

## **ESTABILIZACIÓN DEL DESMONTE 4 TRAMO V DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD CÓRDOBA-MÁLAGA MEDIANTE DRENAJE PROFUNDO Y PANTALLA DE PILOTES ANCLADA.**

Luciano Lucas Pérez, ADIF, Madrid, España, \_\_\_\_\_

Luis Serrano Martín, ADIF, Madrid, España, \_\_\_\_\_

Luis Ortuño Abad, UyA, Madrid, España, \_\_\_\_\_

Tomás Murillo Pérez, UyA, Madrid, España, \_\_\_\_\_

### **RESUMEN**

El Desmonte 4 está situado en el Tramo V de la LAV Córdoba-Málaga. Está excavado en margas y arcillas margosas, de alta plasticidad, muy alterables, con parámetros próximos a los residuales y abundantes “slikensides”. Durante la construcción se produjeron deslizamientos generalizados debido a las intensas lluvias del otoño 2002 y primavera 2003. A últimos del año 2007 se detectaron grandes deformaciones en la cuneta de la plataforma y escarpes y grietas en el desmote, asociados a movimientos hasta 17 m de profundidad, con valores medios de 2 mm/día, combinado con presiones intersticiales elevadas. De manera provisional y urgente se proyectó y ejecutó una actuación correctora flexible de drenaje profundo, consistente en la ejecución de pozos de drenaje de 1,5 m de diámetro, de 20 m de profundidad interconectados entre sí y combinados con drenes californianos de captación ejecutados desde su interior. Como actuación correctora rígida a largo plazo se está ejecutando una pantalla de pilotes de 1,5 m de diámetro y 27 m de longitud, los cuales están arriostrados en cabeza por una viga-encapeado de hormigón armado y anclajes permanentes de cable IRS de 46 m de longitud.

### **1 ANTECEDENTES**

El Plan de Infraestructuras 2000-2007 contemplaba la construcción de nuevos corredores para trenes veloces en el territorio español. El caso presentado corresponde a un tramo del Corredor de Andalucía, Línea de Alta Velocidad (LAV) Córdoba-Málaga, que conecta la línea Madrid – Córdoba – Sevilla con Málaga y que fue puesta en servicio en diciembre de 2007.

Se trata de un corredor de enorme trascendencia para el desarrollo del conjunto de Andalucía, ya que permite la conexión con la Red Española de Alta Velocidad y, a través de ella, con la Red Europea, mejorando y potenciando las comunicaciones interregionales y del resto de España con Granada y con Jaén.

El desmote objeto de este artículo se sitúa en el lado derecho del tramo V de la Línea citada, entre los PPKK 52+600 y 52+850. En el Proyecto Constructivo se preveían, en todos los desmontes de la obra, taludes 2H:1V, sin bermas. Durante la ejecución de las obras tras un intenso período de

lluvias (otoño de 2002 a primavera de 2003) se produjo un deslizamiento generalizado de todo el desmote, figura 1.



Figura 1. Deslizamiento generalizado del desmote 4 tras lluvias intensas.

Como solución se adoptó tender los taludes al 4H:1V, con bermas de 4 m en ambos lados de la plataforma, refuerzo de los taludes mediante cadenas drenantes de sección 2,50 x 1,50 m

espaciadas entre 10 y 20 m y un muro de escollera en el pie de unos 2 m de altura.

En fases posteriores se ha realizado el saneo y adosado de un manto de escollera en la superficie del talud y la colocación de un geocompuesto impermeabilizante a base de una geomembrana, bentonita y geotextil, sobre la cual se colocaron geoceldas y se rellenaron con tierra vegetal tal y como se observa en la fotografía siguiente:



Figura 2. Vista general del desmorte desde el lado opuesto

## 2 PATOLOGÍAS OBSERVADAS E INSTRUMENTACIÓN COLOCADA

Posteriormente a estas actuaciones se observaron movimientos en el desmorte, manifestados como grietas, deformaciones y escarpes en el terreno, fisuras y grietas en la cuneta junto a las vías, así como desplazamiento y giro del muro de escollera (figuras 3 y 4).



