SE y NNO-SSE, orientadas perpendicularmente a estas laderas y paralelamente al pulso de mayor amplitud del movimiento del terreno asociado al terremoto (N150°E), el número de desprendimientos es considerablemente menor. Este hecho permite afirmar que una sacudida sísmica direccional como la que se dio en el terremoto de Lorca tiende a abrir las discontinuidades que son perpendiculares al movimiento y que son éstas las que controlan los bloques que pueden caer.

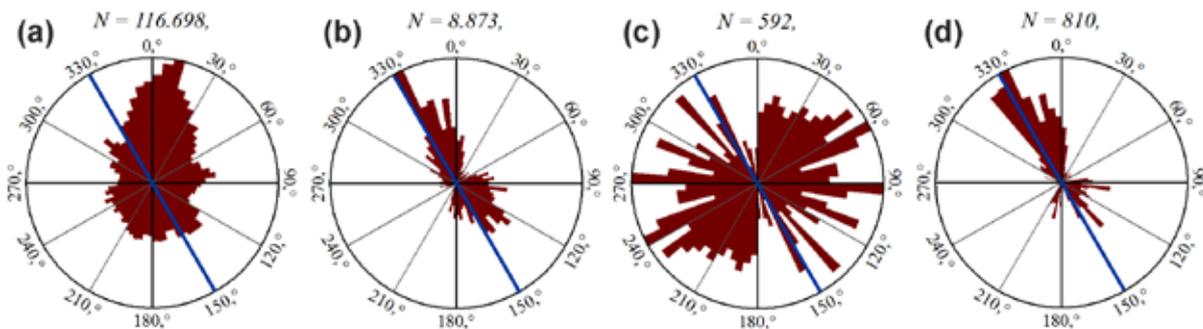


Figura 7. Diagramas de rosas mostrando las orientaciones encontradas en las zonas estudiadas (Castillo de Lorca, Falla de las Viñas, Cejo de los Enamorados y Rambla de los 17 Arcos). (a) Orientación (azimut) de las laderas, (b) Orientación (azimut) de las laderas donde se han producido los desprendimientos relacionados con el terremoto de Lorca de 2011, (c) Orientación de las discontinuidades, (d) Orientación (azimut) de la caída de los bloques desprendidos durante el terremoto. La orientación de la sacudida del terreno de mayor amplitud del terremoto de Lorca de 2011 (N150°E), registrado en el acelerómetro de Lorca, se muestra con un línea azul.

La mayoría de los bloques caídos durante el terremoto presentan trayectorias con direcciones aproximadas NNO-SSE (N150°E) y NO-SE (N138°E), lo cual es coherente con una sacudida sísmica más intensa en esa dirección (Fig. 7d). Además, el mayor número de desprendimientos presentan trayectorias con vergencia hacia el NNO y NO, sugiriendo que el frente de onda del terremoto pudo tener una trayectoria de propagación similar. Sin embargo, en menor medida, también se han observado caídas de bloques con direcciones E-O, N-S y NNE-SSO. Este hecho puede estar relacionado con que la trayectoria del desprendimiento está condicionada por la orientación y la pendiente de la ladera en donde se produce, de modo que una única dirección de sacudida sísmica puede producir trayectorias de caída con orientaciones muy diversas (Fig. 8).

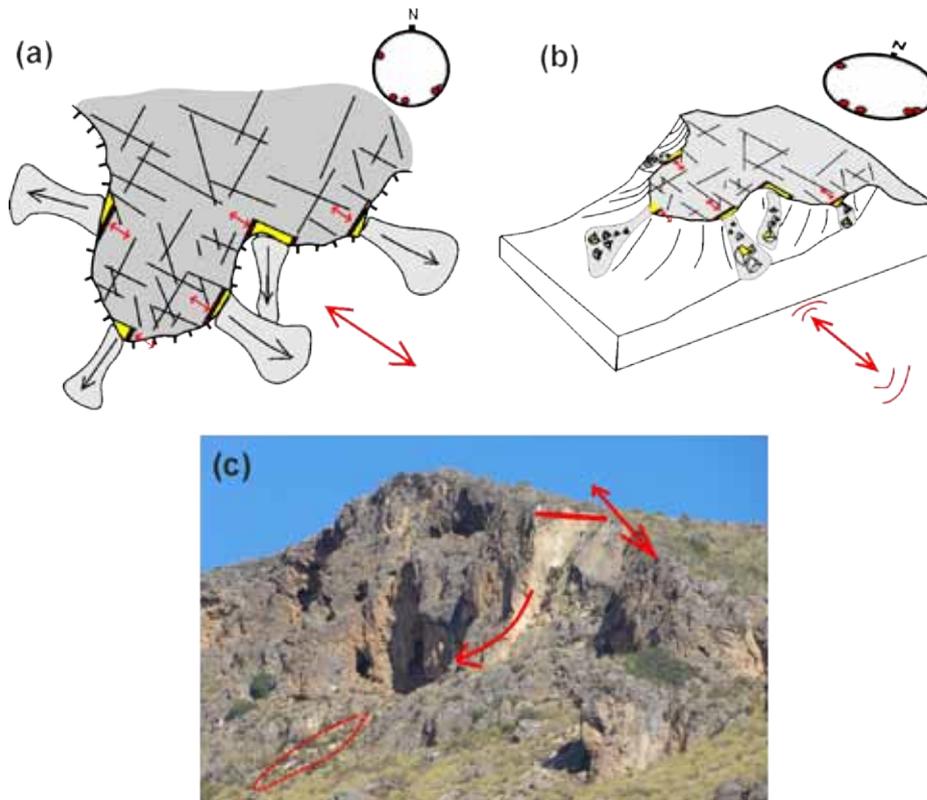


Figura 8. Interpretación del efecto de la orientación de la sacudida sísmica en la generación de los desprendimientos (modificado de Martínez-Díaz et al., 2012). En la parte superior se muestran dos esquemas interpretativos: (a) vista en planta y (b) vista oblicua. Una sacudida sísmica con dirección aproximada NO-SE como la que se dio en el terremoto de Lorca (flechas dobles rojas) tiende a abrir las discontinuidades que son perpendiculares al movimiento, controlando los bloques que pueden caer. Sin embargo, una única dirección de sacudida puede producir orientaciones de caída muy diversas (puntos rojos en la proyección estereográfica). La fotografía (c) muestra un ejemplo de esto en uno de los desprendimientos generados por el terremoto de Lorca en la Sierra de La Tercia. La sacudida produjo la desestabilización de un plano de discontinuidad con dirección NE-SO (marcado con la línea roja), mientras que la trayectoria del desprendimiento se produjo siguiendo la ladera hacia el SO, según indica la flecha roja.

5. CONCLUSIONES

El estudio de las inestabilidades ha mostrado unas características de direccionalidad que resultan interesantes a la hora de entender los efectos inducidos por el terremoto de Lorca de 2011. En los casos estudiados en este trabajo se deduce que en la mayoría de ellos una sacudida sísmica del terreno en una dirección aproximada NO-SE explicaría gran parte de los desprendimientos, siendo esto coherente con la dirección del pulso de mayor amplitud del terremoto de Lorca de 2011 (N150°E), registrado en la estación de Lorca.

Una sacudida perpendicular a la ladera tiende a abrir las discontinuidades y a favorecer el desprendimiento de bloques en mayor medida que si la sacudida se produjera paralela a la

dirección de la ladera. El análisis individualizado de los desprendimientos ha permitido observar que los planos de discontinuidad cuya apertura controla la caída de la masa rocosa presentan en la mayoría de los casos una dirección aproximada NE-SO, aunque la trayectoria del desprendimiento esté controlada por la orientación de la pendiente de la ladera. Este efecto sugiere que la sacudida del terreno durante el terremoto de Lorca fue más intensa en una dirección aproximadamente NO-SE. Además, se ha observado que la mayoría de las inestabilidades se produjeron en laderas con vertientes orientadas hacia el NNO y NO, sugiriendo que el frente de onda del terremoto pudo tener esa misma trayectoria de propagación. Todas estas observaciones son coherentes con la marcada directividad que presenta este terremoto (López-Comino et al., 2012; Buforn et al., 2012; Rueda et al., 2012).

Por último, es interesante resaltar que a la hora de analizar la direccionalidad del movimiento del terreno en un terremoto y sus efectos en las inestabilidades del terreno, la trayectoria de los desprendimientos puede no ser del todo informativa debido a que está controlada por la orientación y la pendiente de la ladera. Por contra, un análisis detallado del macizo rocoso fracturado en la cabecera del desprendimiento aporta una información mucho más valiosa para entender el movimiento cosísmico del terreno.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto CG2011-29920, TOPOBÉTICA, del MICINN y por el grupo de investigación TECTACT (GR35/10-A-910368): Tectónica Activa, Paleosismicidad y Riesgos asociados de la Universidad Complutense de Madrid.

REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, J.A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012. Widespread landslides induced by the Mw 5.1 earthquake of 11 May 2011 in Lorca, SE Spain. *Engineering Geology*, 137-138: 40-52.
- Bousquet, J.C., and Montenat, C., 1974. Presence de décrochements Nord Est - Sud Ouest plio-quaternaires dans les Cordillères bétiques orientales (Espagne). Extension et signification générale. *Comptes-Rendus de l'Académie des Sciences de Paris*, 278: 2617-2620.
- Buforn, E., Pro, C., Cesca, S., Sanz de Galdeano, C. and Udías Vallina, A., 2012. Proceso de ruptura del sismo de Lorca. *Física de la Tierra*, 24: 71-82.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., García-Tortosa, F.J., Alfaro, P. and López Casado, C., 2011. Seismically-induced landslides in the Betic Cordillera (S Spain). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 1203-1211.
- IGN (Instituto Geográfico Nacional), 2011. *Serie terremoto NE Lorca (Murcia)*, Madrid. [Accesible en <http://www.ign.es>.]
- Jenness, J., 2006. Topographic Position Index (tpi_jen.avx) extension for ArcView 3.x, v.1.3a. Jenness Enterprises. [Accesible en <http://www.jennessent.com/arcview/tpi.htm>.]
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406-421.

- Keefe, D.K., 2002. Investigating landslides caused by earthquakes - A historical review. *Surveys in Geophysics*, 23: 473-510.
- Lan, C.H., Derek Martin, C. and Lim, C.H., 2007. RockFall analyst: A GIS extension for three-dimensional and spatially distributed rockfall hazard modeling. *Computers & Geosciences*, 33(2): 262-279.
- López-Comino, J.A., Mancilla, F.L., Morales, J. and Stich, D., 2012. Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophysical Research Letters*, 39: L03301.
- Martínez-Díaz, J.J. and Hernández-Enrile, J.L., 2001. Using travertine deformations to characterize paleoseismic activity on an active oblique-slip fault: the Alhama de Murcia Fault (Betic Cordillera-Spain). *Acta Geologica Hispanica*, 36(3-4): 297-313.
- Martínez-Díaz, J.J., Masana, E., Hernández-Enrile, J.L. and Santanach, P., 2001. Evidence for coseismic events of recurrent prehistoric deformation along the Alhama de Murcia Fault, southeastern Spain. *Acta Geologica Hispanica*, 36(3-4): 315-327.
- Martínez-Díaz, J.J., Álvarez-Gómez, J.A., García-Mayordomo, J., Insua-Arévalo, J.M., Martín-González, F. and Rodríguez-Peces, M.J., 2012. Interpretación tectónica de la fuente del terremoto de Lorca de 2011 (M_w 5,2) y sus efectos superficiales. *Boletín Geológico y Minero*, 123(4): 441-458.
- Martínez Solares, J.M., Cantavella Nadal, J.V., Cabañas Rodríguez, L. and Valero Zornosa, J.F., 2012. El terremoto de Lorca de 11 de mayo de 2011 y la sismicidad de la región. *Física de la Tierra*, 24: 17-40.
- Masana, E., Martínez-Díaz, J.J., Hernández-Enrile, J.L. and Santanach, P., 2004. The Alhama de Murcia fault (SE Spain), a seismogenic fault in a diffuse plate boundary: Seismotectonic implications for the Ibero-Magrebian region. *Journal of Geophysical Research*, 109(1): 1-17.
- Michetti, A.M., Esposito, E., Guerrieri, L., Porfido, S., Serva, L., Tatevossian, R., Vittori, E., Audemard, F., Azuma, T., Clague, J., Comerci, V., Gurpinar, A., Mc Calpin, J., Mohammadioun, B., Mörner, N.A., Ota, Y. and Roghazin, E., 2007. Intensity Scale ESI 2007. In: Guerrieru, L. and Vittori, E. (Editors), *Mem Descr Carta Geol d'Italia*, 74, Servizio Geologico d'Italia, Dipartimento Difesa del Suolo, APAT, Roma, Italia.
- NATMUR, 2009. Pulsos LIDAR. Proyecto Natmur-08. Consejería de Agricultura y Agua. Dirección General de Patrimonio Natural y Biodiversidad de la Región de Murcia. [Accesible en ftp://meristemum.carm.es/Natmur08/5.MDE/5.8%20NatMur08_MDE_las/]
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J. and Chandler, R.J., 1999. Earthquake-induced landslides: 1980- 1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325-346.
- Rueda Nuñez, J., Mezcuca Rodríguez, J. and García Blanco, R., 2012. Directividad de la fuente sísmica en el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. *Física de la Tierra*, 24: 83-111.
- Sanz de Galdeano, C., García-Mondéjar, J. and Ferrairó, J., 2012. Evolución tectónica del sector de Lorca desde el Mioceno superior al Cuaternario. *Física de la Tierra*, 24: 193-211.
- Silva, P.G., Goy, J.L., Zazo, C., Lario, J. and Bardají, T., 1997. Paleoseismic indications along 'aseismic' fault segments in the Guadalentín Depression (SE Spain). *Journal of Geodynamics*, 24(1-4): 105-115.
- Susagna, T., Cabañas, L., Goula, X., Alcalde, J.M. and Belvaux, M., 2012. Análisis de los parámetros de los acelerogramas registrados en los seísmos de Lorca, de interés para la Ingeniería. *Física de la Tierra*, 24: 213-234.
- Weiss, A., 2001. Topographic Position and Landforms Analysis. Poster presentation, ESRI User Conference, San Diego, CA.

MOVIMIENTOS DE LADERA INDUCIDOS POR TERREMOTOS EN LA PENÍNSULA IBÉRICA

**José DELGADO¹, Fernando S.F. MARQUES², Teresa G. VAZ³, Investigadores
Inestabilidades sismo-inducidasⁱ**

¹ Departamento de Ciencias de la Tierra y Medio Ambiente
Facultad de Ciencias
Universidad de Alicante

² Departamento e Centro de Geologia
Faculdade de Ciências
Universidade de Lisboa

³ Instituto de Geografia e Ordenamento do Território
Universidade de Lisboa
Lisboa

RESUMEN

La ocurrencia de inestabilidades de ladera inducidas por terremotos es conocida en España y Portugal desde épocas remotas. Durante las últimas décadas, varios grupos de investigación han realizado estudios al respecto que han permitido recopilar información sobre este fenómeno. En este trabajo se realiza una revisión de las aportaciones realizadas y se presenta una base de datos elaborada a partir de tales contribuciones, la cual contiene eventos desencadenantes e inestabilidades asociadas ocurridos en la Península Ibérica y territorios insulares de España y Portugal. A partir de ella se

ⁱ Investigadores inestabilidades sismo-inducidas: Pedro ALFARO (UA), José M. AZANÓN (UGR), Daniel CLAVERO (UGR), Sara FIGUERAS (IGC), Julián GARCÍA-MAYORDOMO (IGME), Francisco J. GARCÍA-TORTOSA (UJA), Jesús GARRIDO (UGR), Luis HERNÁNDEZ (COPTPT-GC), Luca LENTI (IFSTTAR), Juan A. LÓPEZ (IES J.Arcas), Carlos LÓPEZ-CASADO (UGR), Albert MACAU (IGC), Salvatore MARTINO (ULS), Joaquín MULAS (IGME), José A. PELÁEZ (UJA), Martín J. RODRÍGUEZ-PECES (UCM), Juan C. SANTAMARTA (ULL), Eugenio SANZ (UPM), Pablo G. SILVA (USAL), J. L. ZÉZERE (UL)

analizan las características de las inestabilidades inducidas, considerando su tipología y las distancias de ocurrencia en función de la magnitud de los eventos desencadenantes. Los datos constituyen una base para futuros estudios de riesgos asociados a este fenómeno.

1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos constituyen un efectivo agente desencadenante de inestabilidades de ladera. Frecuentemente, estas inestabilidades sismo-inducidas causan graves daños a la sociedad (edificios, estructuras e infraestructuras; Bird y Bommer, 2004). Desgraciadamente, el efecto de las inestabilidades sismo-inducidas como agente causante de daños tiende a ser minusvalorado, siendo atribuidas sus consecuencias en muchos casos a la propia sacudida.

Si bien la ocurrencia de inestabilidades de ladera inducidas por terremotos en la Península Ibérica está documentada desde muy antiguo, su estudio es relativamente reciente tanto en España como en Portugal, a diferencia de los estudios de movimientos de ladera inducidos por otras causas (lluvia, erosión, etc.). En el presente trabajo presentamos una revisión de las contribuciones realizadas por los diversos grupos que han estudiado esta problemática y publicado sus logros, poniendo especial énfasis en el inventario de inestabilidades de ladera que ha resultado a partir de dichas contribuciones.

2. LÍNEAS DESARROLLADAS

El estudio de los movimientos de ladera sismo-inducidos se ha efectuado desde cuatro aproximaciones básicas: (1) en el marco de estudios de Tectónica Activa, (2) realización de inventarios asociados a eventos concretos, (3) elaboración de mapas previsores, y (4) análisis de inestabilidades concretas. No obstante, la relación existente entre las líneas de trabajo hace que muchos trabajos puedan asignarse a varias líneas a la vez.

En los estudios de Tectónica Activa no es frecuente que se reconozcan o caractericen inestabilidades: el tiempo transcurrido desde el episodio de actividad de la falla en cuestión hasta la actualidad es tal que muchas de las inestabilidades reconocibles pueden atribuirse a múltiples causas, siendo difícil su asignación a un paleoevento concreto. Igualmente, existen dudas acerca de la posible magnitud del evento causante. Como consecuencia, existen incertidumbres inherentes a algunos resultados obtenidos; así, el estudio de una ladera inestable en el valle inferior del río Tajo permitió a Fonseca et al. (2000) y a Vilanova y Fonseca (2004) deducir la existencia de una falla activa. Sin embargo, Cabral y Marques (2001) y Cabral et al. (2011) señalaron que dicha ladera ya era inestable en condiciones estáticas, aunque no pudiera descartarse un origen sísmico.

