

Deslizamiento en la ladera del P.K. 376+500 de la autovía A-23 (tramo Nueno–Congosto del Isuela, Huesca). Análisis de la solución adoptada y propuesta de alternativas

Landslide on the Slope at P.K. 376+500 of the A-23 Highway (Section Nueno-Congosto del Isuela, Huesca, Spain). Analysis of the Adopted Solution and Proposal of Alternatives

Jerónimo Vicente Dueñas^{1*}, Álvaro Parrilla Alcaide²

Resumen

El presente artículo comprende el análisis de un deslizamiento producido durante la fase de construcción de un tramo de autovía en la provincia de Huesca, que ha sido objeto de estudio como Trabajo Final del Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX-UNED (edición de 2020). Trata de tener en cuenta la información disponible, desde la fase de redacción del proyecto hasta la puesta en servicio de las obras, en un periodo de ocho años (2006-2014).

Palabras clave: deslizamiento, análisis retrospectivo, análisis de sensibilidad, estabilidad de laderas, investigación geotécnica, Nueno-Congosto del Isuela.

Abstract

This study is concerned with the analysis of a landslide produced during the construction phase of a highway section in the province of Huesca, which has been the subject of study as Final Work of the Master's Degree in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering of CEDEX-UNED (2020 edition). In doing so, it takes into account the information available, from the drafting phase of the project to the commissioning of the works, over a period of eight years (2006-2014).

Keywords: landslide, back-analysis, sensitivity analysis, slope stability, geotechnical investigation, Nueno-Congosto del Isuela.

1. ANTEDECENTES

1.1. Breve descripción de las obras del tramo de autovía donde se produce el deslizamiento

El deslizamiento estudiado, objeto del presente artículo, se enmarca, tanto espacial como temporalmente, dentro de las obras del tramo Nueno-Congosto del Isuela de la Autovía Mudéjar¹ A-23, cuyo trazado se encuentra representado en la figura 1. Este tramo permitió aumentar la continuidad del trazado en servicio de dicha autovía en una longitud adicional de 5 km, en sentido norte, desde el enlace de Arascués (situado a unos 15 km al norte de la ciudad de Huesca), hasta penetrar en el Congosto del río Isuela, hacia las poblaciones de Jaca y Sabiñánigo, aprovechando

parcialmente el corredor de la carretera N-330, que se encontraba en servicio.

A pesar de tener una longitud reducida (5 km) para una obra de estas características, el entorno presentaba una complejidad geotécnica no despreciable.

El trazado de los 2,5 km iniciales (en sentido S-N) se desarrolla sobre una zona llana sin complejidades geotécnicas reseñables, para el que se define una sección transversal convencional (calzadas paralelas separadas por mediana).

El trazado de los siguientes 2,5 km se introduce en el Congosto del río Isuela, en una zona donde ya se habían producido inestabilidades de ladera que habían provocado el corte de la carretera existente N-330 y habían motivado actuaciones de emergencia en los años 90. Por este motivo el trazado adopta una configuración no convencional, con calzadas separadas que discurren por laderas opuestas del congreso, y se adoptan parámetros de trazado más estrictos que permiten una mayor adaptación a la topografía existente. Las calzadas separadas de este subtramo reciben la denominación de *bajada Jaca-Huesca* y de *subida Huesca-Jaca*.

1.2. Situación geográfica

El deslizamiento producido se ubica en el término municipal de Nueno (Huesca), concretamente en la ladera

¹ A-23. Autovía Mudéjar. Itinerario de referencia origen-destino: Sagunto/Sagunt - Jaca - Frontera con Francia (Somport).

* Autor de contacto: jvduenas@mitma.es

¹ Ingeniero de caminos. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA).

² Ingeniero de caminos. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (MITMA). Tutor del Trabajo Fin de Máster.



Figura 1. Localización del tramo Nueno-Congosto del Isuela de la A-23. Extraído de Cipsa Consulpal (2005).

coincidente con la distancia al origen (D.O.) 3+300 de la calzada de bajada Jaca-Huesca, correspondiente al tramo Nueno - Congosto del Isuela de la construcción de la autovía A-23. La referencia a la kilometración actual de la autovía es el P.K. 376+500 de la calzada sentido Jaca-Huesca de la A-23.

Esta ubicación se corresponde con las coordenadas UTM: X=711.832,65 Y=4.684.001,24 (Huso 30, datum ETRS89) y con las geográficas: longitud 0°25'56.4" W y latitud 42°16'39.7" N. En la figura 2 se identifica la localización del deslizamiento sobre fotografía aérea.



Figura 2. Localización de la ladera D.O. 3+300 sobre imagen aérea. Detalle (Fuente: Google Earth).

1.3. Descripción de las actuaciones previstas sobre la ladera en el proyecto de construcción

El subtramo del trazado de la carretera objeto de estudio puede acotarse entre las distancias al origen (en adelante D.O.) 3+220 y 3+380 de la calzada de bajada Jaca-Huesca.

En esta zona, el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005), preveía la ejecución de un relleno tipo pedraplén con inclinación de taludes 3H:2V, apoyado sobre una

superficie escalonada a realizar mediante una excavación superficial de la ladera natural.

En las figuras 3 y 4 se recoge la definición en planta y alzado de este relleno.

Observando el perfil de la D.O. 3+300 (figura 4), considerado como representativo de este relleno, puede destacarse su fuerte asimetría, con un talud que alcanza los 55 m de altura en el lado valle. El pedraplén se apoyaría sobre una superficie escalonada a realizar sobre la ladera, formándose un encuentro "a cuchillo" entre los taludes del relleno y de la ladera natural que se prolonga hasta prácticamente la carretera C-136 existente en su pie, junto a la margen derecha del río Isuela.

Adicionalmente, y para conseguir unas condiciones de estabilidad aceptables en este relleno, se proyectó una zanja drenante de 4 m de profundidad hasta la D.O. 3+260 y de 8 m de profundidad entre la D.O. 3+260 y 3+360, con el objeto de garantizar que la línea de saturación en el terreno



Figura 3. Pedraplén de acceso a la boca sur del túnel de Nueno. Definición en planta. D.O. 3+220 a 3+380 calzada Jaca-Huesca. Extraído de Cipsa Consulpal (2005).

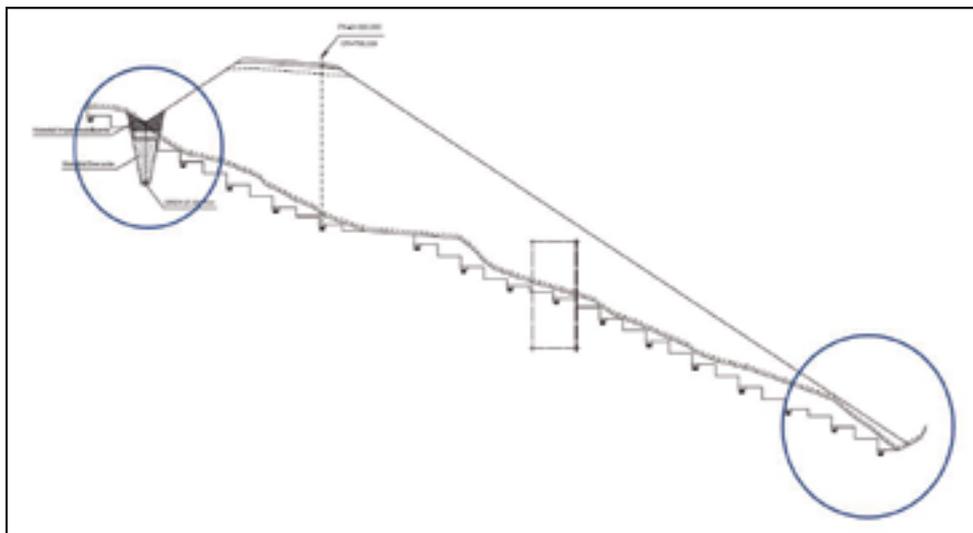


Figura 4. Pedraplén de acceso a la boca sur del túnel de Nueno. Perfil transversal D.O. 3+300 calzada Jaca-Huesca. Extraído de Cipsa Consulpal (2005).

no ascienda por encima de estos puntos. Esta red de drenaje se complementa con drenes de interceptación cada dos escalones, tal y como se han representado en la figura.

1.4. Descripción del deslizamiento

Si bien en el apartado 3 se analiza con mayor detalle el deslizamiento al que se dedica este trabajo, para una mayor claridad, se considera necesario anticipar al lector el objeto del mismo.

Las obras² de construcción se iniciaron en agosto de 2006 y en el trigésimo cuarto mes de ejecución, el 15 de mayo de 2009, se produjo un deslizamiento sobre la ladera objeto de estudio, cuya geometría puede observarse en la figura 5. En esta misma imagen también se aprecia la aparición de surgencias de agua en diversos puntos del contorno de la superficie de rotura.



Figura 5. Fotografía del deslizamiento producido en la ladera de la D.O. 3+220 a 3+380 de la calzada Jaca-Huesca. Fecha 15/05/2009 (Fuente: U.T.E. Nueno-Congosto de Isuela).

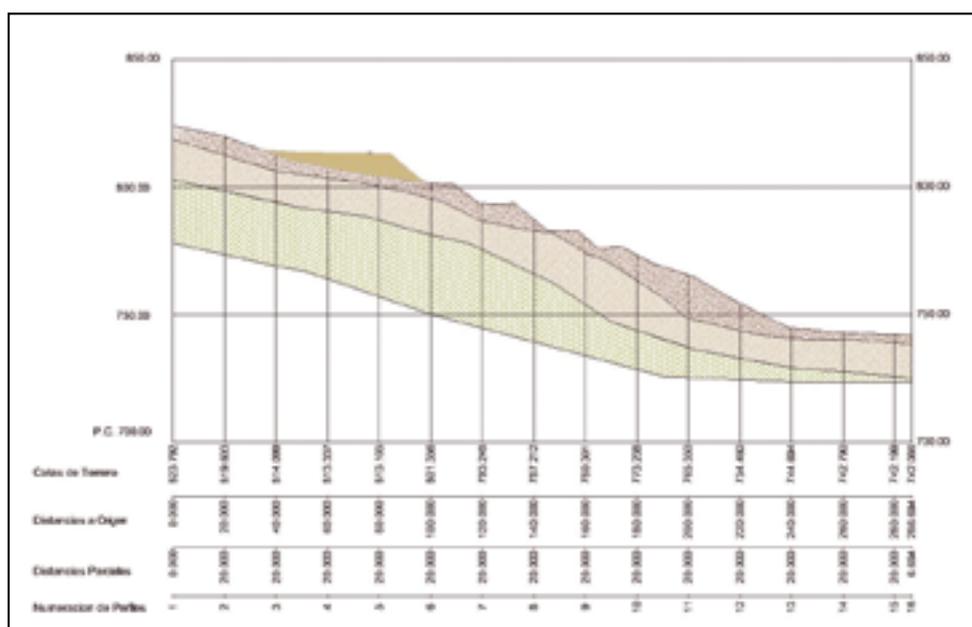


Figura 6. Perfil transversal de la ladera por la D.O. 3+300. Topografía previa al deslizamiento, modificado de U.T.E. Nueno-Congosto de Isuela.

² Autovía Mudéjar A23 de Sagunto a Somport. Tramo: Nueno-Congosto de Isuela. Clave 12-HU-5680.

Los trabajos en ejecución, en el momento de producirse este movimiento de la ladera, consistieron en la preparación de caminos de acceso y plataformas de trabajo para la colocación de minipolvorines y acopios necesarios para la excavación del túnel de Nueno, cuya boca sur se encuentra inmediatamente a continuación (derecha de la figura 5). En la figura 6 se ha representado el estado de la topografía de la ladera existente en el momento en el que se produjo el deslizamiento.

2. CARACTERÍSTICAS DEL ENTORNO

2.1. Climatología

La clasificación agroclimática de Köppen recogida en el “Atlas climático ibérico” (Agencia Estatal de Meteorología; Instituto de Meteorología de Portugal, 2011) para esta ubicación, se corresponde con el *Cfa*: Templado (temperatura media del mes más frío comprendida entre 0 y 18 °C), sin estación seca con verano caluroso.

Estos inviernos lluviosos, con concentraciones importantes en pocos días, van a tener una influencia fundamental sobre los niveles piezométricos existentes en la ladera y, en consecuencia, en la evolución de los movimientos y del deslizamiento detectado.

En la tabla 1 se recogen las precipitaciones medias recogidas por las estaciones meteorológicas seleccionadas en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005), para determinar la climatología y el régimen de lluvias de la zona. Si nos centramos en la estación de Nueno, situada a unos 2 km de la ladera en estudio, podemos observar una mayor precipitación media en los meses de abril, mayo, octubre, noviembre y diciembre, siendo la precipitación media anual de 658,3 mm.