Figura 3: Escarpe de cabecera en zona deslizada.



Figura 4. Zona central de daños al pie del desmorte, vista hacia PPKK crecientes. La cuneta se encuentra rota y levantada. El muro presenta un cierto giro.

Estas observaciones dieron lugar a la ejecución de nuevos sondeos geotécnicos, necesarios para complementar la caracterización geológica-geotécnica y para instrumentar el talud.

Mediante los inclinómetros, dispuestos en la cabeza, cuerpo y pie del talud, se identificó el plano del deslizamiento entre 15 m y 17 m de profundidad. En la figura siguiente se muestra los movimientos del inclinómetro SR-2 colocado en la parte inferior del deslizamiento (plano deslizamiento a 16 m).

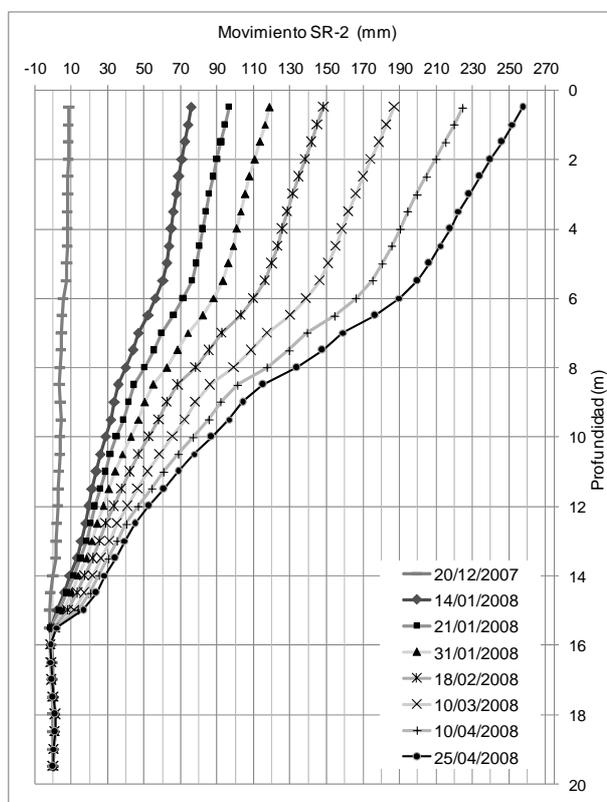


Figura 4. Evolución de movimientos en el tiempo en el inclinómetro SR-2, en el pie del desmorte.

En la figura 5 se puede observar la distribución de movimientos según la profundidad en el inclinómetro SR-02. En superficie se producen valores medios de hasta 2 mm/día.

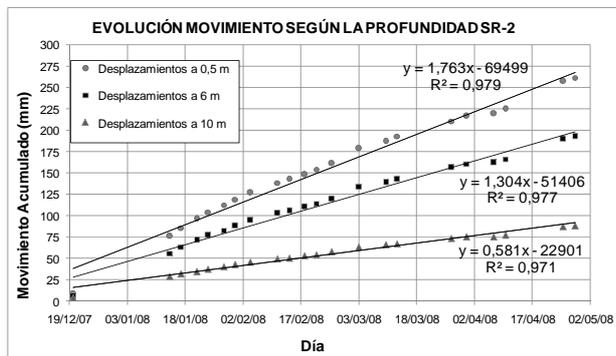


Figura 5. Evolución de los movimientos según la profundidad en el inclinómetro SR-2.

En los sondeos se instalaron columnas piezométricas de 3 sensores de cuerda vibrante. Los sensores más profundos detectan un nivel confinado en el plano del deslizamiento y bajo él, de tal manera que por ejemplo en el contacto suelo-sustrato sano (a unos 16 m de profundidad) el nivel piezométrico se elevaba hasta 4 m por encima de la superficie del terreno, ver figura siguiente.