Tan sólo en el caso de estudios realizados sobre fallas con actividad en épocas históricas (recientes) se han podido identificar y asociar inestabilidades a terremotos. Tal es el caso de los estudios sobre la falla de Sencelles, Mallorca (Silva et al., 2001) o del terremoto de Carmona de 1504 (Vollmert et al., 2011). Así, la documentación recopilada durante el estudio de la falla de Sencelles permitió localizar varios desprendimientos causados por el denominado terremoto de Palma de 1851 (Io = VII).

A partir de esta información se está procediendo a la catalogación de los efectos geológicos de los terremotos en España mediante la aplicación de la Escala Macrosísmica de efectos Ambientales de los terremotos ESI-2007 (Michetti et al., 2007; Reicherter et al., 2009; INQUA, 2013). El catálogo preliminar incluye 32 movimientos de ladera sísmicamente inducidos: 6 grandes deslizamientos y 23 desprendimientos (Silva et al., 2008). Los datos analizados indican, en casi todos los casos, que las áreas macrosísmicas poseen una extensión alrededor de 80-100 km², pero los efectos geológicos relevantes (de mayores dimensiones) apenas llegan a afectar a áreas de 10 km², incluso aquellos relacionados con intensidades mayores o iguales a VII.

La segunda línea de trabajo desarrollada ha consistido en la identificación, clasificación y realización de inventarios de inestabilidades desencadenadas por eventos históricos o recientes. La rica documentación histórica disponible, tanto en España como en Portugal, ha permitido identificar inestabilidades asociadas a terremotos ocurridos en fechas tan tempranas como el año 382 b.C. Diversos documentos históricos mencionan la ocurrencia de inestabilidades de ladera inducidas por terremotos (Moreira de Mendonça, 1758; Prado, 1863; Fernández Castro et al., 1885; Orueta, 1885; entre otros muchos). Frecuentemente esta documentación ha sido recopilada en el marco de estudios de sismicidad histórica, facilitando su posterior consulta (IGN, 1980; Vidal, 1986; Barata, 1989; Martínez Solares, 2001; Olivera et al., 2006; entre otros). A partir de esta información, diversos autores han elaborado, a su vez, catálogos de inestabilidades sismo-inducidas, tanto en España como en Portugal. Para eventos ocurridos en fechas recientes, los inventarios se han realizado a partir de la inspección *in situ* del territorio afectado. Estos trabajos han permitido identificar centenares de inestabilidades.

A partir de registros históricos, Zêzere et al. (2001) describen las inestabilidades de Costa do Castelo y de Santa Catarina, localidades afectadas por los terremotos de 1512 y 1597, respectivamente, procurando reconstruir sus características y tipologías. Marques (2004) estudió la relación directa entre sismos, erupciones y factores meteorológicos en la ocurrencia de inestabilidades en las islas Azores, enriqueciendo la base de datos de inestabilidades sismo-inducidas en la región. A partir del trabajo inicial de Zêzere et al. (2001), Vaz (2010) y Vaz y Zêzere (2011) identificaron 29 inestabilidades provocadas por la actividad sísmica en Portugal. La identificación del tipo de inestabilidad se basó en fotografías, datos históricos, arqueológicos, modelos digitales del terreno y trabajo *in situ*. No obstante, muchas veces no se pudieron clasificar debido a lo incompleto de los datos históricos. Para aquellos que sí se pudo

hacer correctamente, la mayoría de ellos correspondían a desprendimientos de rocas. Un resultado muy relevante de este trabajo fue encontrar diferencias significativas en la distribución espacial de las inestabilidades en Portugal en función del factor desencadenante: las inestabilidades desencadenadas por precipitaciones se concentraban esencialmente en el sector centro y norte del país, donde la energía del relieve es mayor, mientras que las sismo-inducidas ocurren mayoritariamente en el sur y centro de Portugal, siguiendo la distribución de las intensidades sísmicas máximas observadas en el periodo histórico e instrumental.

Delgado et al. (2011a) han elaborado un catálogo de inestabilidades sismo-inducidas en la Cordillera Bética a partir de documentación histórica, de la inspección/verificación sobre el terreno, así como de los inventarios realizados *in situ* de eventos recientes (1999 a 2005). Los datos recopilados señalan que las inestabilidades de tipo “disrupted” (*sensu* Keefer, 1984) son las más frecuentes, a semejanza de lo observado en Portugal (Vaz, 2010).

Las inestabilidades inducidas por eventos recientes (1999 hasta la actualidad) han sido inventariadas a partir de inspecciones *in situ*. Así, Mulas (1999) inventarió parte de las inestabilidades desencadenadas por el terremoto de Mula (2/Feb/1999, Mw 4.7). De la misma forma, Alfaro et al. (2012a,b,c) han publicado el inventario de inestabilidades desencadenadas por el terremoto de Lorca (11/May/2011, Mw 5.1) y Marques et al. (2007) hicieron lo propio con la serie sísmica de 2005 de Fogo-Congro (San Miguel, Azores). La principal limitación de estos estudios radica en la falta de material cartográfico post-terremoto, que sirva de apoyo para una rápida inspección regional e identificación de las inestabilidades de mayor tamaño, incluso para áreas remotas.

Una tercera línea de actuación desarrollada ha consistido en la elaboración de mapas previsores de inestabilidades sismo-inducidas. Peláez et al. (2005) elaboraron mapas de peligrosidad sísmica para el SE de la Península Ibérica en términos de Intensidad Arias (*IA*), parámetro de movimiento del suelo que tiene en cuenta no sólo la severidad de la sacudida, sino también el contenido en frecuencias y la duración del evento. Para representar los resultados utilizaron valores de 0.11, 0.32 y 0.54 m/s, valores umbral de *IA* para que ocurran inestabilidades de tipo desprendimiento, deslizamientos coherentes y extensiones laterales, respectivamente (Keefer y Wilson, 1989). El mapa de peligrosidad resultante, con un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), muestra que el sector central de la cordillera Bética y parte de la provincia de Alicante podrían verse afectados por desprendimientos. Sólo el sector de Granada y Campo de Dalías (Almería) registrarían valores de *IA* suficientemente altos como para ser esperables deslizamientos coherentes.

Hasta la fecha, la mayoría de los mapas previsores realizados se han basado en el método del bloque rígido deslizante o Newmark (Jibson, 1993, 2007; Jibson et al., 2000). En él se considera el estado de la ladera, calculando la denominada aceleración crítica (a_c) como la aceleración mínima necesaria para alcanzar un equilibrio estricto en la ladera (Factor de Seguridad = 1), y se compara con la acción sísmica (acelerogramas). Permite determinar la

probabilidad de rotura por acción sísmica en función del denominado desplazamiento de Newmark (DN), o desplazamiento acumulado resultante mientras la aceleración del terremoto excede el valor de la aceleración crítica de la ladera.

Coral Moncayo (2002) y Figueras et al. (2005) han estudiado laderas en el Principado de Andorra. Para tal fin, consideraron tres acelerogramas cuyo espectro se ajusta al resultante de un estudio de peligrosidad sísmica (periodo de retorno de 475 años, PGA 0.1g) y calcularon a_c para cada formación rocosa y diversos intervalos de pendiente. Sus resultados ponen de manifiesto que sólo aquellas laderas con pendiente superior a 40° pueden sufrir inestabilidad. De forma similar, Delgado et al. (2004a,b, 2006) han elaborado mapas de susceptibilidad en el valle del río Serpis (Alicante) definiendo diversas categorías de susceptibilidad a partir de la probabilidad de que a_c en cada punto sea inferior a 0.1g, valor que estiman debió afectar al entorno de Alcoy durante el terremoto de 1620. Los resultados obtenidos muestran una excelente correlación entre las zonas de susceptibilidad más alta y las inestabilidades desencadenadas por dicho terremoto.

Rodríguez-Peces (2008, 2010), García-Mayordomo et al. (2009) y Rodríguez-Peces et al. (2008, 2009a,b,c,d, 2011a) han aplicado extensivamente el método de Newmark para el estudio regional de sectores de Sierra Nevada (Granada) y Lorca (Murcia). Como novedad, estos autores consideran la aceleración pico resultante a partir tanto de análisis deterministas como probabilistas, incrementan dicha aceleración para tener en cuenta fenómenos de amplificación (estratigráfica y/o topográfica) y calculan DN a partir de las expresiones propuestas por Jibson (2007). Los resultados han sido comparados con inventarios de inestabilidades producidas por terremotos concretos así como por otras causas (lluvia, erosión, etc.), encontrando que la correlación entre ambos tipos de información es limitada, aunque los desplazamientos observados en las cabeceras de grandes deslizamientos sugiere que la sismicidad puede reactivar dichos deslizamientos. Adicionalmente, los valores de DN resultantes (~ 2 cm) sugieren que las inestabilidades que con mayor frecuencia se producirán serán desprendimientos y avalanchas rocosas de dimensiones reducidas y afectando a zonas también reducidas. Tan sólo para eventos de magnitud $M_w > 6.0$ es de esperar una amplia ocurrencia de estos fenómenos y la generación de deslizamientos de mayores dimensiones.