En la figura 7 se representa la precipitación media y máxima mensual de la mencionada estación de Nueno. Se destaca el hecho de que el valor de la precipitación máxima se produce en el mes de junio, cuando el valor de la

Tabla 1. Precipitaciones medias de las estaciones meteorológicas seleccionadas para el estudio climático de la zona en el proyecto de construcción. Modificado de Cipsa Consulpal (2005)

	Precipitación media (mm)		
	ESTACIÓN 9895 - SANTA MARÍA DE BELSUE "EMBALSE"	ESTACIÓN 989 - APIÉS	ESTACIÓN 9909 - NUENO
ENERO	64,8	50,8	51,2
FEBRERO	74,3	36,0	37,9
MARZO	68,4	34,9	29,1
ABRIL	109,9	66,5	71,1
MAYO	117,2	74,0	71,6
JUNIO	90,0	59,2	59,3
JULIO	36,4	36,0	33,8
AGOSTO	51,6	37,4	36,6
SEPTIEMBRE	60,3	62,2	57,9
OCTUBRE	99,2	60,4	70,2
NOVIEMBRE	94,3	66,6	73,0
DICIEMBRE	99,8	64,7	66,5
AÑO	1006,4	669,7	658,3

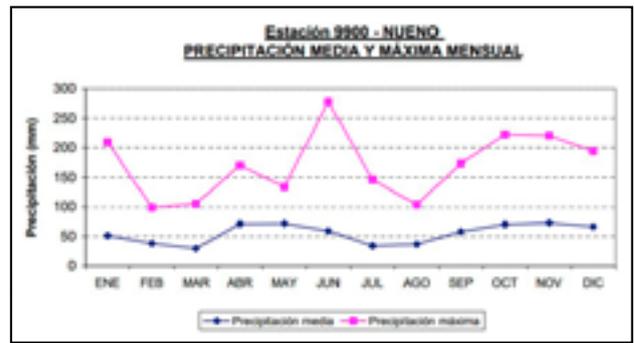


Figura 7. Precipitación media y máxima mensual en la estación meteorológica de Nueno (Cipsa Consulpal, 2005).

precipitación media correspondiente a este mes no se encuentra dentro de los más elevados.

Esta concatenación de meses lluviosos, especialmente en el periodo del otoño-invierno, proporcionan una aportación continuada de agua sobre las cuencas interceptadas por la carretera en la zona de estudio, lo que va a tener una gran influencia sobre el comportamiento de la estabilidad de la ladera.

2.2. Hidrología

Analizando el estudio hidrológico realizado en el propio proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005), puede observarse la gran superficie de las cuencas interceptadas por nuestro tramo de estudio (D.O. 3+200 a 3+400), tal y como se aprecia en la figura 8.

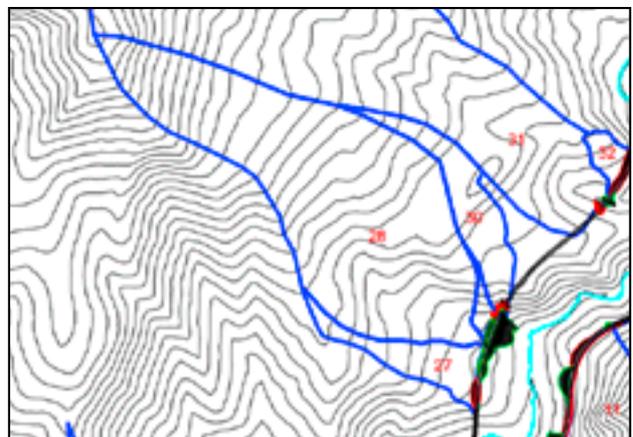


Figura 8. Identificación de cuencas interceptadas por el área de estudio (D.O. 3+200 a 3+400) (Cipsa Consulpal, 2005).

El área de las cuencas interceptadas por el relleno a realizar (cuencas 27 parcial, 28, 29 y 30 parcial) puede estimarse en unas 73,06 ha, con un umbral de escorrentía medio de unos 40,44 mm. Si a estos datos, junto a la precipitación existente en la zona, le añadimos la suave pendiente media existente (18°) y la mayor permeabilidad de los depósitos de material presentes en las cotas inferiores, podemos inferir la importancia de la circulación de agua subterránea que discurre infiltrada y que va a condicionar el comportamiento de la ladera.

En la figura 9 se ha realizado esta misma identificación de cuencas vertientes sobre fotografía aérea de la zona de estudio junto con la posición del barranco existente en la ladera.



Figura 9. Identificación de cuencas interceptadas por el área de estudio (D.O. 3+200 a 3+400). Perspectiva frontal. Elaboración propia a partir de imagen de *Google Earth*.

Se hace necesario destacar el hecho de que este barranco está seco durante la mayor parte del año. Incluso en periodos lluviosos se da la circunstancia de que circula agua en el tramo superior del barranco, a mayor cota y con mayor pendiente, pero el flujo superficial se pierde al infiltrarse el agua, antes de alcanzar el tramo de la ladera afectado por la carretera. Esta infiltración de la escorrentía se produce al alcanzar el barranco el tramo con menor pendiente y presencia de materiales coluviales en superficie, más permeables.

2.3. Geología

Las formaciones identificadas en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005) se encuentran representadas en la planta geológica, cuyo detalle en la ladera objeto de estudio se ha incluido en la figura 10. En esta imagen puede observarse como la ladera se ubica en el contacto entre tres formaciones, el Mioceno (M-Conglomerados, areniscas y lutitas rojas), el Triásico Muschelkak medio (TMM-Lutitas, arcillas abigarradas, yesos versicolores y sales) y el Triásico Muschelkak superior (TMS-Calizas micríticas tableadas). También se encuentran representados, en forma de triángulos, depósitos coluviales sobre las arcillas del Triásico Muschelkak medio.

Esta información es coherente con la recogida en la cartografía geológica actualizada (Samsó, J.M., Sanz, J., y

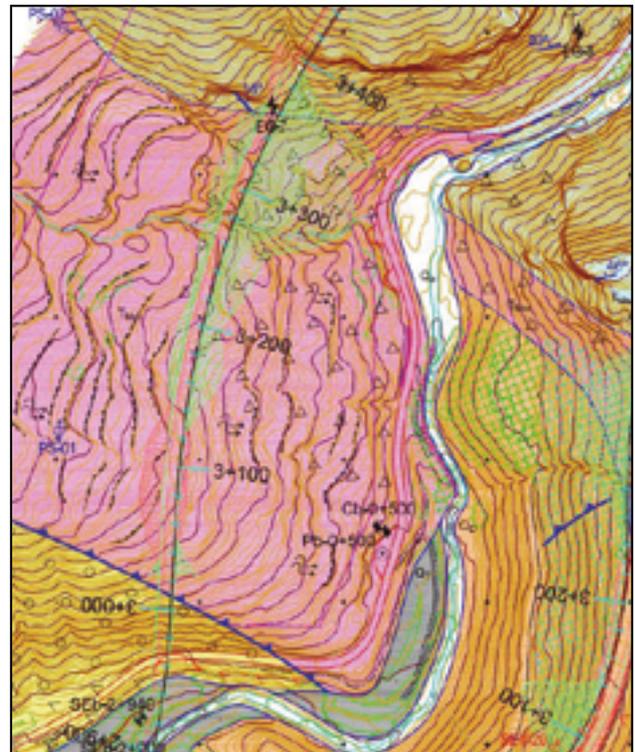


Figura 10. Detalle de la planta geológica del proyecto de construcción. Ladera D.O. 3+220 a 3+380. Extraído de Cipsa Consulpal (2005).

García, J., 2014), en la que se identifican las mismas formaciones geológicas.

En la figura 11 se ha recogido el perfil geológico I-I', identificado en la hoja correspondiente del Mapa Geológico de España MAGNA (Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J., 2014), muy próximo a nuestra zona de estudio, sobre el que se ha representado la posición aproximada de la ladera de la D.O. 3+300 (aunque se destaca el hecho de que no se encuentra exactamente sobre este perfil). De su observación podemos obtener una impresión del gran número de contactos existentes entre las distintas formaciones presentes (Mioceno, Cuaternario, Muschelkak, Cretácico, Paleoceno y Eoceno) en una zona con fuertes cabalgamientos, lo que introduce un alto grado de complejidad en el comportamiento de esta área desde el punto de vista geotécnico.

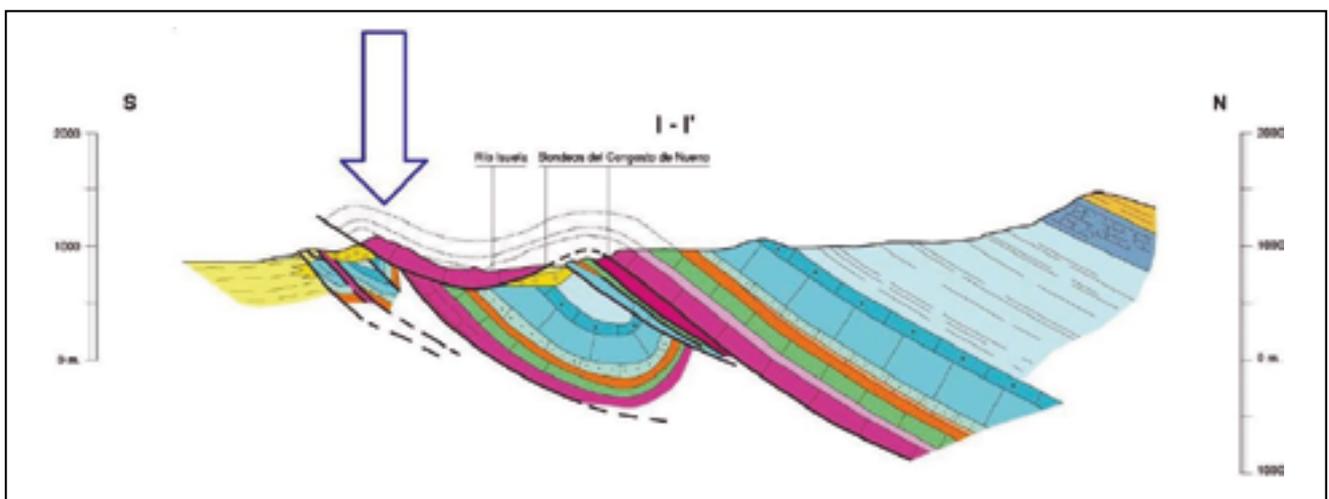


Figura 11. Perfil geológico I-I' de la hoja 248 (Apiés) del mapa geológico de España (Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J., 2014).

2.4. Geomorfología

En la figura 12 se ha indicado la ubicación de la ladera a analizar sobre la hoja nº 248 (Apiés) del Mapa Geomorfológico de España (Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J., 1991).



Figura 12. Ubicación de la ladera sobre la hoja nº 248 (Apiés) del mapa geomorfológico de España. Detalle. Modificado de Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J. (1991).

La génesis de la zona se identifica como estructural, estando la ladera afectada por la erosión provocada por la red de drenaje existente, destacándose la presencia de un barranco que llega al río Isuela. En esta misma ladera también se identifican escarpes estructurales en series monoclinales, con frentes de cresta menores de 100 m.

En septiembre de 2020 se ha realizado una visita a la zona de estudio con el objeto de valorar *in situ* sus características geomorfológicas. En esta visita se identifican claramente los escarpes estructurales y el barranco que discurre por la

ladera, tal y como puede observarse en la figura 13. Si describimos un recorrido desde las formaciones rocosas superiores hasta el fondo del valle se han podido observar dos importantes cambios de pendiente. En un primer tramo se aprecian formaciones rocosas de pendiente acusada. El segundo tramo presenta una pendiente intermedia, observándose afloramientos de arcillas abigarradas del Triásico Muschelkalk medio. Si continuamos hacia las cotas inferiores de la ladera la pendiente se suaviza aún más, observándose la aparición de material coluvial en los afloramientos (cantos y bloques en matriz limo arcillosa sin cementación).

A partir de las observaciones realizadas, se puede constatar la presencia depósitos cuaternarios correspondientes a coluviales o derrubios de ladera en la parte inferior de la ladera. Estos materiales ya se habían identificado en la planta geológica recogida en el proyecto de construcción (figura 10). La estabilidad de estos materiales va a estar condicionada por los siguientes factores: presencia y circulación de agua (tanto en forma de escorrentía superficial como subterránea infiltrada), pendientes, permeabilidad del coluvial suprayacente, impermeabilidad y plasticidad de los materiales del sustrato infrayacente.

2.5. Caracterización geotécnica

2.5.1. Trabajos de investigación realizados

Si nos centramos en la zona de estudio, la ladera de la D.O. 3+220 a 3+380 de la calzada Jaca-Huesca, disponemos de información relativa a tres campañas de investigación:

- Investigación para la redacción del proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005):
 - 1 calicata (Cb-0+500).
 - 1 ensayo de penetración dinámica continua (Pb-0+500).
 - 2 perfiles sísmicos (PS-01 y PS-02) realizados para el estudio informativo.