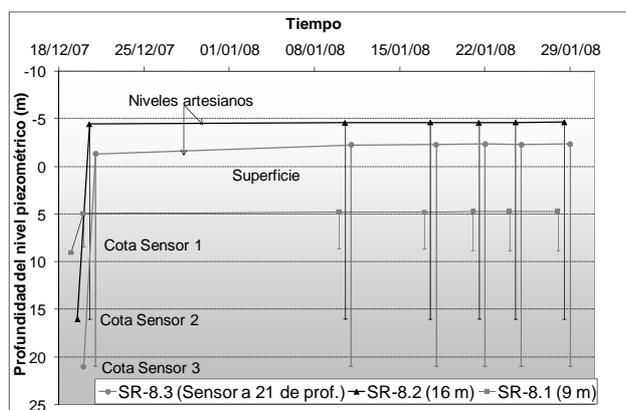


Figura 6. Evolución de niveles piezométricos. Columna de sensores del SR-08.

### 3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

#### 3.1 Estructura y litología

El tramo de estudio se localiza en las Zonas Externas de las Cordilleras Béticas, más en concreto, en la Zona Subbética Media-Externa. Ésta se caracteriza por la presencia de un sustrato alóctono triásico, muy plástico, situado en la base de las unidades cabalgantes. Estas unidades cabalgantes deben su origen a la extrusión, en láminas, que provocó el choque de las placas

europaea y africana con la miniplaca bética. Sobre el sustrato triásico aparecen, en esta zona y a escala regional, retazos de formaciones alóctonas desenraizadas de carácter arcilloso.

Litológicamente los materiales del desmonte son margas y arcillas margosas hojosas (“argilíticas”), de colores grises y verdosos, que presentan abundantes planos de discontinuidad que se abren por efecto de la desecación en superficie. Intercalados entre las margas aparecen ocasionalmente niveles de arenas y areniscas de grano fino. Los lisos o “slikensides” son muy abundantes y son debidos al movimiento originado en la masa de sedimentos durante los procesos de emplazamiento alóctono.

Se pueden distinguir 3 unidades geotécnicas en función de su grado de alteración:

- 18 ma(r). Arcillas y limos de color verde anaranjado. Se trata de un suelo residual, suelo evolutivo, o suelo eluvial. La subunidad “18mar” se encuentra en estado de resistencia residual, debido a las deformaciones sufridas
- 18 a. Margas y arcillas margosas muy alteradas (suelo evolutivo). Se comportan como un suelo.
- 18. Margas y argilitas poco a bastante alteradas. Se corresponden con un roca muy blanda.

#### 3.2 Caracterización geotécnica

Las arcillas del desmonte muestran un contenido de finos medio del 95 %, y un porcentaje de arcilla en el entorno del 35-40 %. Las muestras con contenido en finos superior al 85 % (93 % del total) presentan alta plasticidad, tal y como muestra la Figura 7.

Son arcillas de consistencia blanda, siendo la densidad seca media de 14,7 kN/m<sup>3</sup>. Las humedades naturales oscilan entre el 9,9 % y el 61,7 %. El índice de poros medio se sitúa en 0,75 %.

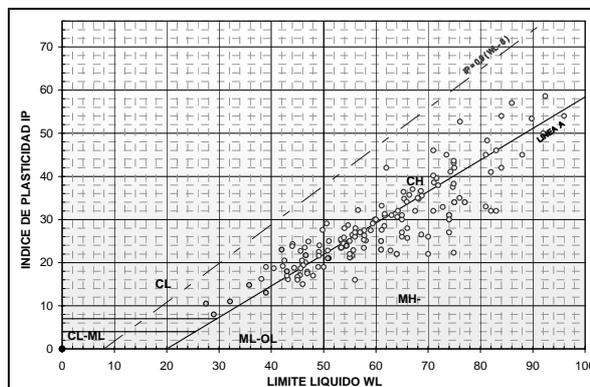


Figura 7. Gráfico de plasticidad de Casagrande.