Mavrouli et al. (2009) han estudiado dos emplazamientos en Andorra (Solá de Santa Coloma), calculando el factor de seguridad según la expresión de Hoek y Bray (1981) para roturas planas. Consideraron, además, que el buzamiento de las discontinuidades a favor de las cuales podría producirse el movimiento variaba desde su buzamiento medio \pm desviación típica, que la aceleración sísmica en roca era 0.12g, la cual variaba por amplificación topográfica, y que la presión del agua en las discontinuidades podía variar entre el 0 (sin agua) y el 70%. Los resultados muestran que la zona tiene baja susceptibilidad a desprendimientos sismo-inducidos, y que estos sólo aumentarían de forma significativa cuando el agua rellene más del 50% de las discontinuidades.

Mulas et al. (2001, 2003) han realizado una zonación sísmica de diversos valles del Pirineo Central. Realizaron una clasificación del territorio a partir de una combinación (matriz) de parámetros específicos de la ladera (litología, pendiente, etc.) y de la acción sísmica (intensidad macrosísmica esperada en 475 años). Más recientemente, Mulas et al. (2010) han realizado un estudio comparativo de diversas técnicas para la elaboración de mapas previsoires en las mismas zonas. De la comparativa realizada señalan tres elementos clave: (1) un conocimiento detallado de la acción sísmica, siendo muy interesante disponer de medidas *in situ* mediante acelerómetros, (2) los mapas deben realizarse para cada tipología de inestabilidad, pues los condicionantes (tanto estáticos como dinámicos) varían de una tipología a otra, y (3) considerar la variabilidad de las propiedades geotécnicas de los materiales.

La realización de mapas previsoires se ha encontrado, hasta la fecha, con una limitación básica: la ausencia de inventarios completos de inestabilidades inducidas por terremotos concretos, que permitan una calibración de las diversas metodologías disponibles. Hasta hace poco tiempo este control se ha efectuado con pocas inestabilidades, lo que hace que ciertas incertidumbres sean inherentes a los resultados y mapas propuestos por cada autor. No obstante, los eventos de más reciente ocurrencia, para los que se disponen de inventarios quasi-completos, están permitiendo superar estas limitaciones. Así, Marques et al. (2007), utilizando las más de 250 inestabilidades desencadenadas por la serie sísmica de 2005 en Fogo-Congro (San Miguel, Azores), efectuaron un análisis de susceptibilidad a ocurrencia de inestabilidades a través de regresión, utilizando como variables la distribución espacial de las inestabilidades, la litología, la distancia al epicentro, la pendiente y la orientación de las vertientes. Este tipo de aproximación tiene gran importancia en el ámbito de la ordenación del territorio al permitir identificar las zonas de futura ocurrencia de inestabilidades.

Rodríguez-Peces et al. (2012) utilizaron un inventario de inestabilidades desencadenadas por el terremoto de Lorca de 2011 (volumen $> 1 \text{ m}^3$) y un DEM de 4 m de resolución espacial en un análisis de Newmark. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que la mayoría de las inestabilidades (desprendimientos en roca) ocurrieron en zonas donde DN fue inferior a 2 cm.

Finalmente, la última línea de investigación desarrollada ha consistido en la descripción y/o análisis dinámico de inestabilidades concretas en relación con terremotos. Para un correcto desarrollo, estos estudios requieren mucha información (geológica, geotécnica, sísmica), que pocas veces está disponible. Ello justifica que aún sean poco frecuentes.

Sanz (1992, 1997) estudió el deslizamiento de Güevéjar (Granada), recuperando información histórica acerca de su evolución post-terremoto, y demostró la importancia que tuvo el agua freática para su repetida reactivación por efecto sísmico (1755 y 1885). Posteriormente, Jiménez Pintor y Azor (2006) realizaron un modelo geológico de la inestabilidad.

García-Mayordomo (1998, 1999) analizó, aplicando el método de Newmark, la estabilidad de dos taludes tipo en Alcoy (Alicante), con pendientes y longitudes de $10^\circ/100 \text{ m}$ y $20^\circ/50 \text{ m}$,

respectivamente, obteniendo que sus aceleraciones críticas eran tan bajas como 0.04g.

Ferreira (2002) analizó el debris-flow de Vila Franca do Campo (Azores), desencadenado por un terremoto en 1522, que destruyó la ciudad y causó 5000 muertes. Marques et al. (2009), retomando el trabajo de este autor, estudiaron dicho flujo a través de documentos históricos, campañas arqueológicas y trabajo de campo, identificando el depósito y procediendo a su caracterización sedimentológica. A través de modelos numéricos simularon dicho flujo, permitiendo obtener una perspectiva más realista de las áreas que fueron afectadas.

Marques (2001, 2005, 2007) realizó un modelo geológico para el deslizamiento rotacional de “Praia do Telheiro”, en la costa SW de Portugal, a unos 2 km al NNE del Cabo de S. Vicente y realizó análisis retrospectivos de estabilidad con métodos de equilibrio límite para roturas circulares que indicaran que el movimiento solo podría haber sido desencadenado por una fuerte acción sísmica. El análisis de fotografías aéreas antiguas (vuelo de 1947), mapas históricos y observaciones de terreno sugieren una edad del movimiento de algunos centenares de años, posiblemente causado por el sismo de Lisboa de 1755 (Mw 8,7), con localización precisa aún desconocida (Baptista et al., 1998, 2003, 2011, Gutscher et al., 2006).

Rodríguez-Peces (2008, 2010) y Rodríguez-Peces et al. (2008; 2011b,c,d) han aplicado también el método de Newmark para estudiar tanto pequeños desprendimientos (causados por los terremotos de Bullas, 2002, Mw 5.0, y La Paca, 2005, Mw 4.8) como grandes deslizamientos en la provincia de Granada (Güevéjar y Diezma). Estos estudios son muy interesantes por cuanto emplean el método de Newmark para realizar análisis retrospectivos y así estimar los parámetros desencadenantes de la inestabilidad, así como determinar la combinación “distancia epicentral máxima–magnitud” de los eventos reactivadores.

Sanz (2010) describe un deslizamiento en roca de grandes dimensiones en Peñón de Oeanilla (Sierra de Cabrejas, Cordillera Ibérica). A partir de un análisis retrospectivo comprueba que es necesario atribuir parámetros resistente al macizo excesivamente bajos para poder justificar su ocurrencia. Como consecuencia, considera que una acción sísmica pudo contribuir a su desencadenamiento. La proximidad de la inestabilidad a la falla de Oceanilla es congruente con esta hipótesis. Más recientemente, Mateos et al. (2012) han estudiado un deslizamiento profundo en la costa de la Sierra Tramuntana (Mallorca). Analizando posibles causas desencadenantes, determinan factible su origen sísmico.

Esteve (2011) ha estudiado el comportamiento dinámico del deslizamiento de El Molinar (Alcoy, Alicante) considerando un sismograma compatible con las características del evento que se supone lo activó en 1620. Los resultados indican que actualmente la respuesta dentro de la masa variaría por efecto de unos rellenos existentes en su cabecera, que amplificarían la respuesta en bajas frecuencias (< 3 Hz), y a altas frecuencias en el resto del cuerpo.

Alfaro et al. (2012d) han realizado un análisis numérico de las inestabilidades observadas en la

Rambla de los 17 Arcos durante el terremoto de Lorca de 2011. Sus resultados ponen de manifiesto el control que tiene el ángulo de incidencia de la acción sísmica, así como la propia interacción de ésta con la ladera, en la localización de las inestabilidades en campo cercano.

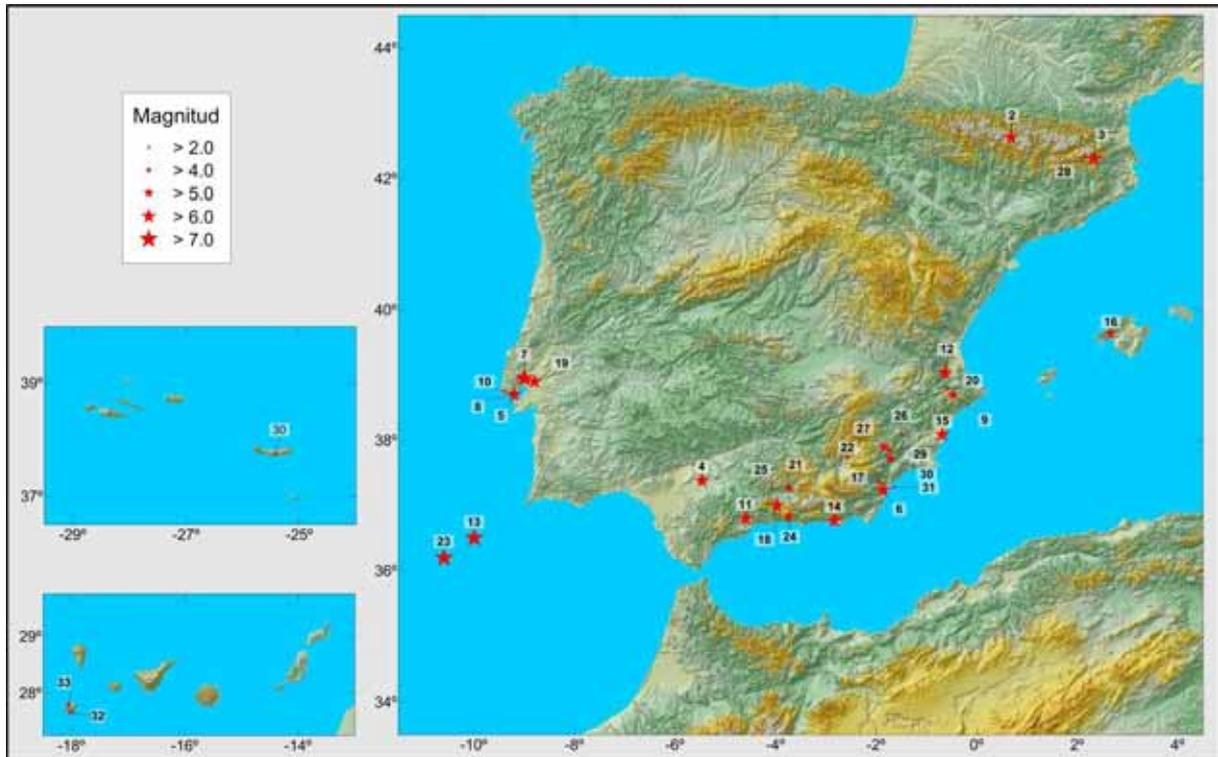


Figura 1 – Terremotos desencadenantes de movimientos de ladera en España y Portugal. El número hace referencia a la primera columna de la Tabla 1.