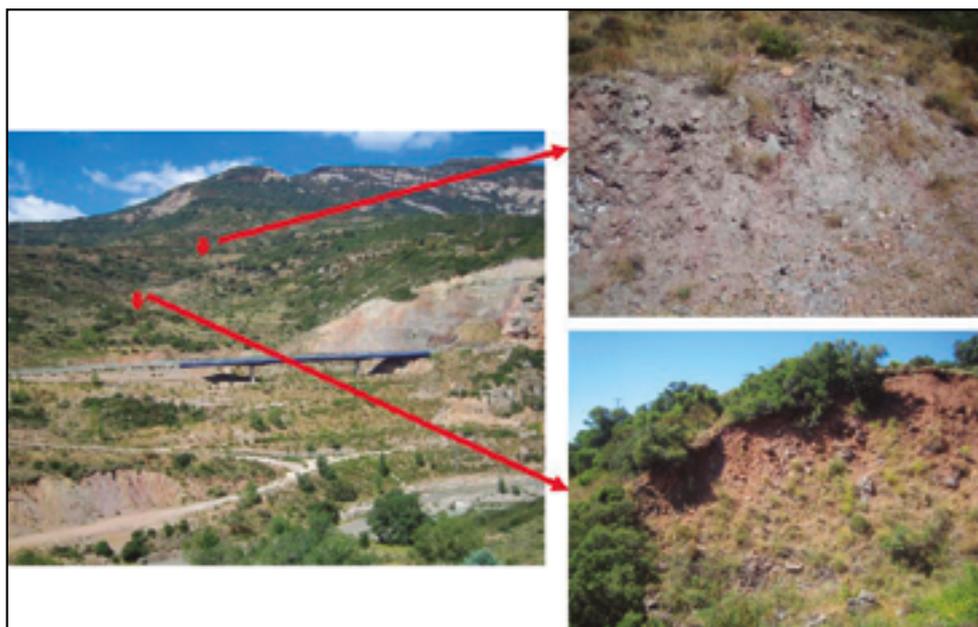


Figura 13. Foto general de la ladera de la D.O. 3+300 y afloramientos observados: arcillas abigarradas del triásico Muschelkalk medio en la imagen superior derecha y coluvial en la imagen inferior derecha.

- Campaña específica para estudiar la estabilidad del relleno inicialmente previsto (2007):
 - 3 sondeos mecánicos a rotación (S-1_R3+250, S-2_R3+300 y S-3_R3+320)
 - 2 ensayos de corte directo sobre muestras inalteradas extraídas en los sondeos.
- Campaña para definición de la cimentación de la nueva estructura E-6bis (2009), introducida en el proyecto modificado n° 1 (Incosa, 2009):
 - 3 sondeos mecánicos a rotación (SR-1 Estribo 1, SR-2 Pila 1 y SR-3 Pila 2)

La ubicación de los puntos investigados mencionados se recoge en la figura 14.

2.5.2. Perfil geológico-geotécnico

La documentación que integra el proyecto de construcción no incorpora un perfil geotécnico específico de la zona de estudio, aunque sí que se encuentra disponible una planta geológica a lo largo del trazado del tramo de autovía, cuyo detalle para la zona de estudio se encuentra recogido en la figura 10.

A partir de los datos de los sondeos realizados con posterioridad al inicio de las obras (S1, S-2, S-3, SR-1, SR-2 y SR-3) se ha elaborado un perfil específico para esta ladera, recogido en la figura 15, considerado como el más representativo y que se va a emplear en los cálculos de estabilidad a realizar posteriormente.

Sobre este perfil se hace necesario introducir las siguientes aclaraciones:

- El proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005) únicamente considera la presencia de dos formaciones en esta zona, el Triásico Muschelkak medio (TMm) y derrubios de ladera (Q_D). Éstos últimos se encuentran recubriendo el Muschelkak en la parte inferior de la ladera.

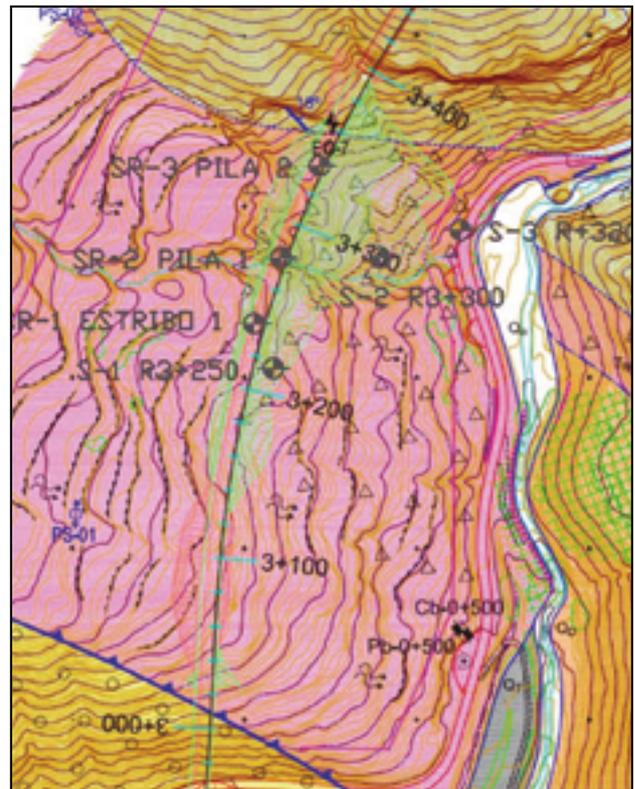


Figura 14. Detalle de la planta geológica del proyecto de construcción. Ladera D.O. 3+200 a 3+380. Localización de puntos investigados. Modificado de Cipsa Consulpal (2005).

- El perfil considerado en este estudio (figura 15) incorpora una nueva formación (Mioceno - conglomerados de clastos subredondeados a subangulosos de litologías predominantemente de calizas mesozoicas y terciarias, así como de yesos triásicos procedentes de las Sierras) identificada en los sondeos SR-2 Pila 1 y SR-3 Pila 2, a una profundidad aproximada comprendida entre los 4 y los 23,6 m. A modo de ejemplo se incluyen algunas fotografías de las columnas de los sondeos correspondientes a este material en la figura 16.

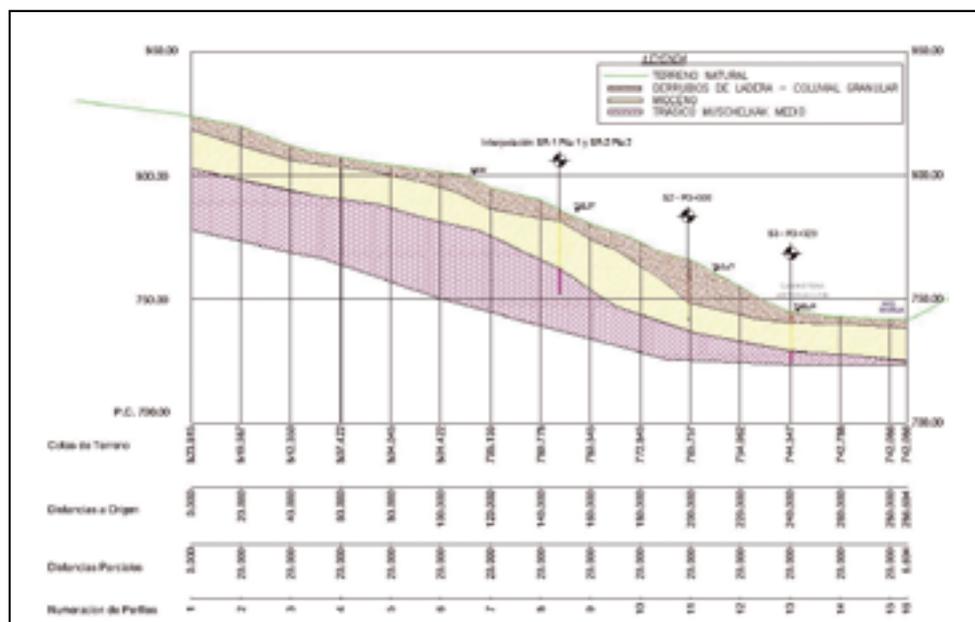


Figura 15. Perfil geológico geotécnico de la ladera de la D.O. 3+200 a 3+280. (Sección D.O. 3+300). Elaboración propia.



Figura 16. Fotografías de recuperación de sondeo SR-2 Pila 1. Formación identificada como Mioceno (Incosa, 2009).

2.5.3. Parámetros geotécnicos considerados

Para la determinación de los parámetros resistentes de las distintas formaciones identificadas, se ha tomado como punto de partida la información recogida en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005). Tras la revisión de los distintos documentos relativos a la geotecnia del tramo de autovía (Anejo 3. Geología y procedencia de materiales,

Anejo 7. Geotecnia del corredor y Anejo 12. Geotecnia de cimentación de estructuras) se ha realizado una recopilación de los rangos de valores propuestos para los parámetros correspondientes a cada una de las unidades identificadas. Tomando en consideración estos rangos de valores como valores iniciales, se ha realizado un análisis crítico de los mismos, para cada una de las unidades identificadas, llegando a los resultados expuestos en la tabla 2.

Tabla 2. Parámetros geotécnicos considerados en este estudio

Formación	Código	C' (kPa)	Phi' (°)	Densidad ap (kN/m ³)	E (Mpa)	Revisión C'	Revisión Phi'	Observaciones
Trásico Muschelak medio sano	TMm sano	30	28	20	60	Se mantiene valor proyecto	Se mantiene valor proyecto	-
Neógeno Mioceno	M	25 / 8,75*	30	21	10	Valor medio rango proyecto	Valor superior rango proyecto	Carácter granular - Testificación sondeos
Depósitos de ladera (Cebión indiferenciado) (granita)	Qd	10	27	21	20	Valor superior rango proyecto (menor al obtenido ensayo corte directo)	Valor obtenido ensayo corte directo (menor al valor inferior rango proyecto)	Ensayos de corte directo muestra S-2_3+300_de_1,80 a_2,40_m. C'=30 kPa y phi'=27°.
Escolera	-	0	45	20	80	Bibliografía	Bibliografía	Referencia escolera vereda C'=0 Phi'=45°
Pedraplén	-	0	42	21	25	Se mantiene valor proyecto	Se reduce ligeramente el valor proyecto	-
Terraplén	-	10	30	19	25	Se mantiene valor proyecto	Se mantiene valor proyecto	-

*Nota: Valor inicialmente considerado = 25 kPa. Valor obtenido en el cálculo retrospectivo = 8,75 kPa

3. ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO

3.1. Descripción del movimiento observado

El 15 de mayo de 2009, se produjo un deslizamiento sobre la ladera objeto del presente trabajo. En la figura 17 puede apreciarse una fotografía realizada ese mismo día, sobre la que se ha resaltado el contorno de la superficie de rotura observada y la localización de las surgencias de agua detectadas. En la figura 18 se ha realizado este mismo ejercicio sobre otra imagen tomada tres días después, con el objeto de presentar la evolución del deslizamiento en ese periodo.

El deslizamiento producido tiene una componente fuertemente rotacional, observándose una rotura cuya coronación se sitúa aproximadamente a la cota de la rasante de la carretera en ejecución. Se aprecian claramente los límites de la superficie de rotura sobre el



Figura 17. Identificación del contorno de la superficie de rotura y surgencias observadas sobre imagen del 15/05/2009. Modificado de U.T.E. Nueno-Congosto de Isuela.

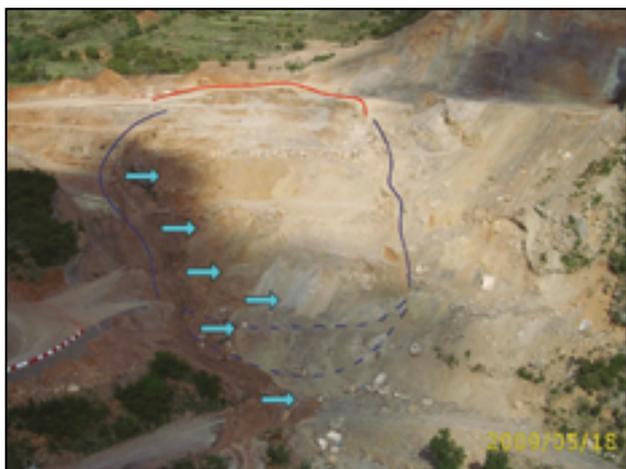


Figura 18. Identificación del contorno de la superficie de rotura y surgencias observadas sobre imagen del 18/05/2009. Modificado de U.T.E. Nueno-Congosto de Isuela.

desarrollo de la ladera, mientras que el pie de esta superficie queda difuminado entre vertidos de material presentes en el pie de la ladera. Puede estimarse que la salida de la superficie de deslizamiento por el pie se produce a una cota aproximada situada entre la rasante de la antigua carretera C-136 (que discurre entre el pie de la ladera y el río Isuela), y la primera plataforma de trabajo ejecutada.

Se destaca la aparición de surgencias de agua a través de la superficie de deslizamiento, ya presentes el día de la rotura y que evolucionan hacia un mayor caudal de salida en la imagen tomada el 18 de mayo.

3.2. Factores desencadenantes

En el momento en que se produjo el deslizamiento se estaban realizando trabajos preparatorios sobre la ladera: construcción de caminos de acceso y plataformas de trabajo para los rellenos de escalonamiento de la ladera y la construcción de una plataforma auxiliar para acopio de materiales.

Es necesario destacar que el relleno de material colocado para materializar esta plataforma para acopios supuso un claro peso desestabilizador, justo en la parte superior del deslizamiento producido. La geometría del perfil de este relleno se encuentra recogido en la figura 6.

Adicionalmente, se registraron unas fuertes lluvias los días precedentes que, con toda seguridad, provocaron la elevación de la superficie piezométrica presente en la ladera.