El contenido en carbonatos es reducido. En cambio, muestran un contenido importante de minerales de la familia de las montmorillonitas (30 %), típicamente expansivas.

Desde el punto de vista de la resistencia al corte se ha dispuesto de 58 ensayos de corte directo, que incluyen ensayos de corte directo "normal" (39 Uds), ensayos de corte directo residual (15 Uds), y ensayos de corte anular (residual) (4 Uds). Además, se han realizado 7 ensayos triaxiales. El aspecto de una de las muestras ensayadas en el aparato de corte anular se muestra en la fotografía siguiente:

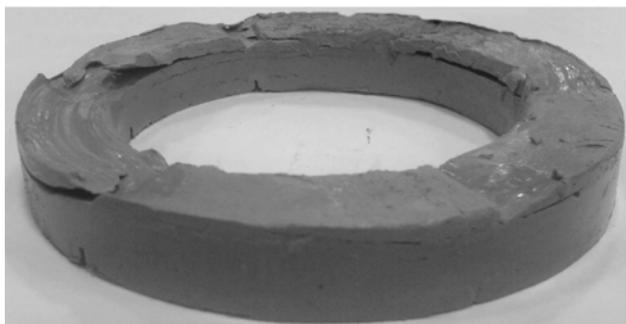


Figura 8. Muestra tras el ensayado de corte anular.

Del conjunto de ensayos de resistencia al corte se pueden deducir los siguientes parámetros para la unidad 18 ma y para la unidad 18 a:

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.

	C'(pico)	$\phi'$ (pico)	$\phi'_r$ (residual)
18 ma	23*-54 kPa	15°	10°
18 a	35 kPa	18°	11°

\*23 kPa de media en triaxial y 54 kPa de media en corte directo.

### 3.3 Perfil geológico-geotécnico. Posición de la superficie de deslizamiento.

De acuerdo con la información obtenida la alteración del sustrato de arcillas alcanza un espesor considerable, en general de entre 12 m y 17 m en la zona de deslizamiento. Si bien la alteración del sustrato es un proceso de intensidad gradual, disminuyendo desde la superficie hacia cotas inferiores, lo cierto es que a partir de las profundidades indicadas se distingue un cambio bastante notable de la resistencia del terreno, según los ensayos in situ (SPT y presiómetros).

De las lecturas de los inclinómetros se deduce que la superficie de rotura se produce íntegramente en el seno de la capa más alterada, o bien lo hace en su

contacto con los niveles inferiores de sustrato poco alterado, formado por arcillas duras y margas, calcarenitas o areniscas. La figura 9 muestra la interpretación de la superficie de deslizamiento obtenida a partir de los datos de inclinometría y de los agrietamientos observados en superficie.

### 3.4 Condiciones hidrogeológicas. Piezometría.

Las observaciones realizadas pusieron de manifiesto la singularidad hidrogeológica de la zona de deslizamiento, que ha supuesto que sólo esta zona haya resultado inestable, mientras que el resto del desmonte no presenta signos de movimiento.

Así, observando en primer lugar las prospecciones del proyecto original, se constató que en el único sondeo situado plenamente en la zona deslizada, SD-316+420, el nivel freático se detectó a sólo 0.5 m de profundidad con respecto a la superficie original del terreno. En las demás prospecciones, ejecutadas dentro del mismo desmonte pero fuera del área del deslizamiento, el nivel de agua se encontró bastante más profundo, oscilando entre 11 m y 16 m de profundidad.

Por otra parte, en las fotos aéreas anteriores a la obra se observan plantaciones de olivos, que se interrumpían precisamente en lo que ahora es la cabecera del deslizamiento. La razón, constatada por el propietario de la finca, radicaba en que no era posible hacer crecer los olivos en esa zona debido a la excesiva humedad del suelo. De hecho, en lo que hoy es la coronación del desmonte al parecer existía una surgencia estacional de agua.