3. BASES DE DATOS DESARROLLADAS

A partir de los trabajos de Vaz (2010) y Delgado et al. (2011a), así como de la información recogida en los trabajos anteriormente mencionados, se ha elaborado un catálogo actualizado de terremotos e inestabilidades sismo-inducidas en la Península Ibérica (Tabla 1, Figura 1). El análisis de estos datos permite extraer información útil acerca del estado de dicho catálogo y de las propias inestabilidades. No obstante, las incertidumbres en la localización epicentral durante la época histórica limitan, como es evidente, las relaciones que se pudieran establecer entre inestabilidades y parámetros sísmicos. Es por ello que los resultados y conclusiones deben tomarse con precaución. En cambio, la información es cada vez más precisa con el tiempo, de manera que los eventos registrados a partir de 1999 se caracterizan por errores de localización epicentral pequeños (inferior a 3 km), y los inventarios realizados se pueden considerar prácticamente completos para inestabilidades de cierto volumen ($> 1\text{-}10 \text{ m}^3$).

Evento	Fecha	Lon	Lat	Z	Magnitud Mw/Ms/otra	Imáx	Dist. máx. (km)			Area km ²
							Dis.	Coh.	Flow	
1	00/00/0382	-12.00	36.00	-	- / - / 7.5	-	584			
2	02/03/1373	0.68	42.63	16	6.5 / - / -	VIII-IX		74.5		
3	02/02/1428	2.33	42.30	9	6.5 / - / -	IX		9.1		
4	05/04/1504	-5.47	37.38	-	6.9 / - / -	VIII-IX	-	17.6	-	
5	28/01/1512	-9.20	38.70	-	- / - / 6.3	-	-	-	6	
6	09/11/1518	-1.87	37.23	-	6.1 / - / -	VIII-IX	1.4	-	-	
7	26/01/1531	-9.00	38.95	-	- / - / 7.1	IX	96	-	29	
8	22/07/1597	-9.20	38.70	-	- / - / 5.7	-	5	-	-	
9	02/12/1620	-0.47	38.70	-	5.5 / - / -	VII-VIII	0.3	1.3	-	3.6
10	24/06/1626	-9.20	38.70	-	- / - / 4.0	-	6	-	-	
11	09/10/1680	-4.60	36.80	-	6.8 / - / -	VIII-IX	-	23.2	-	
12	23/03/1748	-0.63	39.03	-	6.2 / - / -	IX	11.3	-	-	
13	01/11/1755	-10.00	36.50	-	8.7 / - / -	XI-XII	769	577	-	
14	25/08/1804	-2.83	36.77	-	6.4 / - / -	VIII-IX	32.5	26	-	857
15	21/03/1829	-0.68	38.08	-	6.6 / - / -	IX-X	38.7	-	-	
16	15/05/1851	2.67	39.63	-	5.2 / - / -	VII	23			
17	10/06/1863	-1.93	37.37	-	4.2 / - / -	VI-VII	8.5	-	-	66
18	25/12/1884	-3.98	37.00	-	6.5 / - / -	IX-X	35.8	45.4	39.4	3170
19	23/04/1909	-8.80	38.90	-	- / - / 6.0	IX	165	-	-	
20	07/01/1945	-0.58	38.80	-	4.8 / 4.8 / -	VII	15.4	-	-	
21	19/04/1956	-3.73	37.26	5	5.0 / 5.0 / -	VIII	4.8	-	-	
22	09/06/1964	-2.57	37.74	5	4.8 / 4.8 / -	VIII	8.4	2.3	-	34
23	28/02/1969	-10.60	36.20	22	- / - / 7.5	VII	222	-	-	
24	24/06/1984	-3.74	36.84	5	5.0 / 5.0 / -	V	10.4	13.6	-	104
25	24/10/1991	-4.07	37.25	5	- / - / 2.6	-	7.9			
26	02/02/1999	-1.50	38.10	1.1	4.7 / 4.7 / -	VI	19.8	8.8	-	185
27	06/08/2002	-1.84	37.90	1.2	5.0 / 4.8 / -	V	4.2	-	-	3.5
28	21/09/2004	2.16	42.34	3	- / - / 4.0	V-VI	5	-	-	
29	29/01/2005	-1.76	37.85	10.9	4.8 / 4.7 / -	VI	16.3	-	-	18
30	10/05/2005	-25.43	37.74	4	- / - / 3.9	VI	6	-	-	10
31	11/05/2011	-1.71	37.72	4	5.1 / - / -	VII	9.6	4.3	-	104
32	29/08/2011	-1.65	37.28	3	- / - / 2.7	III	13.9	-	-	
33	08/10/2011	-18.02	27.65	12	4.0 / - / 4.4	V	4.5			
34	11/11/2011	-18.05	27.78	21	- / - / 4.6	IV-V	7			

Tabla 1. Características de los eventos desencadenantes de inestabilidades y distancias máximas observadas para cada tipología (*sensu* Keefer, 1984).

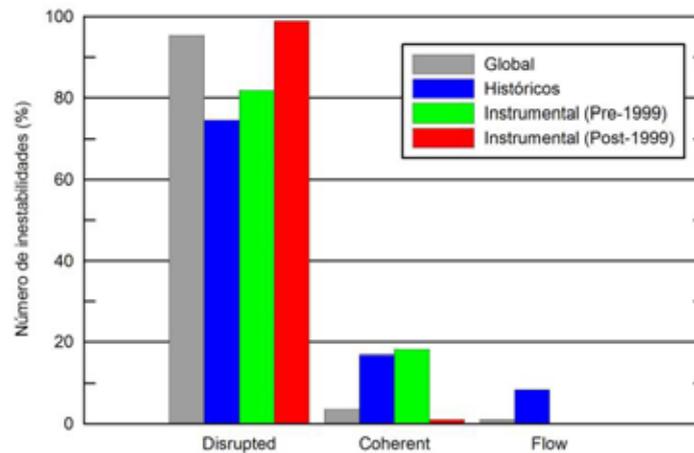


Figura 2. Frecuencia por tipología y periodo temporal de inestabilidades desencadenadas por terremotos.

El primer aspecto a destacar es que la gran mayoría de las inestabilidades sismoinducidas son de tipo “disrupted” (*sensu* Keefer, 1984). La Figura 2 presenta la frecuencia relativa de cada tipología identificada. Las inestabilidades de tipo “disrupted” suelen corresponder a desprendimientos y pequeños deslizamientos en suelos/roca que se desorganizan al progresar el movimiento de la masa. Pueden ocurrir incluso para pequeñas excitaciones ($M \sim 2.6$, Tabla 1) en laderas que se encontraban en equilibrio estricto en el momento de ocurrir el terremoto. Para eventos de magnitud moderada a baja ($M_w < 5.5$) prácticamente constituyen la única tipología desencadenada. En cambio, la proporción de las otras tipologías aumenta para magnitudes $M_w > 5.5$ (algo que se observa en el periodo histórico, anterior a 1920; Figura 2). Ello es debido a que el movimiento del suelo durante estos eventos tiene una duración y amplitud mayor, así como un contenido apropiado de bajas frecuencias, que es capaz de excitar las grandes masas de estas inestabilidades y ponerlas en movimiento.

Considerando las distancias epicentrales máximas de ocurrencia de las inestabilidades en función de la magnitud del evento (Figura 3), se observa un comportamiento dispar en función de la magnitud de los eventos. Así, las distancias máximas observadas para inestabilidades inducidas por eventos de magnitud $M_w > 5.5$ se caracterizan por encontrarse, en su inmensa mayoría, a distancias inferiores a los valores máximos propuestos por Keefer (1984). Las excepciones proceden de los eventos 1, 13 y 19, todos ellos históricos, donde el error de localización epicentral es elevado y, en consecuencia, también lo son las distancias epicentrales calculadas. Adicionalmente, por lo elevado de la magnitud de alguno de estos eventos, tal vez el uso de distancias epicentrales no sea correcto, siendo más apropiado el uso de las distancias respecto de la ruptura.