Los rellenos para la ejecución de los caminos de acceso en la parte inferior de la ladera también causaron un cierto efecto “tapón”, dificultando el drenaje del agua infiltrada cuya salida al exterior se realizaba de una forma mucho más sencilla en la situación natural previa al inicio de las obras. Esta retención de agua infiltrada tiene una influencia clara sobre la elevación de la línea piezométrica.

3.3. Análisis retrospectivo

Una vez producido el deslizamiento, se hace necesario comprender el fenómeno, con el objeto de poder diseñar las actuaciones de corrección que permitan materializar la rasante de la carretera sobre esta ladera, con un suficiente nivel de seguridad.

Con este objetivo se ha realizado un análisis retrospectivo del deslizamiento producido, basado en los siguientes datos:

- Perfil geológico-geotécnico expuesto en el apartado 2.5.2 (figura 15).
- Parámetros resistentes considerados en el apartado 2.5.3 (tabla 2).
- Geometría de la ladera (perfil transversal más desfavorable) existente en el momento de producirse el deslizamiento, recogida en la figura 6.
- Línea piezométrica estimada basada en las surgencias observadas en la ladera tras el deslizamiento.

Las anteriores consideraciones se encuentran integradas en el perfil dibujado en la figura 19.

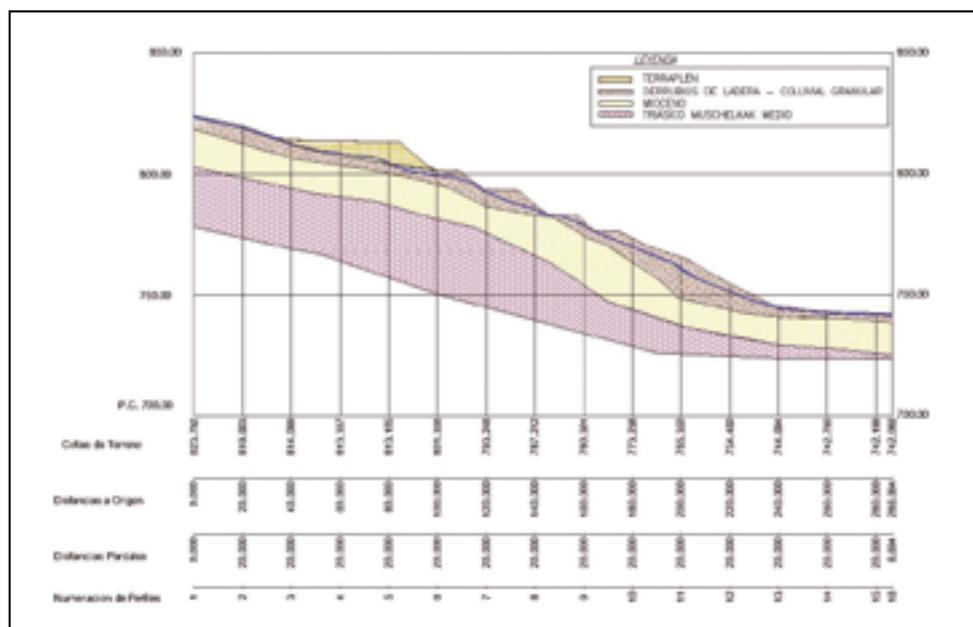


Figura 19. Perfil considerado en el análisis del deslizamiento.

Con base en la observación del deslizamiento se decide centrar el análisis retrospectivo sobre los parámetros resistentes de la formación Mioceno, planteándose posteriormente un análisis de sensibilidad de los parámetros del resto de formaciones geológicas involucradas.

El retroanálisis de los parámetros resistentes de esta formación se ha realizado determinando aquellas parejas de valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno (c' - ϕ') para las que se obtiene un factor de seguridad igual a la unidad (situación teórica en la que se produce la rotura propiamente dicha).

Una vez determinado un número suficiente de estas parejas de valores se representan en una gráfica y se determina aquella pareja que mejor representa la situación real, a juicio del autor, basándose en las observaciones realizadas y en los datos disponibles.

En la tabla 3 se recogen los valores que resumen el análisis retrospectivo realizado. Como se puede observar, para valores de la cohesión comprendidos entre $c' = 0$ y $c' = 25$ kPa, el rango de valores del ángulo de rozamiento interno para los que se obtiene un factor de seguridad unidad oscila entre $\phi' = 32^\circ$ y $\phi' = 26^\circ$.

Tabla 3. Parejas de valores C' - ϕ' de la formación Mioceno para las que se obtiene F.S.=1 en el cálculo de estabilidad

Formación Mioceno: Valores C' - Φ / $\tan(\Phi)$ para F.S.=1		
Cohesión C' (kN/m ²)	Φ (°)	$\tan(\Phi)$ (adim)
25,00	26,29	0,49
20,00	27,47	0,52
15,00	28,62	0,55
10,00	29,74	0,57
8,86	30,00	0,58
5,00	30,85	0,60
0,00	31,94	0,62

Estas parejas de valores se han representado también de forma gráfica en la figura 20. Para la elección de los valores representativos de estos parámetros, dentro de los rangos posibles resultantes, se ha tomado el criterio de considerar un ángulo de rozamiento interno de $\phi' = 30^\circ$ para este material. Este valor era el más alto dentro del rango propuesto en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005), y se considera justificado por la fuerte componente granular de esta formación en la zona de estudio, tal y como ha quedado constatado en la observación de los sondeos SR-2 y SR-3 (ver figura 16). Fijando

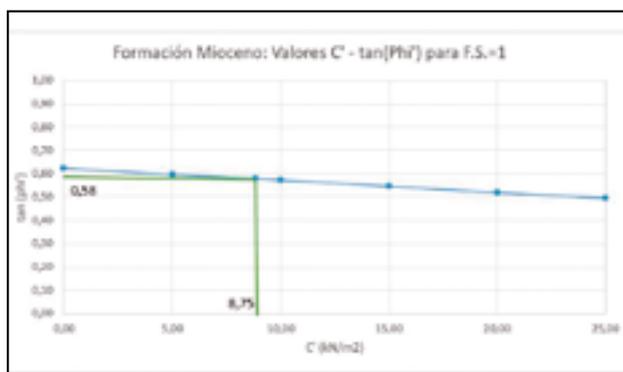


Figura 20. Gráfico resumen del análisis retrospectivo de los parámetros resistentes de la formación Mioceno.

este valor de $\phi' = 30^\circ$ ($\tan 30^\circ = 0,58$) para el ángulo de rozamiento interno se obtiene un valor para la cohesión de $c' = 8,75$ kPa, que se considera razonable para las características predominantemente granulares observadas en este material.

Como comprobación, se ha procedido a realizar el cálculo de estabilidad de la ladera, introduciendo los valores obtenidos tras el cálculo retrospectivo, obteniéndose un factor de seguridad unidad, cuya representación gráfica está recogida en la figura 21. Puede observarse que la superficie de rotura obtenida es muy similar a la observada en la realidad, afectando de manera prácticamente exclusiva a la formación Mioceno.

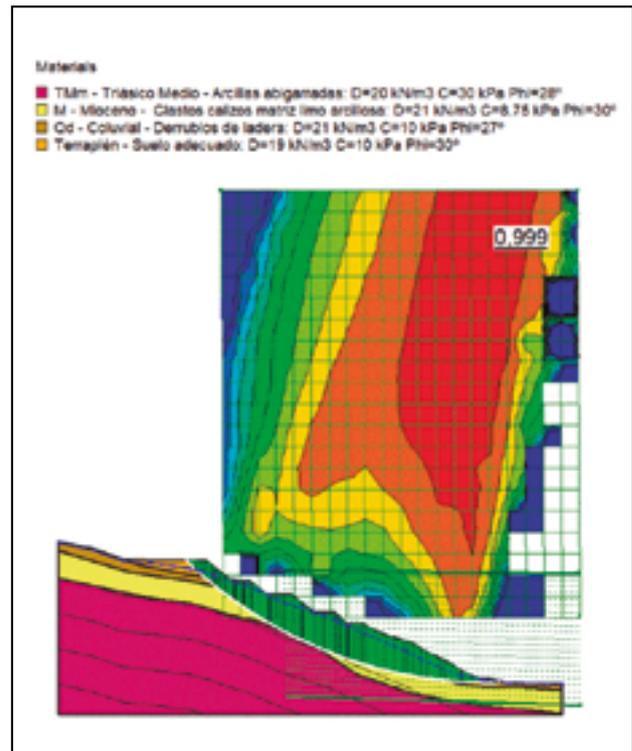


Figura 21. Cálculo de estabilidad de la situación previa a la rotura. Parámetros obtenidos en retroanálisis.

3.4. Análisis de sensibilidad

Una vez realizado el cálculo retrospectivo, se ha llevado a cabo un análisis de sensibilidad de los parámetros geotécnicos de las formaciones presentes en la ladera.

El objetivo de este análisis es poder determinar si el factor de seguridad de las condiciones de estabilidad de la ladera puede verse modificado de forma sensible para pequeñas variaciones de los valores de los parámetros resistentes considerados.

El proceso a seguir consiste en ir modificando los valores de cada uno de estos parámetros, respecto al valor previamente asignado, e ir observando las variaciones del factor de seguridad resultantes. Mediante la representación de los resultados en una gráfica (parámetro - factor de seguridad), se puede apreciar la susceptibilidad del factor de seguridad a la modificación del valor de ese parámetro concreto.

Los resultados obtenidos, para cada una de las formaciones involucradas, están recogidos de la figura 22 a la 25.

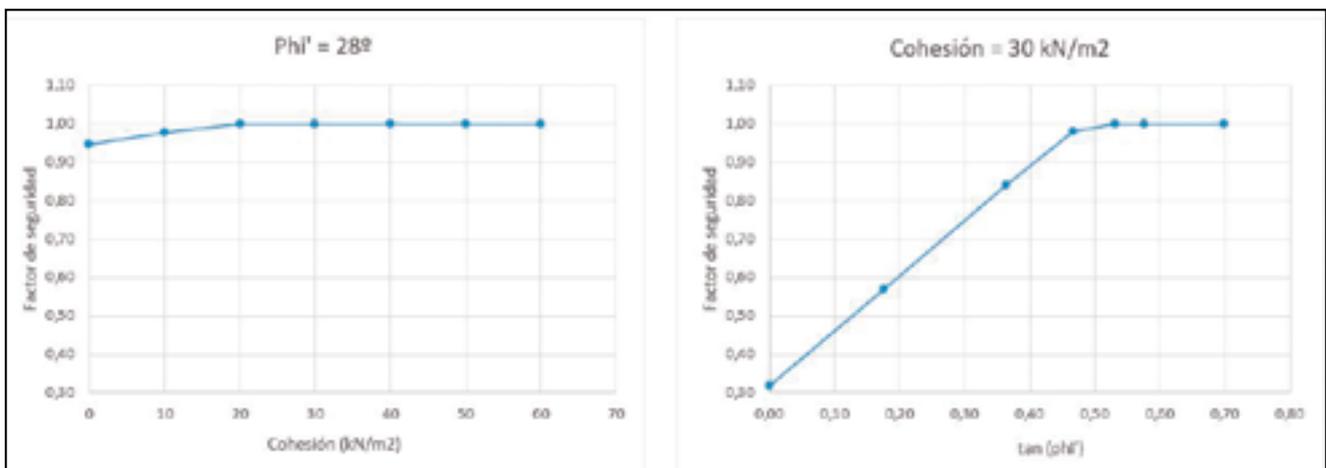


Figura 22. Gráficas del análisis de sensibilidad sobre la formación triásico Muschelkalk medio (tmm).

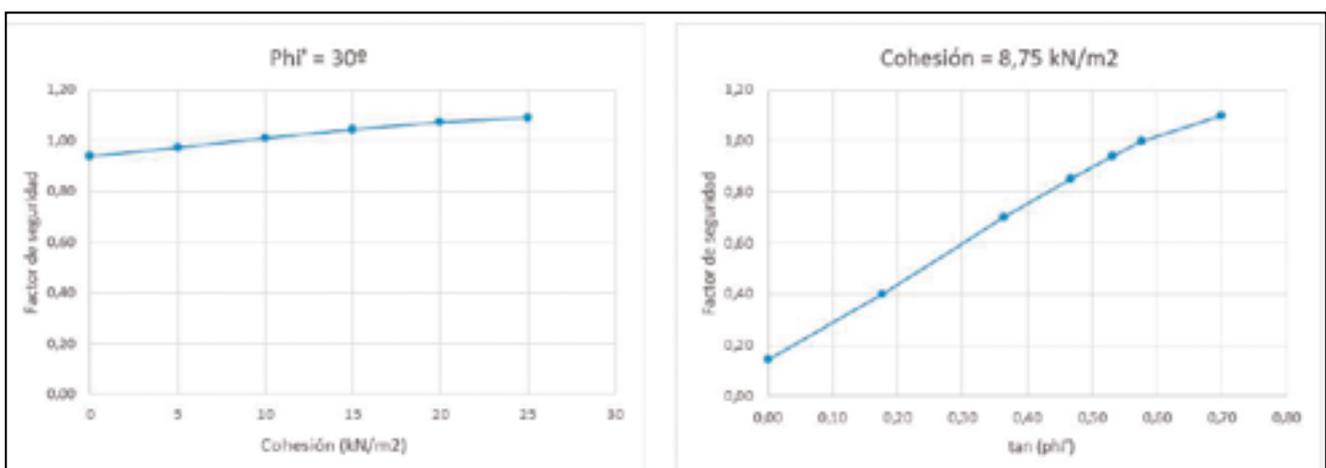


Figura 23. Gráficas del análisis de sensibilidad sobre la formación Mioceno (m).