Estas observaciones se han corroborado con los piezómetros de cuerda vibrante. De tal modo que el nivel piezométrico se sitúa en la parte baja del desmonte 4 m por encima de la superficie del terreno y en la cabecera del deslizamiento en la propia superficie del terreno.

En la figura 10 se muestran las condiciones de contorno hidráulicas y la red de flujo estimada a partir de estos datos (esta figura se encuentra girada 180°, mostrando la cabecera del desmonte a la derecha en lugar de a la izquierda).

La existencia de planos de deslizamiento profundos y el aumento significativo de la presión de agua con la profundidad implica que no se trata de un deslizamiento asociado a la saturación superficial, como se suponía en estudios anteriores. No obstante, no se descarta que el origen de los

primeros deslizamientos tuviera un carácter superficial, debido a la filtración del agua de lluvia

por las numerosas grietas disminuyendo su resistencia.

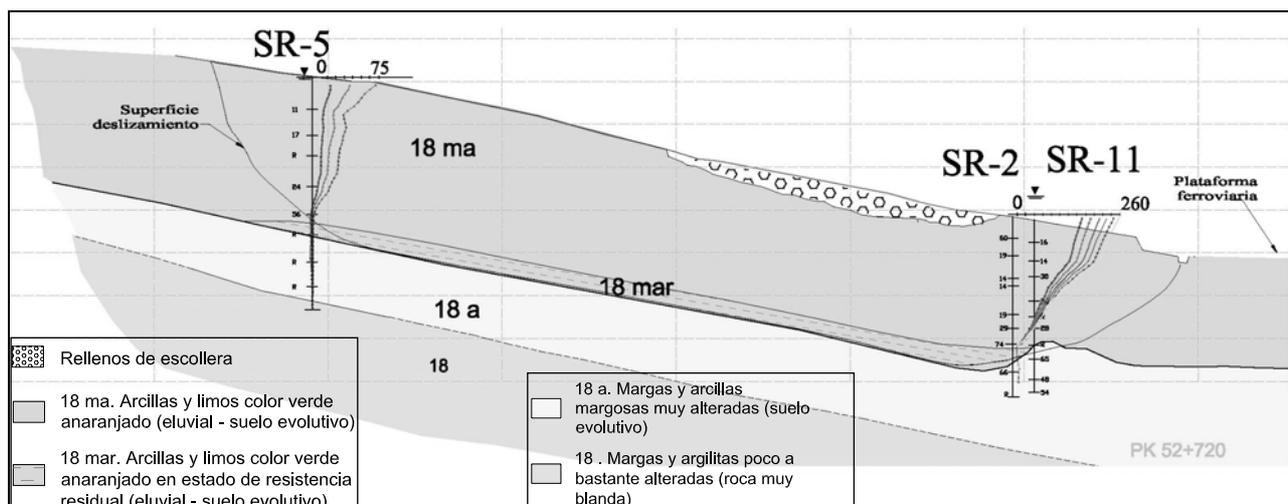


Figura 9. Perfil geotécnico por el centro de la zona deslizada, que incluye lecturas inclinométricas, con movimientos horizontales superiores a los 250 mm, y piezométricas, elaborado por UyA.