Para magnitudes $M_w < 5.0$, sin embargo, la mayoría de las distancias máximas observadas superan las distancias máximas propuestas por Keefer (1984), constituyendo *outliers sensu* Delgado et al. (2011b). En este caso, y como quiera que la mayoría de estos eventos han

tenido lugar durante el periodo instrumental reciente, estas distancias no pueden atribuirse a errores en la localización epicentral. También es remarcable en esta figura que para magnitudes $M_w \leq 5.0$, la mayoría de los datos representados proceden del área de estudio, siendo pocos los procedentes de otras partes del mundo. Teniendo presente que entre los datos usados por Keefer (1984) para establecer las distancias máximas propuestas sólo había tres eventos de magnitud inferior a 5.5, parece razonable que se revisen las distancias máximas en dicho rango de magnitudes ($M_w < 5.0$).

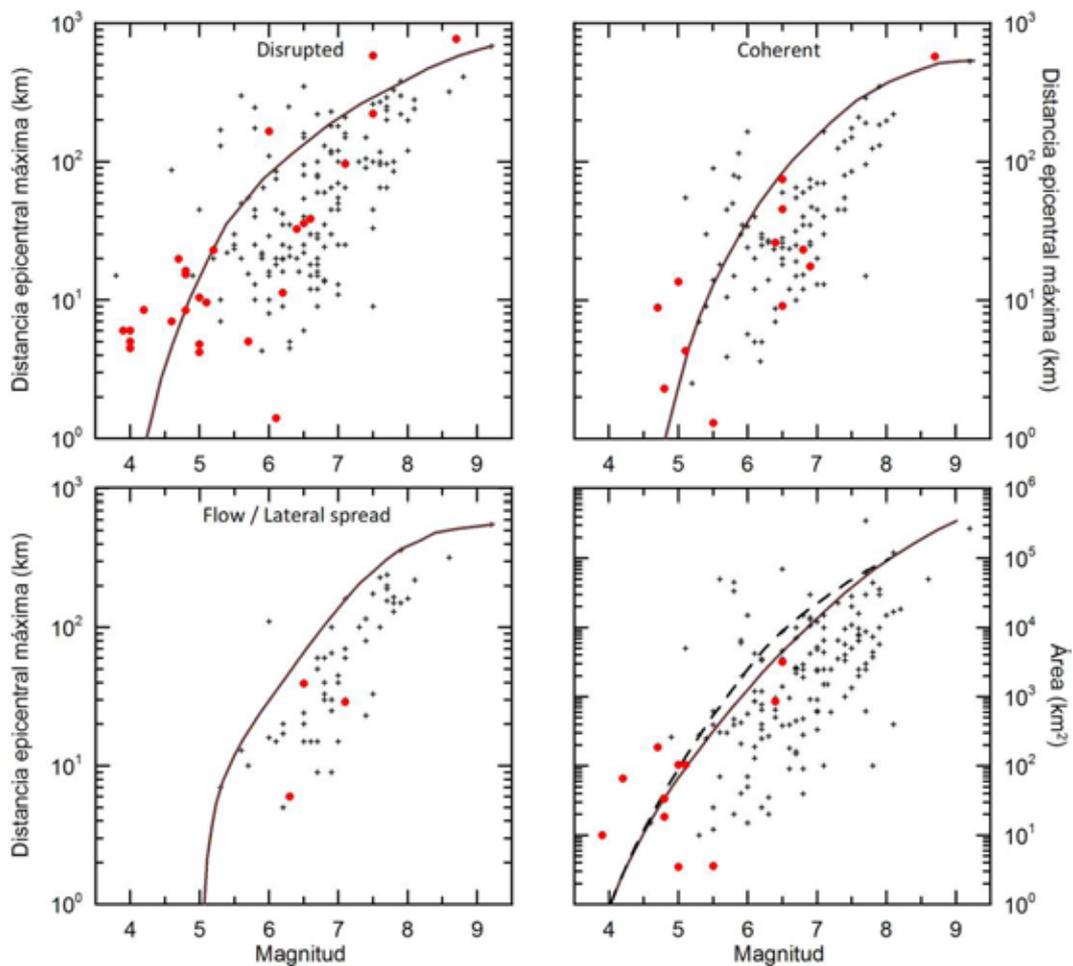


Figura 3. Distancias epicentrales máximas observadas y área de afección en función de la magnitud del terremoto. Círculos: datos Tabla 1; Cruces: datos del resto del mundo (Delgado et al., 2011b); Línea continua: distancias epicentrales/áreas máximas de ocurrencia de inestabilidades (Keefer, 1984); Línea discontinua: áreas máximas de ocurrencia de inestabilidades (Rodríguez et al., 1999).

Otro aspecto significativo de la Figura 3 es que para magnitudes moderadas a altas (e.g. $M_w > 6.0$), las distancias epicentrales máximas observadas para inestabilidades de tipo “coherent” son, en ocasiones, mayores que las observadas para la tipología “disrupted”, lo cual es

contradictorio (se requiere más energía para poner en movimiento una gran masa - deslizamiento coherente- que un bloque suelto de suelo o roca). Incluso hay eventos para los cuales sólo hay información sobre inestabilidades de tipo “coherent”, incluso a grandes distancias (Tabla 1). Este hecho pone de relieve que el catálogo recopilado es incompleto, faltando información sobre desprendimientos para estos eventos (históricos en todos los casos), pero también demuestra que las inestabilidades reconocidas debieron causar un impacto notable en la sociedad de su momento (bien por sus dimensiones o por los daños causados), que explica que quedaran registradas en las crónicas de la época.

Finalmente, atendiendo a la superficie de territorio afectada por inestabilidades (Figura 3), son muy pocos los datos disponibles todavía. Mientras los eventos de mayor magnitud/intensidad se caracterizan por áreas claramente inferiores a los máximos observados/propuestos por Keefer (1984) y Rodriguez et al., (1999), para magnitudes bajas ($M_w < 5.0$) estas áreas son elevadas, próximas o incluso superiores a los valores máximos observados a nivel mundial (Keefer, 1984). Es también llamativo que pese a las grandes distancias epicentrales observadas, el área afectada es proporcionalmente baja. Ello es debido a que varios de los eventos que desencadenaron inestabilidades a grandes distancias (*outliers*) tenían su epicentro fuera de las zonas afectadas por inestabilidades, lo que incrementa las distancias, pero no las áreas (Delgado et al., 2011a).

4. CONCLUSIONES

La información presentada permite llegar a las siguientes conclusiones:

- El estudio sistemático de inestabilidades sismo-inducidas es una línea aún reciente, tanto en España como en Portugal.
- Se pueden diferenciar cuatro líneas básicas de trabajo, interrelacionadas entre sí: estudios de Tectónica Activa, realización de inventarios, elaboración de mapas previsores y estudio de inestabilidades singulares, tanto históricas como actuales.
- Los datos aportados por diversos trabajos han permitido elaborar una base de datos de terremotos desencadenantes (34) y sus correspondientes inestabilidades (>650). La base de datos sólo puede considerarse completa para eventos posteriores a 1999, mientras que es tanto más incompleta cuanto más antiguo es el evento.
- Los datos actualmente disponibles indican que las inestabilidades de tipo “disrupted” son las más frecuentes, siendo casi las únicas reconocidas para eventos de magnitud $M_w < 5.5$; en cambio, las inestabilidades de tipo “coherent” sólo se reconocen con cierta frecuencia para eventos de magnitud $M_w > 5.5$.
- Las distancias máximas de ocurrencia de inestabilidades de tipo disrupted y coherent son, proporcionalmente, grandes para eventos de magnitud $M_w < 5.0$, siendo muchas de ellas mayores que las distancias máximas recogidas en la literatura.
- El área afectada por inestabilidades es relativamente pequeña para los pocos eventos

disponibles de magnitud moderada a alta. En cambio, es próxima a los valores máximos observados a nivel mundial para eventos de magnitud baja ($M_w < 5.0$).

Estas conclusiones nos permiten, además, definir líneas futuras de actuación:

- La primera, y básica, sería poder mejorar la calidad del catálogo y de la base de datos disponibles. Los grandes terremotos que han afectado a nuestro territorio han ocurrido siempre en el pasado, por ello, mejorar el conocimiento histórico es fundamental. En este sentido, estudiar eventos relativamente recientes, de los cuales existe incluso información instrumental disponible, como el de febrero de 1969 ($m_B = 7.5$), deben ser una importante aspiración.
- Es importante también continuar en la labor de estudiar inestabilidades aisladas y su posible relación con terremotos.
- Por su relevancia histórica, es necesario estudiar el comportamiento dinámico de grandes inestabilidades pre-existentes, así como determinar criterios objetivos (cuantitativos) que permitan determinar cómo y cuándo pueden reactivarse bajo acción sísmica.
- Profundizar en la relación entre los parámetros sísmicos y la ocurrencia de inestabilidades sismo-inducidas para mejorar la elaboración de mapas previsores.
- Los inventarios de inestabilidades sismo-inducidas, tanto de terremotos históricos como futuros, deben ser la base para ejercicios de auto-evaluación de las metodologías de realización de mapas previsores.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto CGL2011-30153-C02-02 y por el grupo de investigación VIGROB-184 (Universidad de Alicante).