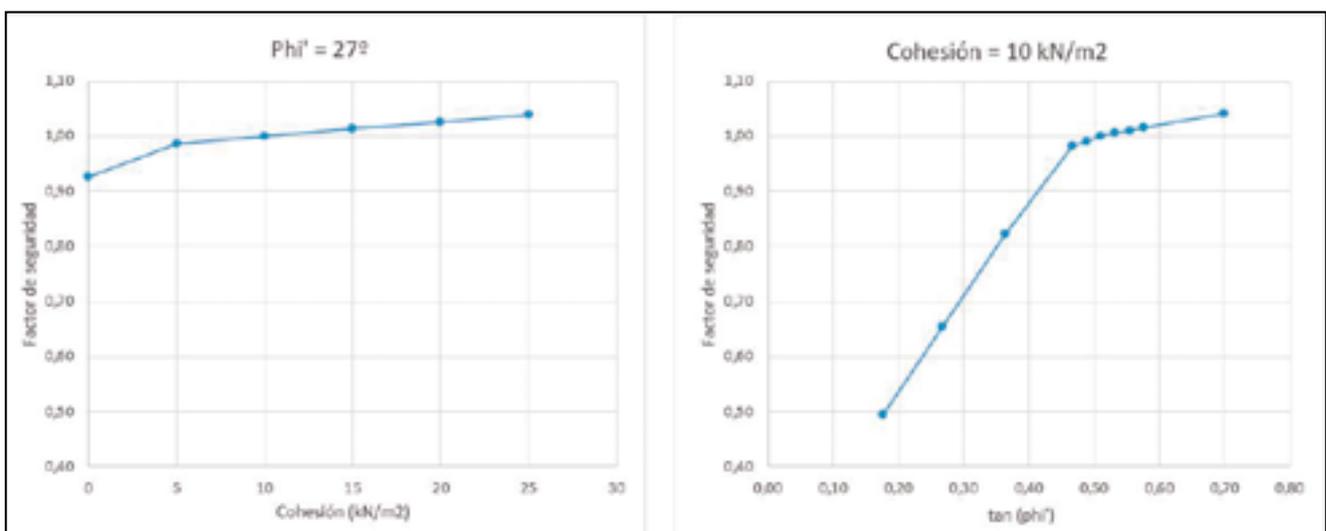


Figura 24. Gráficas del análisis de sensibilidad sobre la formación coluvial-derrubios de ladera (QD).

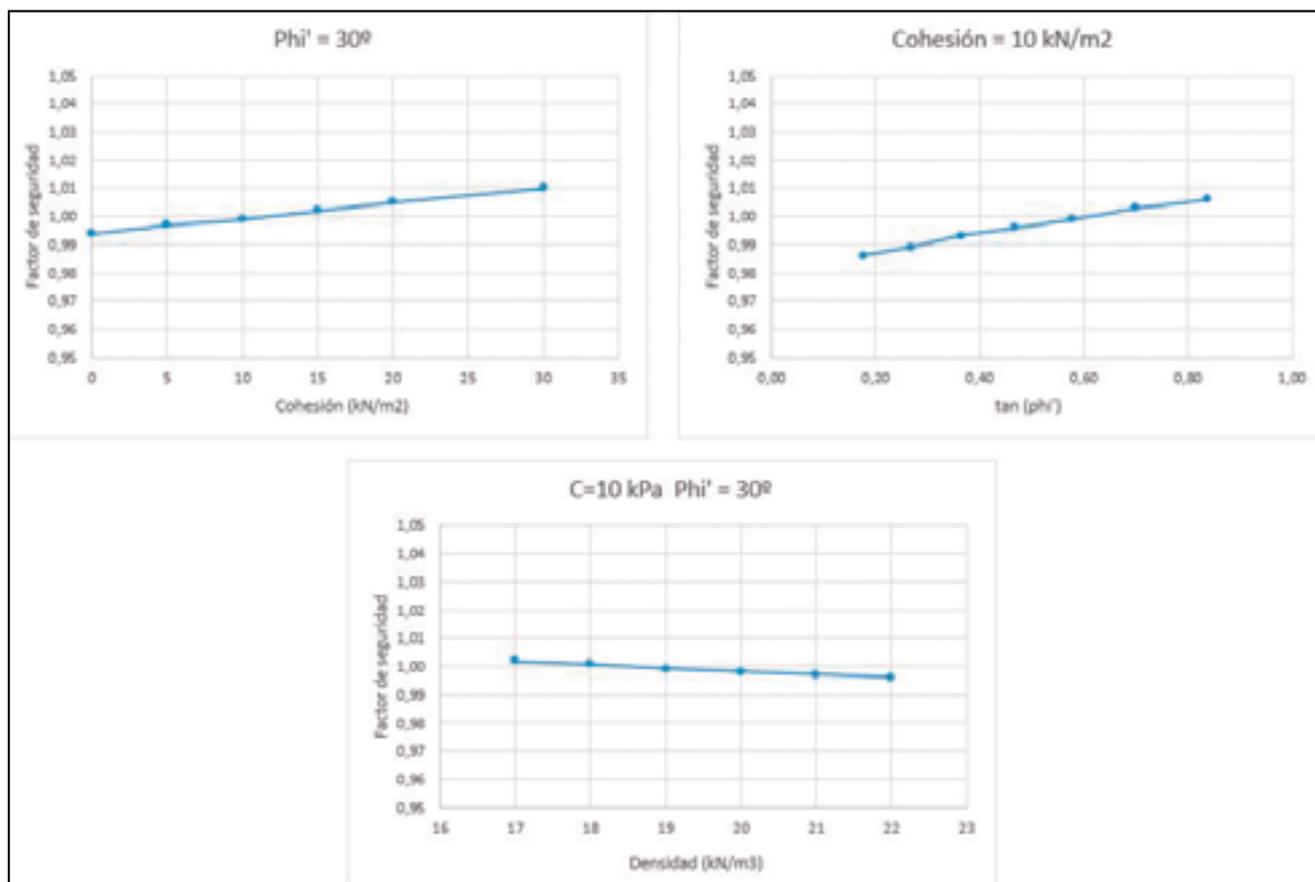


Figura 25. Gráficas del análisis de sensibilidad sobre la unidad terraplén.

4. CONDICIONES DE ESTABILIDAD

4.1. Generalidades

Una vez analizado el deslizamiento producido, y obtenido un modelo geotécnico completo (perfil, parámetros y análisis de sensibilidad), se han evaluado las condiciones de estabilidad de esta ladera en las siguientes situaciones:

- Solución prevista en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005).
- Actuaciones de corrección definidas tras el deslizamiento y ejecutadas para la puesta en servicio de la carretera.

Estas comprobaciones se han realizado utilizando la aplicación informática SLOPE/W de GEOSTUDIO 2012 y aplicando el método de equilibrio límite de Morgenstern-Price. En los cálculos realizados se han considerado las siguientes hipótesis:

- Se han considerado, como perfil topográfico representativo más desfavorable de la ladera, el que interseca al eje de la carretera en la D.O. 3+300 de la calzada de bajada Jaca-Huesca.
- El perfil geológico-geotécnico considerado es el expuesto en el apartado 2.5.2 y los parámetros de las distintas unidades geotécnicas presentes se encuentran recopilados en el apartado 2.5.3.
- Se consideran cinco situaciones para la posición de la línea piezométrica:
 - Sin línea piezométrica (seco): Situación irreal calculada para obtener una cota superior ideal, no alcanzable, del factor de seguridad de la ladera.

- Línea piezométrica en el contacto entre las unidades Derrubios de ladera (Q_D) y Mioceno (M): Se correspondería con un nivel de agua en el terreno bastante bajo, que hemos considerado como cota superior realista del factor de seguridad.
- Línea piezométrica en una posición intermedia entre la 2 y la 4.
- Línea piezométrica más alta posible (saturación) en la ladera, estimada teniendo en cuenta la topografía existente en cada una de las situaciones a calcular. Se correspondería con la cota inferior del factor de seguridad.
- Posición anterior pero rebajada por la red de drenaje profundo, en los casos en los que ésta se ha definido.

4.2. Solución prevista en el proyecto de construcción

Se va a realizar el cálculo de las condiciones de estabilidad de la solución prevista en el proyecto de construcción (Cipsa Consulpal, 2005), esto es, el pedraplén con un apoyo escalonado, taludes con inclinación 3H: 2V y red de drenaje profundo, tal y como se ha expuesto en el apartado 1.3. El perfil de cálculo considerado se ha representado en la figura 26.

En la tabla 4 se recogen los resultados obtenidos para los cinco casos supuestos para la posición de la línea piezométrica. Considerando las medidas de drenaje profundo previstas, el factor de seguridad obtenido (F.S.=1,06) se considera bajo. Analizando la situación sin agua en la ladera, situación irreal para la determinación de la cota superior (no alcanzable) del factor de seguridad, se sigue

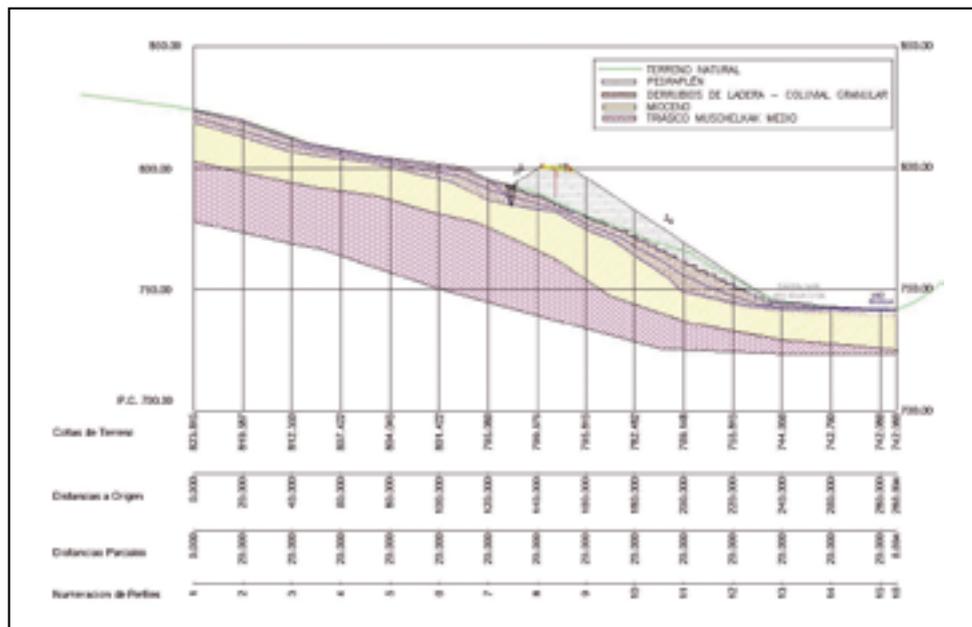


Figura 26. Perfil de cálculo de las condiciones de estabilidad de la solución del proyecto de construcción.

obteniendo un valor bajo, que se entiende como inadmisibles (F.S.=1,07), teniendo en cuenta que obedece a una situación irreal, por optimista.

A modo de ejemplo se recoge en la figura 27 el resultado obtenido para la posición de la línea piezométrica rebajada por la red de drenaje subterráneo prevista.

Tabla 4. Resultados del factor de seguridad obtenido en el cálculo de la estabilidad de la solución de proyecto

SOLUCIÓN INICIAL DE PROYECTO		
POSICIÓN LÍNEA PIEZOMÉTRICA		FACTOR DE SEGURIDAD
1	Ninguna - seco	1,074
2	Contacto entre Qd y M	1,056
3	Intermedia	0,985
4	Máxima - condiciones de saturación	0,846
5	Rebajada por red de drenaje	1,064

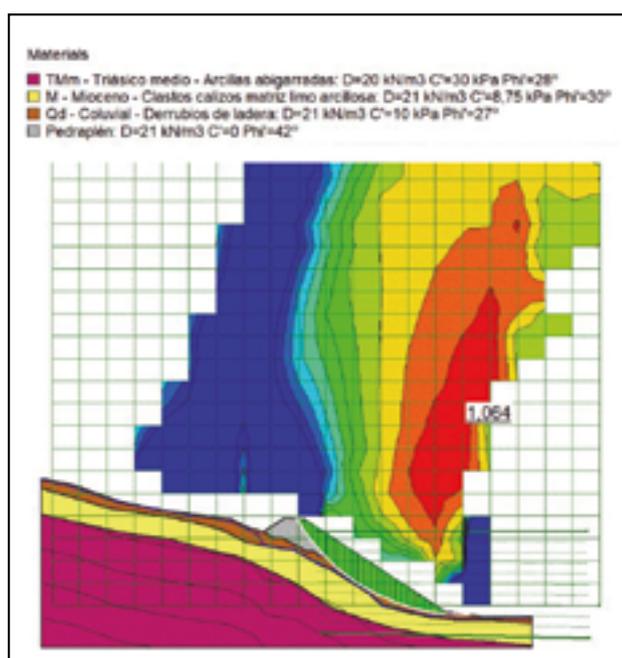


Figura 27. Cálculo de estabilidad de la solución de proyecto. Posición de la línea piezométrica: 5-rebajada por red de drenaje.

4.3. Actuaciones realmente ejecutadas

Las nuevas actuaciones definidas sobre la ladera ya en fase de obra, como solución sustitutiva de la prevista inicialmente por el proyecto de construcción, comprendieron los siguientes trabajos:

- Ejecución de un repié de escollera en el pie de la ladera deslizada, en la ubicación de la antigua carretera C-136, lo que obligó a modificar su trazado hacia el río y prolongar una obra de drenaje existente.
- Ejecución de un relleno escalonado de restitución de la ladera, adosado a la geometría resultante tras el deslizamiento, con el objetivo de configurar una geometría con una pendiente media similar a la existente previamente al inicio de las obras.
- Obras de mejora de las condiciones de drenaje superficial, consistentes en el rasanteo y formación de pendientes de las superficies generadas, la impermeabilización de las bermas resultantes mediante lámina y losa de hormigón armado, formación de pendientes longitudinales para el drenaje de los caminos y ejecución de una red de cunetas revestidas.
- Instalación de una red de drenaje profundo, configurada mediante dos baterías de pozos drenantes de 1.500 mm de diámetro, con perforaciones radiales en su interior para la captación de agua e interconectados entre sí para evacuar por gravedad el flujo de agua captado.
- Introducción de una nueva estructura mixta (acero y hormigón), cimentada mediante pilotes en una de las plataformas superiores ejecutadas, dada la diferencia de cota que se introduce entre la rasante de la carretera y el relleno definido bajo ella.

En la figura 28 puede observarse el perfil considerado para el cálculo de las condiciones de estabilidad de la ladera tras la realización de las actuaciones descritas.

En la figura 29 se representa el resultado del cálculo de estabilidad, realizado en el estudio, correspondiente a la

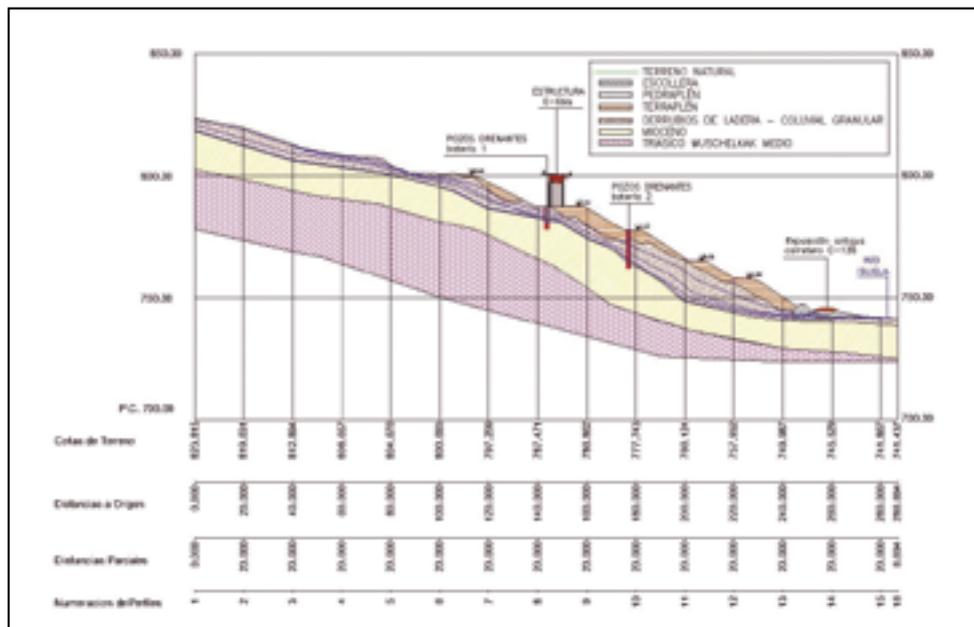


Figura 28. Perfil de cálculo de las condiciones de estabilidad de las actuaciones realmente ejecutadas tras el deslizamiento.

ejecución de las actuaciones mencionadas, para las hipótesis definidas en el apartado 4.1. En este cálculo se ha considerado la línea piezométrica que llevaría a condiciones de saturación de la ladera, pero rebajada por la acción de la red de drenaje profundo (pozos interconectados) prevista.

En la tabla 5 se recogen los valores de los factores de seguridad obtenidos en los cálculos de equilibrio límite efectuados. Podemos observar que el factor obtenido se sitúa en el rango comprendido entre F.S.=1,15 a F.S.=1,37, en función de la posición de la línea piezométrica considerada. Con la introducción de la red de drenaje profunda definida, consistente en dos baterías de pozos drenantes en

las posiciones indicadas en la figura 28, podemos observar como el factor de seguridad resultante es de F.S.=1,33, lo que supone una mejora respecto a las condiciones de estabilidad de la ladera en las condiciones previas a la ejecución de las obras (F.S.=1,23 para la posición de la línea piezométrica en el contacto entre las formaciones M y Q_d).

El factor de seguridad obtenido, de F.S.=1,33, se considera aceptable desde el punto de vista de la estabilidad global de la ladera. Dadas las condiciones de equilibrio iniciales de la ladera natural (F.S.=1,23 para la posición más favorable de la línea piezométrica), aumentar este valor hasta F.S.=1,5 requeriría la realización de actuaciones con un coste económico muy elevado que no se consideran justificadas.

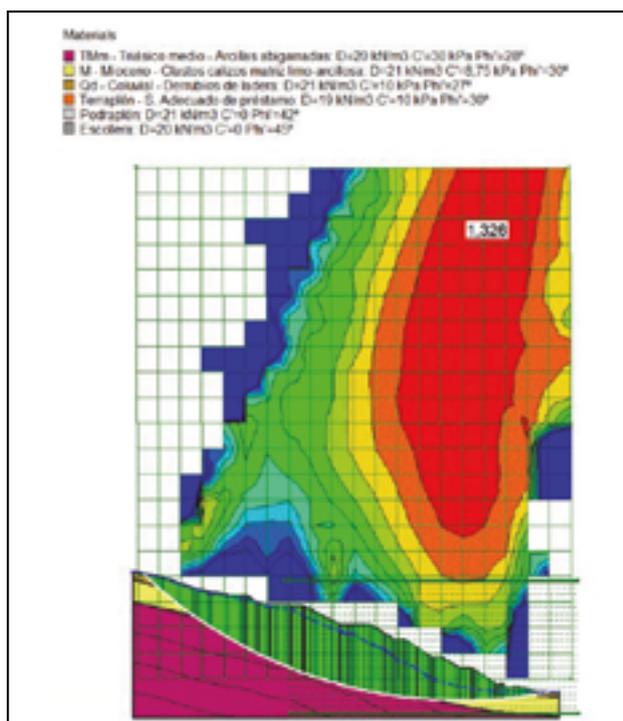


Figura 29. Cálculo de estabilidad de las actuaciones definidas en el proyecto modificado nº 1 y complementario. Posición de la línea piezométrica: 5-rebajada por red de pozos de drenaje.

Tabla 5. Resultados del factor de seguridad obtenido en el cálculo de la estabilidad de la solución definida en el proyecto modificado nº 1 y en el proyecto complementario

ACTUACIONES DEFINIDAS EN EL PROYECTO MODIFICADO Nº 1 Y EN EL PROYECTO COMPLEMENTARIO		
POSICIÓN LÍNEA PIEZOMÉTRICA	FACTOR DE SEGURIDAD	
1 Ninguna - seco	1,430	
2 Contacto entre Q _d y M	1,366	
3 Intermedia	1,269	
4 Máxima - condiciones de saturación	1,151	
5 Rebajada por red de pozos de drenaje	1,326	

5. SOLUCIONES ALTERNATIVAS

5.1. Generalidades

Una vez analizados el deslizamiento producido y las medidas de corrección adoptadas, se ha realizado un estudio sobre una serie de actuaciones alternativas que podrían haberse adoptado para dar solución a la problemática existente.

Sobre cada una de las soluciones planteadas se van a exponer los siguientes aspectos:

- Elaboración del perfil de definición de la actuación. Cada una de las medidas de corrección se van a re-

presentar sobre el perfil considerado como más desfavorable y representativo de la situación de la ladera (D.O. 3+300).

- Cálculo de las condiciones de estabilidad global de la ladera, tras la incorporación de las medidas de corrección, teniendo en cuenta las mismas consideraciones relativas a la metodología de cálculo, al perfil geológico-geotécnico y a las posiciones de la línea piezométrica ya expuestas en el apartado 4.1.

5.2. Ajuste de trazado

La primera solución considerada consiste en ajustar el trazado de esta calzada a la geometría de la ladera resultante tras el deslizamiento. El ajuste de la calzada, sobre el perfil de cálculo (D.O. 3+300) se ha representado en la figura 30. Los criterios para la definición de esta solución han sido buscar una posición de la calzada que minimice el movimiento de tierras a realizar sobre el terreno deslizado e introducir una red de drenaje subterráneo, constituido por una zanja drenante de 4 m de profundidad, en la posición indicada en la figura, que permita un rebajamiento de la línea piezométrica.

La profundidad de 4 m para la zanja drenante ha sido fijada considerando que se trata de un valor máximo construible con medios convencionales. Zanjás más profundas presentan importantes dificultades de ejecución y problemas de funcionamiento a largo plazo, por lo que no han sido consideradas.

Se hace necesario destacar que el perfil representado en la figura 30, representa únicamente un tanteo previo de esta solución. Para poder definir, de forma completa, una solución de este tipo sería necesario modificar el trazado de la carretera en un tramo cuya longitud será función de la magnitud de la modificación a introducir y de los condicionantes existentes en las zonas contiguas. Una vez realizado el ajuste, sería necesario revisar la totalidad del tramo modificado con el objeto de identificar el perfil más desfavorable desde el punto de vista de la estabilidad global, que no tiene por qué coincidir con el considerado antes del ajuste de trazado. Sobre el nuevo perfil identificado se realizarían los cálculos de estabilidad global. La definición completa expuesta requiere conocimientos específicos sobre trazado de carreteras que exceden el ámbito del presente trabajo y no ha sido desarrollada.

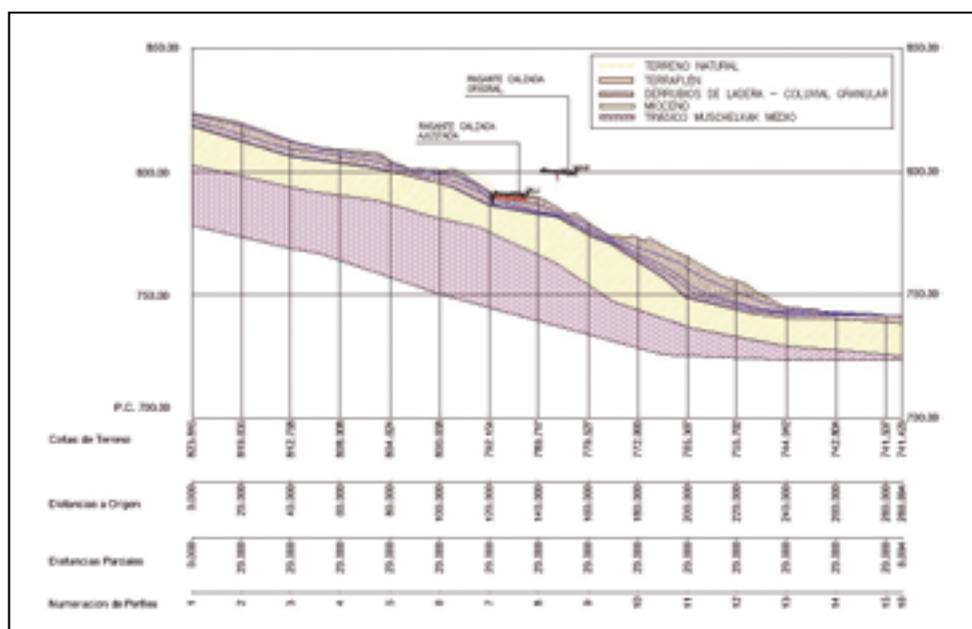


Figura 30. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 1: ajuste de trazado y zanja drenante.

5.3. Repié de escollera y pedraplén (dos geometrías)

En el estudio de esta actuación alternativa se han considerado dos geometrías diferentes para el relleno. En ambas se define un repié de escollera de 12 m de altura, sobre el que se apoya un relleno de tipo pedraplén. Este repié de escollera se ubica sobre la antigua carretera C-136, lo que hace necesaria su reposición en una ubicación más próxima al río.

En la primera solución, denominada 2.1 (figura 31), se ha considerado un talud de pendiente única para el

pedraplén, de valor 1,78H: 1V, forzada por la geometría definida para el repié de escollera y por la posición de la rasante de la calzada en ese perfil.

En la segunda, denominada 2.2 (figura 32), la pendiente del talud considerada ha sido 3H: 2V, con una berma intermedia, a la cota 774,12 m.

En ambos casos se ha definido una red de drenaje subterráneo constituida por una zanja drenante, de 4 m de profundidad, situada bajo el pie del talud del lado montaña del pedraplén, con el objeto de mantener la línea piezométrica por debajo del apoyo del pedraplén.