REFERENCIAS

- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012a. Widespread landslides induced by the Mw 5.1 Lorca, SE Spain, earthquake of 11 May 2011. *Engineering Geology*, 137-138: 40-52.
- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012b. Landslides induced by the May 11 (2011), Lorca (SE Spain), earthquake (Mw 5.1). *Proc. ESC-ISL*, Banf, 5 p.
- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Lenti, L., López, A., López-Casado, C. and Martino, S., 2012c. Movimientos de ladera inducidos por el terremoto de Lorca. *Proc. VII Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica*, San Sebastián, 6 p.
- Alfaro, P., Delgado, J., García-Tortosa, F.J., Giner, J.J., Lenti, L., López-Casado, C., Martino, S. and

- Scarascia-Mugnozza, G., 2012d. The role of near-field interaction between seismic waves and slope on the triggering of a rockslide at Lorca (SE Spain). *Natural Hazards and Earth System Science*, 12: 3631-3643.
- Baptista, M.A., Miranda, P.M.A., Miranda, J.M. and Mendes, V.L., 1998. Constrains on the source of the 1755 Lisbon tsunami inferred from numerical modelling of historical data on the source of the 1755 Lisbon tsunami. *Journal of Geodynamics*, 25(1-2): 159-74.
- Baptista, M.A., Miranda, J.M., Chierici, F. and Zitellini, N., 2003. New study of the 1755 earthquake source based on multi-channel seismic survey data and tsunami modeling. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3: 333-340.
- Baptista, M. A., Miranda, J. M., Omira, R. and Antunes, C., 2011. Potential inundation of Lisbon downtown by a 1755-like tsunami. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 3319–3326.
- Barata, M.R., Braga, M.L., Wagner, M., Guerra, B., Alves, J. and Neto, J., 1989. *Sismicidade de Portugal - Estudo da Documentação dos Séculos XVII e XVIII*. Vol II, Ministério do Planeamento e da Administração do Território, Secretaria de Estado do Ambiente e dos Recursos Naturais, Gabinete de Protecção e Segurança Nuclear. Lisboa.
- Bird, J.F. and Bommer, J.J., 2004. Earthquake losses due to ground failure. *Engineering Geology*, 75: 147-279.
- Cabral, J. and Marques, F., 2001. Paleoseismological studies in Portugal: Holocene thrusting or landslide activity? *EOS Transactions*, 82 (32): 351-352.
- Cabral, J., Marques, F., Figueiredo, P. and Matias, L., 2011. Active surface faulting or landsliding in the Lower Tagus Valley (Portugal)? A solved controversy concerning the Vila Chã de Ourique site. *Journal of Seismology*, 15(2): 215-234.
- Coral Mocayo, H., 2002. Utilización de métodos experimentales y de simulación numérica para la microzonificación sísmica de áreas urbanizadas en Andorra. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., López Casado, C., Estévez, A., Doménech, C. y Cuenca, A., 2004a. Incertidumbres en la determinación de la susceptibilidad a movimientos de ladera inducidos por terremotos en Alcoy (Alicante). En: C. Conesa García, Y. Álvarez Rigel y J.B. Martínez-Guevara (Eds.): *Medio ambiente, recursos y riesgos naturales. Análisis mediante Tecnología SIG y Teledetección*, Murcia, II: 165-175.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., Estévez, A., López Casado, C., Doménech, C., Cuenca, A. y Henares, J., 2004b. Susceptibilidad a movimientos de ladera inducidos por terremotos en Alcoy (Alicante) y sectores adyacentes. *Geotemas*, 6: 285-288.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomás, R., Estévez, A., López Casado, C., Doménech, C. y Cuenca, A., 2006. Evaluación de la susceptibilidad de las laderas a sufrir inestabilidades inducidas por terremotos. Aplicación a la cuenca de drenaje del río Serpis (provincia de Alicante). *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 19(3-4): 197-218.
- Delgado, J., Peláez, J.A., Tomas, R., García-Tortosa, F.J., Alfaro, P. and López-Casado, C., 2011a. Seismically-induced landslides in the Betic Cordillera (S Spain). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31: 1203–1211.
- Delgado, J., Garrido, J., López-Casado, C., Martino, S. and Peláez, J.A., 2011b. On far field occurrence of seismically induced landslides. *Engineering Geology*, 123: 204-213.
- Esteve, C., 2011. Análisis dinámico del deslizamiento de El Molinar (Alcoy). Proyecto Fin de Carrera. Universidad de Alicante.
- Fernández Castro, M., Lasala, J.P., Cortázar, D. y Gonzalo y Tarín, J., 1885. *Terremoto de Andalucía:*

- Informe de la Comisión nombrada para su estudio dando cuenta del estado de los trabajos en 7 de marzo de 1885.* Imp. M. Tello, Madrid.
- Ferreira, A.B., Zêzere, J.L. and Rodrigues, M.L., 2002. Historical Seismicity and Landslides in Portugal. Examples from the 16th Century. In: D. Delahaye, O. Maquaire (Eds.): *Geomorphology: from Expert Opinion to Modelling. A tribute to Professor Jean-Claude Flageollet*, Rouen, pp. 105-114.
- Figueras, S., Macau, A., Goula, X. y González, M., 2005. Aplicación del método de Newmark para el estudio de los movimientos de ladera activados por terremotos en Andorra. *VI Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables*, Valencia, 3: 12.
- Fonseca, F., Bosi, V., Vilanova, S.P. and Meghraoui, M., 2000. Investigations unveil Holocene thrusting for onshore Portugal. *EOS Transactions*, 81: 412-413.
- García-Mayordomo, J., 1998. Riesgo Sísmico en la Cuenca de Alcoy (Alicante). Aproximación a una Zonificación Sísmica. Tesis del Máster, Universidad Complutense de Madrid.
- García-Mayordomo, J., 1999. Zonificación Sísmica de la Cuenca de Alcoy mediante un Sistema de Información Geográfico. *Ier Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Murcia, Ib: 443-450.
- García-Mayordomo, J., Rodríguez Peces, M.J., Azañón, J.M. and Insua-Arévalo, J.M., 2009. Advances and trends on earthquake-triggered landslide research in Spain. *1st INQUA-IGCP-567 International Workshop on Earthquake Archaeology and Palaeoseismology*, Baelo Claudia, 4 p.
- Gutscher, M.A., Baptista, M.A. and Miranda, J.M., 2006. The Gibraltar arc seismogenic zone (part 2): constraints on a shallow east dipping fault plane source for the 1755 Lisbon earthquake provided by tsunami modeling and seismic intensity. *Tectonophysics*, 426: 153-66.
- IGN, 1980. *El terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884*. Publicaciones IGN, Madrid.
- INQUA, 2013. www.eecatalog.sinanet.apat.it/terremoti/index.php.
- Hoek, E.T. and Bray, J.W. 1981. *Rock slope engineering*. Institute of Mining and Metallurgy. London.
- Jibson, R.W., 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation Research Record*, 1411: 9-17.
- Jibson, R.W., 2007. Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology*, 91, 209-218.
- Jibson, R.W., Harp, E.L. and Michael, J.A., 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58: 271-289.
- Jiménez Pintor, J. y Azor, A., 2006. El Deslizamiento de Güevéjar (provincia de Granada): un caso de inestabilidad de laderas inducida por sismos. *Geogaceta*, 40: 287-290.
- Keefer, D.K., 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95: 406-421.
- Keefer, D.K. and Wilson, R.C., 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. In: P.M. Sadler and Morton, D.M. (eds.): *Landslides in a semi-arid environment*. Inland Geological Society, 2: 118-149.
- Marques, F., 2001. The deep seated landslide of Praia do Telheiro (SW coast of Algarve, Portugal). *Comunicações do IGM*, 88: 185-201.
- Marques, F., 2005. The "Praia do Telheiro" landslide: a 1755 Lisbon earthquake triggered slope instability? *International conference 250th Anniversary of the Lisbon Earthquake*: 399-403.
- Marques F., 2007. The seismically triggered deep-seated landslide of Praia doTelheiro (SW Portugal). EGUGeneral Assembly 2007. *Geophysical Research Abstracts*, 9: 10894.
- Marques, R., 2004. *Contribuição para o conhecimento da instabilidade geomorfológica nos Açores: Estudo de movimentos de vertente associados a diferentes mecanismos desencadeantes*. Tese de