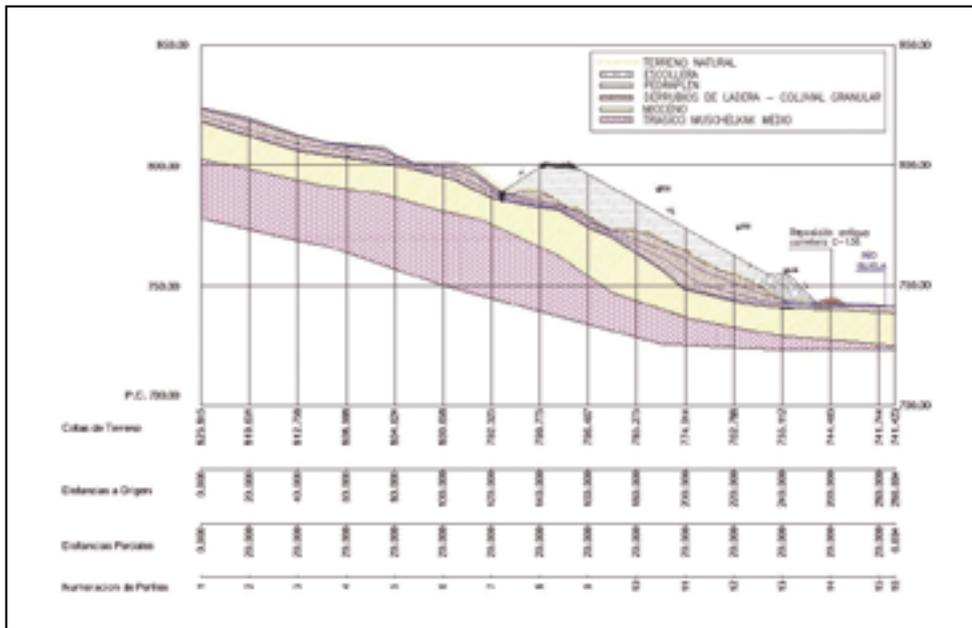


Figura 31. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 2.1: repié de escollera, pedraplén (talud con pendiente 1,78h: 1v) y zanja drenante.

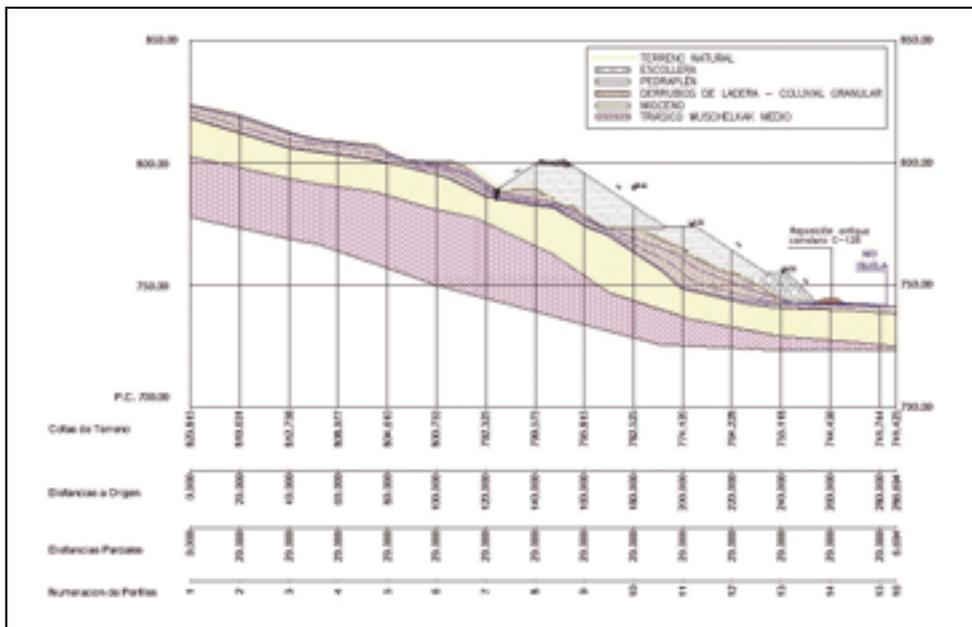


Figura 32. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 2.2: repié de escollera y pedraplén (talud con pendiente 3h: 2v con berma) y zanja drenante.

5.4. Repié de escollera, pedraplén y terraplén

Con el objeto de tratar de optimizar las necesidades de materiales de tipo pedraplén, se ha estudiado la solución definida en la figura 33. La actuación consiste en la ejecución de un repié de escollera sobre la ubicación de la antigua carretera C-136, un relleno estabilizador adosado a la

ladera de tipo pedraplén y un relleno final de tipo terraplén con la misma configuración geométrica que la solución 2.2 definida en el apartado anterior.

Esta solución también incorpora una red de drenaje subterráneo constituida por una zanja drenante de 4 m de profundidad, en la misma ubicación que en el caso anterior.

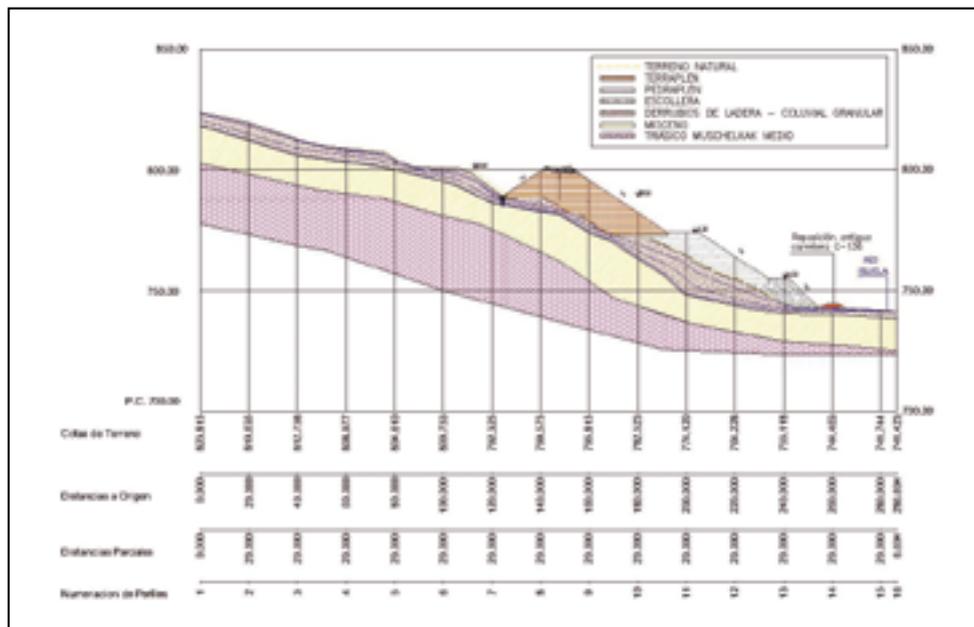


Figura 33. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 3: repié de escollera, pedraplén, terraplén y zanja drenante.

5.5. Muro de sostenimiento (dos geometrías)

Otra de las posibilidades de actuación es la construcción de un muro de sostenimiento del relleno a realizar, de forma que se minimice el peso desestabilizador a colocar sobre la ladera.

En las figuras 34 y 35 se han representado dos configuraciones posibles para una solución de este tipo:

- Muro estricto: se ha realizado un encaje geométrico estricto del muro a realizar, resultando una altura, medida desde su plano de cimentación, de 23,8 m, valor que excede, con mucho, las alturas usuales de este

tipo de estructuras, pero que se analiza por constituir la geometría de peso mínimo.

- Muro de altura máxima limitada: en la segunda imagen se ha tomado el criterio de limitar la altura máxima del muro a 13 m desde su plano de cimentación, valor en el rango de los máximos habituales para este tipo de muros, aumentando en consecuencia, el volumen de relleno a ejecutar.

En ambas configuraciones se ha previsto una red de drenaje profundo materializada mediante una zanja drenante de 4 m de profundidad, con el objeto de rebajar la posición de la línea piezométrica existente en la ladera.

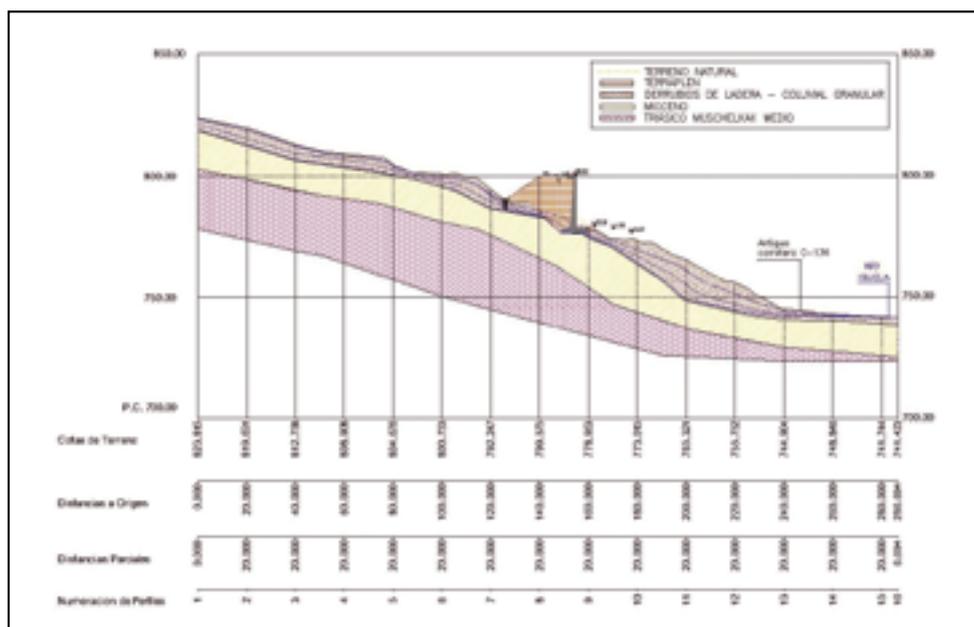


Figura 34. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 4.1: muro estricto y zanja drenante.

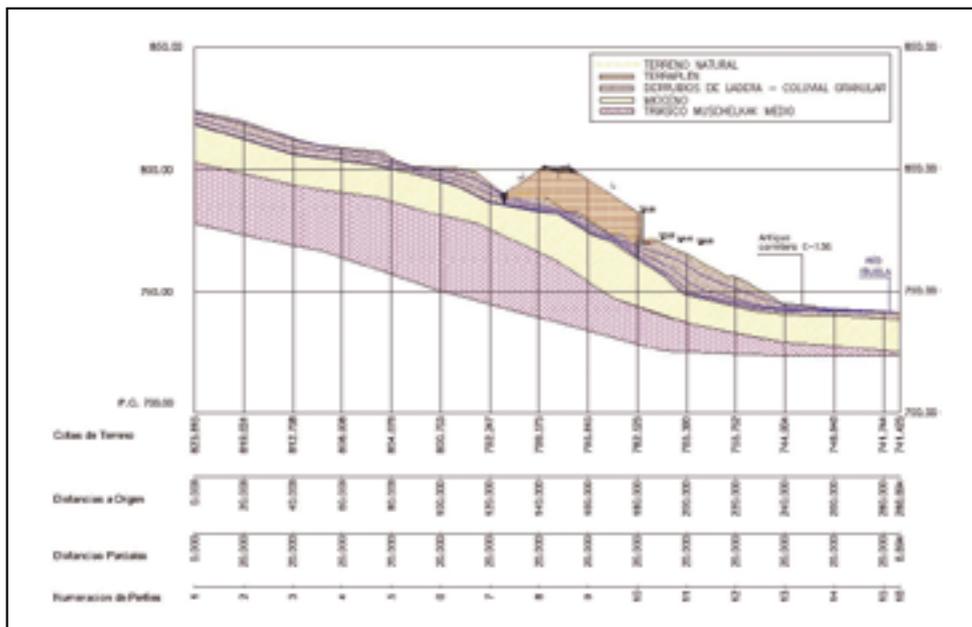


Figura 35. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 4.2: muro de altura máxima limitada (13 m) y zanja drenante.

5.6. Muro de sostenimiento y anclajes (dos geometrías)

Partiendo de la solución descrita en el apartado anterior, compuesta por un muro de sostenimiento y una red de drenaje profundo, se ha estudiado una nueva alternativa mediante la introducción de anclajes al terreno.

Al igual que en el caso anterior, se han considerado dos configuraciones geométricas para esta alternativa, la correspondiente a un encaje geométrico estricto del muro y recogida en figura 36 y la correspondiente a un muro de altura máxima (desde su plano de cimentación) limitada a 13 m, que se representa en la figura 37.

Para la definición de estas soluciones se ha realizado, en primer lugar, un predimensionamiento, en el que se ha modelizado cada batería de anclajes mediante una carga puntual aplicada sobre el talud.

Una vez obtenidos los valores de las cargas aplicadas que proporcionan un adecuado factor de seguridad para la estabilidad global de la ladera, se ha procedido al dimensionamiento de los anclajes individuales mediante la aplicación de la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera* (Ministerio de Fomento, 2001). En ambos casos se han considerado anclajes de 600 kN de carga nominal y con un espaciamiento de 2 m en dirección normal al perfil representado. El número de filas de anclajes, su longitud total (bastante elevada) y su longitud de bulbo se encuentran representados en los propios perfiles.

Por último, se he realizado un nuevo cálculo de la estabilidad global de la ladera, pero modelizando cada fila de anclajes de forma individual y considerando las longitudes (libre, de bulbo y total) obtenidas en cada caso.

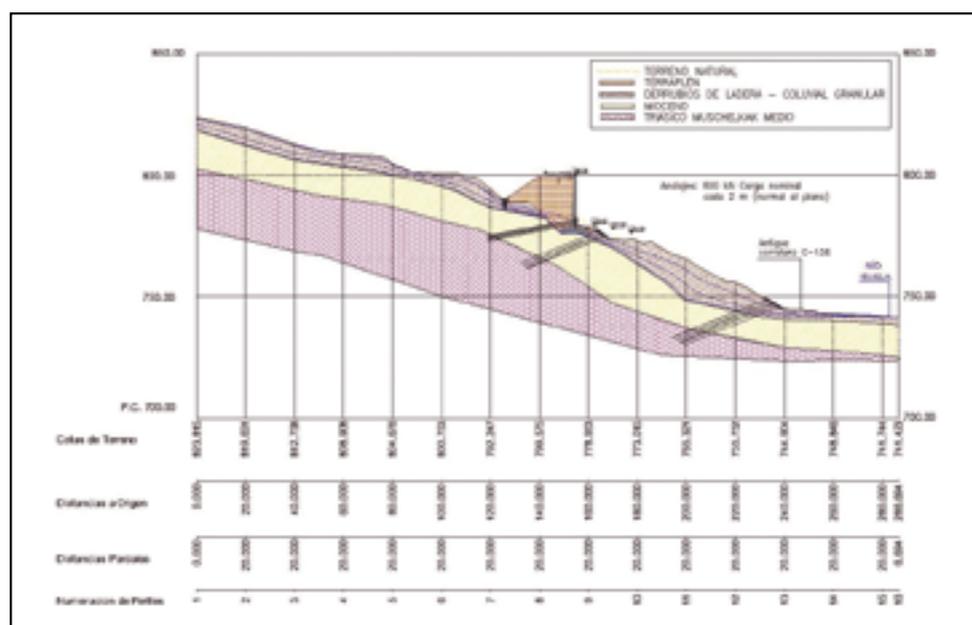


Figura 36. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 5.1: muro estricto, anclajes al terreno y zanja drenante.

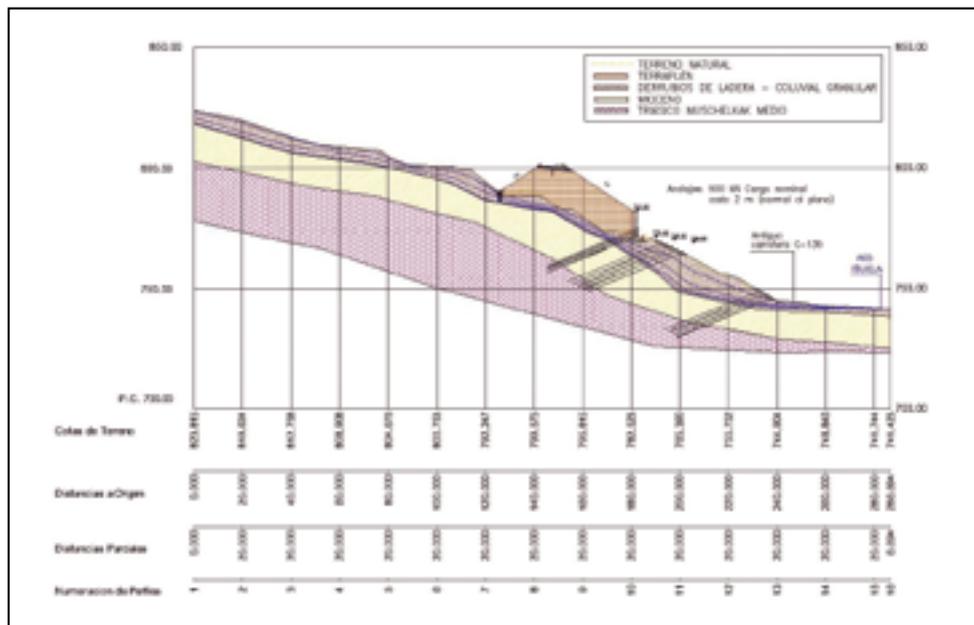


Figura 37. Perfil de cálculo de la actuación alternativa 5.2: muro de 13 m de altura, anclajes al terreno y zanja drenante.

5.7. Comparación de soluciones

En la tabla 6 se recoge un cuadro resumen con los factores de seguridad obtenidos en cada una de las soluciones alternativas evaluadas, además de la situación de la ladera natural preexistente.

Previamente a su comparación, se han fijado unos valores objetivo del factor de seguridad, a satisfacer por cada una de estas soluciones, para tres de las situaciones definidas por la posición de la línea piezométrica consideradas en el apartado 4.1:

- Posición 5-Rebajada por la red de drenaje: Se correspondería con un funcionamiento plenamente funcional de la red de drenaje. Se ha fijado un valor objetivo del factor de seguridad de $FS=1,30$, teniendo en cuenta las condiciones de estabilidad de la ladera preexistente.
- Posición 3-Intermedia: Con el objeto de simular un funcionamiento anómalo de la red de drenaje. El valor objetivo fijado en este caso es de $FS=1,25$, teniendo en cuenta el carácter accidental de esta situación, y que debería ser reparada en caso de producirse.
- Posición 4-Máxima: Condiciones de saturación de la ladera. En este caso el valor objetivo del factor de

Tabla 6. Comparación de factores de seguridad obtenidos en las soluciones evaluadas

	FACTOR DE SEGURIDAD			VIABILIDAD		
	POSICIÓN CONSIDERADA LÍNEA PIEZOMÉTRICA			FASE DE REDACCIÓN DEL PROYECTO	A FECHA DEL DESLIZAMIENTO	
	5 - REBAJADA POR RED DE DRENADO	3 - INTERMEDIA	4 - MÁXIMA			
	DRENAJE COMPLETAMENTE FUNCIONAL	DRENAJE FUNCIONAMIENTO ANÓMALO	CONDICIONES DE SATURACIÓN			
OBJETIVO	$\geq 1,3$	$\geq 1,25$	$\geq 1,1$	-	-	
ESTADO INICIAL LADERA NATURAL	-	1,104	0,932	-	-	
INICIAL - PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN	1,054	0,985	0,848	SI	SI	
EJECUTADAS - PROYECTO MODIFICADO Nº 1 Y COMPLEMENTARIO	1,326	1,209	1,151	SI	SI	
SOLUCIONES ALTERNATIVAS	0- AJUSTE DE TRAZADO	1,174	1,138	0,989	SI	NO
	2.1- REPÉ DE ESCOLLERA Y PEDRAPLÉN TALUD 1,75H 1V	1,278	1,238	1,118	SI	CONDICIONADA
	2.2- REPÉ DE ESCOLLERA, PEDRAPLÉN TALUD 3H 2V Y BERMA INTERMEDIA	1,311	1,233	1,131	SI	CONDICIONADA
	3- REPÉ DE ESCOLLERA Y TERRAPLÉN	1,290	1,225	1,113	SI	CONDICIONADA
	4.1- MURO DE SOSTENIMIENTO ESTRICTO	1,266	1,162	0,951	SI	SI
	4.2- MURO DE SOSTENIMIENTO ALTURA 13 M	0,990	0,989	0,958	SI	SI
	5.1- MURO DE SOSTENIMIENTO ESTRICTO Y ANCLAJES	1,225	1,192	1,099	SI	SI
	5.2- MURO DE SOSTENIMIENTO ALTURA 13 M Y ANCLAJES	1,219	1,198	1,081	SI	SI

seguridad se ha reducido a $F.S.=1,10$, ya que se trataría de una situación poco probable que implicaría la ocurrencia simultánea de un evento de fuerte pluviometría y de la inutilización de la red de drenaje.

A partir de estos resultados, vamos a realizar una exposición de las principales conclusiones que se obtienen del análisis teórico de las soluciones alternativas consideradas en el trabajo:

- Desde el punto de vista de los factores de seguridad alcanzados, únicamente podrían considerarse adecuadas las soluciones 2.1 y 2.2 (repié de escollera y pedraplén), la 3 (repié de escollera, pedraplén y terraplén), además de la solución realmente ejecutada y definida en los proyectos modificado nº 1 (Incosa, 2009) y complementario (Incosa, 2011).
- Las soluciones 2.1, 2.2 y 3 requieren de un gran volumen de material de buena calidad (pedraplén y escollera), por lo que su viabilidad está condicionada a la disponibilidad de estos materiales. Esta disponibilidad de material no existía en la obra en el momento en el que se produjo el deslizamiento, debido a las fases de ejecución previstas, por lo que no fueron consideradas en su momento.
- En el resto de soluciones consideradas, los valores del factor de seguridad obtenidos serían insuficientes. Es destacable la solución 4.2 (muro de sostenimiento de altura 13m) en la que no se alcanzan condiciones de estabilidad en ninguno de los supuestos evaluados para la posición de la línea piezométrica.
- De todas las actuaciones evaluadas, se considera como solución óptima, tanto desde el punto de vista de su factor de seguridad como de su viabilidad, la realmente ejecutada. Esta solución tiene la ventaja de optimizar los volúmenes y el tipo (terraplén) de material necesario para los rellenos, pero en su contra introduce nuevos elementos (estructura de tres vanos y pozos drenantes) que requieren una definición específica y medios de ejecución no previstos inicialmente, así como la vigilancia y el mantenimiento de la red de pozos.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones del presente trabajo tratan de dar respuesta a los objetivos prefijados en el estudio (Trabajo Fin de Máster) y se han tratado de agrupar de la misma forma:

Estudio del entorno del deslizamiento:

- La principal conclusión que puede extraerse es la insuficiente investigación previa realizada, que no permitió disponer de un perfil preciso en la fase de redacción del proyecto de construcción. El perfil elaborado en el presente trabajo se considera adecuado para la realización de los cálculos de estabilidad de las distintas alternativas, dado que considera la información adicional generada en las campañas de investigación posteriores.

Análisis de la solución inicial prevista en el proyecto de construcción y determinación de su factor de seguridad.

- Los cálculos de estabilidad de la solución inicialmente prevista, realizados en el proyecto de cons-

trucción (Cipsa Consulpal, 2005), consideran una hipótesis, a nuestro juicio, poco realistas. Realizando estos mismos cálculos sobre el modelo geotécnico revisado, los factores de seguridad obtenidos son excesivamente reducidos ($F.S.=1,06 - 0,85$).

Estudio del deslizamiento producido y determinación de sus causas.

- Se considera que el tipo (rotacional), la geometría y los factores desencadenantes del deslizamiento (relleno superior, lluvia días precedentes y retención de la infiltración provocada por los rellenos inferiores) se encuentran correctamente caracterizados a partir de las observaciones realizadas.

Análisis de las medidas de corrección adoptadas e incorporadas a los sucesivos expedientes de las obras y determinación de su factor de seguridad.

- En el caso de las actuaciones realizadas, el factor de seguridad obtenido oscila entre $F.S.=1,37$ y $F.S.=1,16$, en función de la posición de la línea piezométrica considerada.
- Para la posición de la línea piezométrica rebajada por la red de drenaje, el valor obtenido es de $F.S.=1,33$, ligeramente superior al de la ladera natural, y considerado válido, dadas las condiciones previas de estabilidad existentes.

Propuesta de medidas de corrección alternativas a las adoptadas y análisis comparativo.

- Se han definido cinco propuestas de corrección alternativas, y evaluado sus condiciones de estabilidad.
- De todas las actuaciones evaluadas, se considera como solución óptima, desde el punto de vista conjunto de su factor de seguridad y de su viabilidad, la ejecutada y definida en los proyectos modificado nº 1 y complementario.

7. REFERENCIAS

Agencia Estatal de Meteorología; Instituto de Meteorología de Portugal (2011). *Atlas climático ibérico. Temperatura del aire y precipitación (1971-2000)*. https://www.aemet.es/documentos/es/conocerlas/recursos_en_linea/publicaciones_y_estudios/publicaciones/Atlas-climatologico/Atlas.pdf.

Cipsa Consulpal (2005). *Proyecto de construcción: Autovía A-23, tramo: Nueno-Congosto del Isuela. Clave 12-HU-5680*.

Incosa (2009). *Proyecto modificado nº 1: Autovía A-23, tramo: Nueno-Congosto del Isuela. Clave 12-HU-5680*.

Incosa (2011). *Proyecto complementario nº 1: Autovía A-23, tramo: Nueno-Congosto del Isuela. Clave 12-HU-5680*.

Ministerio de Fomento (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. Madrid. https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0710300.pdf.

Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J. (1991). Mapa geomorfológico de la Hoja nº 248 (Apiés). *Mapa Geológico de España E. 1:50.000 (MAGNA)*. Segunda serie, Primera edición. Madrid: IGME.

Samsó, J.M., Sanz, J., y García, J. (2014). *Mapa geológico y Memoria de la Hoja nº 248 (Apiés) Mapa Geológico de España E. 1:50.000 (MAGNA)*. Segunda serie, Primera edición. Madrid: IGME.