- Mestrado em Vulcanologia e Riscos Geológicos, Departamento de Geociências, Universidade dos Açores.
- Marques, R., Queiroz, G., Coutinho, R., Zêzere, J.L., 2007. Actividade geomorfológica desencadeada pela crise sísmica de 2005 no Vulcão do Fogo (S. Miguel, Açores): avaliação da susceptibilidade com recurso a regressão logística. *Publicações da Associação Portuguesa de Geomorfólogos*, 5: 47-61.
- Marques, R., Zêzere, J.L., Gaspar, J.L. and Amaral, P., 2009. Reconstituição e Modelação Probabilística da escoada detrítica de Vila Franca do Campo desencadeada pelo sismo de 22 de Outubro de 1522 (S. Miguel, Açores). *Publicações da Associação Portuguesa de Geomorfólogos*, 4: 175-182.
- Martínez Solares, J.M., 2001. *Los efectos en España del terremoto de Lisboa (1 de noviembre de 1755)*. Monografía 19, Ministerio de Fomento, Dirección General del Instituto Geográfico Nacional, Madrid.
- Mateos, R.M., Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., Rodríguez- Fernández, J., Roldán, F.J., García-Moreno, I., Gelabert, B. y García-Mayordomo, J., 2012. El deslizamiento de Bàltx (Mallorca) y su posible origen sísmico. Procesos activos de expansión lateral desde el Pleistoceno Superior. *Boletín Geológico y Minero*, 124(1): 41-61.
- Mavrouli, O., Corominas, J. y Wartman, J., 2009. Evaluación del peligro de desprendimientos rocosos inducidos por terremotos: El Solà de Santa Coloma, Andorra. En: E. Alonso, J. Corominas y M Hürlimann (eds.): VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Barcelona, II: 675-686.
- Michetti, A.M. and Esposito E., 2007. Environmental Seismic Intensity Scale 2007 – ESI 2007. In: E. Vittori, E. and L. Guerrieri (eds): *Memorie Descrittive della Carta Geologica d'Italia*, LXXIV. Servizio Geologico d'Italia, Dipartimento Difesa del Suolo, APAT, SystemCart Srl, Roma, Italy, 7-54.
- Moreira de Mendonça, J., 1758. *Historia universal dos terremotos, que tem havido no mundo, de que ha noticia, desde a sua criação até o seculo presente. Com huma narraçam individual do terremoto do 1 de Novembro de 1755, e noticia verdadeira dos seus effeitos em Lisboa, todo Portugal, Algarves e mais partes da Europa*.
- Mulas, J., 1999. *Inventario de inestabilidades desencadenadas por el terremoto de Mula de febrero de 1999*. IGME, Madrid. 2 Mapas. Inédito.
- Mulas, J., Ponce de León, D., Martínez, M. y Pardo, J.M., 2001. Diseño de una metodología para la zonificación de la inestabilidad de laderas naturales producidas por terremotos. Aplicación a una zona del Pirineo Central (Huesca). *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, III: 1241-1252.
- Mulas, J., Ponce de León, D. y Reoyo, E., 2003. Microzonación sísmica de movimientos de ladera en una zona del Pirineo Central. *2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Málaga, 13-26.
- Mulas, J., Ponce de León, D., Pardo Sanjurjo, J.M., Bardasano, L., Prieto Martín, A., Carnicero, C.L. y Herrera, G., 2010. *Microzonación sísmica de las inestabilidades de ladera. Diseño de una metodología y su aplicación a una zona piloto en el Pirineo aragonés (Alto Tena, Huesca)*. Informes Técnicos, nº 2, IGME. CD-Rom.
- Olivera, C., Redondo, E., Lambert, J., Riera Melis, A. y Roca, A., 2006. *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a Catalunya*. Institut Cartografic de Catalunya, Generalitat de Catalunya, Barcelona.
- Orueta y Duarte, D., 1885. *Informe sobre los terremotos ocurridos en el sud de España en diciembre de 1884 y enero de 1885*. Imprenta F. Muñoz, Málaga.

- Peláez, J.A., Delgado, J., López-Casado, C., 2005. A preliminary probabilistic seismic hazard assessment in terms of Arias intensity in southeastern Spain. *Engineering Geology*, 77: 139-151.
- Prado, C., 1863. Terremotos en la provincia de Almería. *Escenas Contemporáneas*, 1: 385-386.
- Reichert, K., Michetti A.M. and Silva, P.G., 2009. Palaeoseismology: historical and prehistorical records of earthquake ground effects for seismic hazard assessment. *Soc. Geol. London Spec. Publ.*, 316, 1-10.
- Rodríguez, C.E., Bommer, J.J. and Chandler, R.J., 1999. Earthquake-induced landslides: 1980-1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18: 325-346.
- Rodríguez-Peces, M.J., 2008. *Evaluación regional de inestabilidades de ladera por efecto sísmico: Mapas de desplazamiento de Newmark para la Cuenca de Lorca, Cuenca de Granada y Sierra Nevada*. Tesis de Máster. Universidad de Granada.
- Rodríguez-Peces, M.J., 2010. *Analysis of earthquake-triggered landslides in the South of Iberia: Testing the use of the Newmark's method at different scales*. Tesis doctoral, Universidad de Granada.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M. y Jabaloy, A., 2008. Evaluación de inestabilidades de ladera por efecto sísmico en la Cuenca de Lorca (Murcia): Implementación del método de Newmark en un SIG. *Boletín Geológico Minero*, 119(4): 459-472.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J. and Azañón, J.M., 2009a. Comparing Newmark's method at regional, sub-regional and site scales: seismically induced La Paca rock-fall case (Murcia, SE Spain). *8IWSMRR Workshop Abstract and Short Paper CD, 8th International Workshop on Seismic Microzoning and Risk Reduction*, Aguadulce.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J. and Azañón, J.M., 2009b. Comparación del método de Newmark a escala regional, local y de emplazamiento: el caso del desprendimiento de la Paca (Murcia, SE España). *Geogaceta*, 46: 151-154.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J. y Azañón, J.M., 2009c. Evaluación regional de inestabilidades de ladera inducidas por terremotos para diferentes escenarios sísmicos en Sierra Nevada (Granada, SE España). En: E. Alonso, J. Corominas y M Hürlimann (eds.): *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, II: 687-698.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M., Pérez-García, J.L. and Delgado, J., (2009d. Comparación del método de Newmark a Escala regional, Local y de Emplazamiento en las Cuencas de Lorca y de Granada (SE España). En: E. Alonso, J. Corominas y M Hürlimann (eds.): *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Barcelona, II: 699-710.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M. and Jabaloy, A. 2011a. Regional Hazard Assessment of Earthquake-Triggered Slope Instabilities Considering Site Effects and Seismic Scenarios in Lorca Basin (Spain). *Environmental & Engineering Geoscience*, 18(2): 183-196.
- Rodríguez-Peces, M.J., Pérez-García, J.L., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M. and Delgado, J., 2011b. Applicability of Newmark method at regional, sub-regional and site scales: seismically induced Bullas and La Paca rock-slide cases (Murcia, SE Spain). *Natural Hazards*, 59: 1109-1124.
- Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Yesares, J., Troncoso, E. and Tsige, M., 2011c. The Diezma landslide (A-92 motorway, Southern Spain): history and potential for future reactivation. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 70: 681-689.
- Rodríguez-Peces, M.J. García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua-Arévalo, J.M. and Jiménez Pintor, J. 2011d. Constraining pre-instrumental earthquake parameters from slope stability back-analysis:

- Palaeoseismic reconstruction of the Güevéjar landslide during the 1st November 1755 Lisbon and 25th December 1884 Arenas del Rey earthquakes. *Quaternary International*, 242: 76-89.
- Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Martínez-Díaz, J.J., y Tsige, M., 2012. Inestabilidades de ladera provocadas por el terremoto de Lorca de 2011 (Mw 5.1): comparación y revisión de estudios de peligrosidad de movimientos de ladera por efecto sísmico en Murcia. *Boletín Geológico y Minero*, 123(4): 459-472.
- Sanz, E., 1992. El deslizamiento de ladera de Güevéjar (Granada) durante los terremotos de Lisboa (1755) y Andalucía (1884). *III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, 195-203.
- Sanz, E., 1997. Le mouvement de versant de Güevejar (Grenade) au cours des tremblements de terre de Lisbonne (1755) et d'Andalousie (1884). *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 56: 83-87.
- Sanz, E., 2010. El antiguo deslizamiento rocoso del Peñón de Oceanilla (Sierra de Cabrejas, Cordillera Ibérica, Soria). *Geogaceta*, 48: 227-230.
- Silva, P.G., González Hernández, F.M., Goy, J.L., Zazo, C. and Carrasco, P., 2001. Paleo and historical seismicity in Mallorca (Balears, Spain): a preliminary approach. *Acta Geológica Hispánica*, 36(3-4): 245-266.
- Silva, P. G., Rodríguez-Pascua, M.A., Pérez-López, R., Bardají, T., Lario, J., Alfaro, P., Martínez-Díaz, J.J., Reichert, K., Giménez, J., Giner, J., Azañón, J.M., Goy, J.L. y Zazo, C., 2008. Catalogación de los efectos geológicos y ambientales de los terremotos en España en la Escala ESI-2007 y su aplicación a los estudios paleosismológicos. *Geotemas*, 6: 1063-1066.
- Vaz, T., 2010. *Contribuição para o estudo dos movimentos de vertente desencadeados por eventos sísmicos em Portugal Continental*. Dissertação de Mestrado em Geografia Física e Ordenamento do Território, Universidade de Lisboa.
- Vaz, T. and Zêzere, J.L., 2011. Landslides induced by seismic events in Portugal mainland: identification and characterization. *Geophysical Research Abstracts*, 13: EGU2011-4802.
- Vidal, F. (1986). *Sismotectónica de la región Béticas-Mar de Alborán*. Tesis doctoral. Universidad de Granada.
- Vilanova, S.P. and Fonseca, J., 2004. A falha do Vale Inferior do Tejo na análise da perigosidade sísmica. *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, pp. 379-388.
- Vollmert, A., Reicherter, K., Silva, P.G. and Fernandez-Steeger, T.M., 2011. Landslide mapping to analyse earthquake environmental effects (EEE) in Carmona, Spain – relation to the 1504 event? *2nd INQUA-IGCP-567 International Workshop on Active Tectonics, Earthquake Geology, Archaeology and Engineering*, Corinth.
- Zêzere, J.L., Ferreira, A.B., Rodrigues, M.L., 2001. Actividade sísmica e instabilidade de vertentes na cidade de Lisboa. *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Madrid, III: 253-1264.