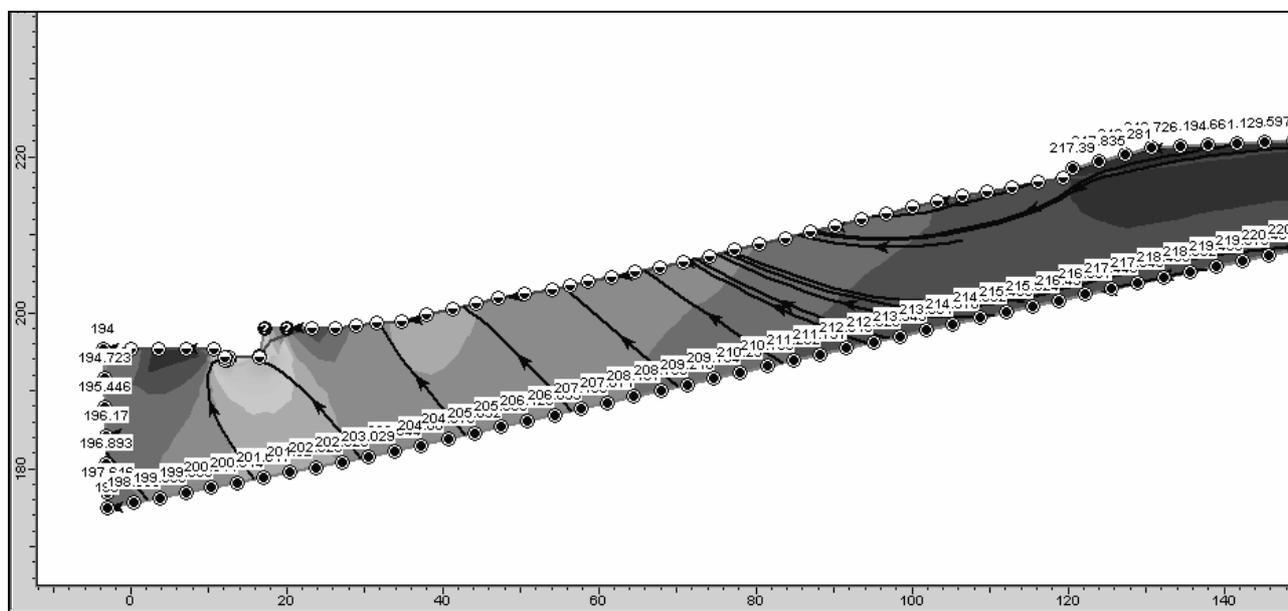


Figura 10. Red de flujo ascendente obtenida a partir de las lecturas piezométricas.

#### 4 SELECCIÓN DE SOLUCIONES

Como se ha descrito anteriormente, de la interpretación de los datos de inclinometría se deducía que la superficie de deslizamiento se encontraba a profundidades considerables (entre 15 m y 17 m). Por otra parte, según los piezómetros las presiones intersticiales resultaban muy elevadas, situándose las alturas piezométricas en determinadas zonas incluso por encima del terreno natural.

A partir de la primera observación se comprende por qué las soluciones de estabilización y protección superficiales acometidas hasta la fecha habían

resultado vanas. La segunda observación sugiere que entre las medidas de estabilización más convenientes estaría la de intentar rebajar el nivel piezométrico mediante un sistema de drenaje profundo. De hecho, esta medida se ha empleado con profusión en Andalucía en los últimos años bajo situaciones similares, habiendo proporcionado en general muy buenos resultados.

Por tanto, se decide ejecutar un sistema de drenaje, definido con carácter urgente, y considerado como solución provisional a complementar con otras actuaciones de mayor contundencia estructural.

Entre las posibles actuaciones rígidas, la solución que pareció más adecuada consiste en la ejecución de una pantalla estructural de contención, solución que también constituye un tipo de medida adoptada con frecuencia y éxito en situaciones similares. La pantalla se suele materializar mediante pilotes de gran diámetro, encepados en superficie con una viga de hormigón armado y anclados en cabeza.

#### 4.1 Solución provisional urgente. Drenaje mediante pozos profundos.

Dada la magnitud de los movimientos y las elevadas presiones intersticiales como primera medida de

actuación se ejecutaron en mayo de 2008 pozos de drenaje profundos, con drenes radiales desde su interior, para intentar deprimir el nivel freático.

La disposición de los pozos se realizó perimetralmente al deslizamiento, para evitar los aportes de agua externos al cuerpo del mismo, tal y como se muestra en las figuras 11 y 12.

Como consecuencia del drenaje los movimientos en el talud se estabilizaron (figura 13) y las presiones intersticiales en la cabecera del talud disminuyeron sensiblemente.



Figura 11. Plano de distribución de pozos y drenes radiales. Solución provisional diseñada por UyA.

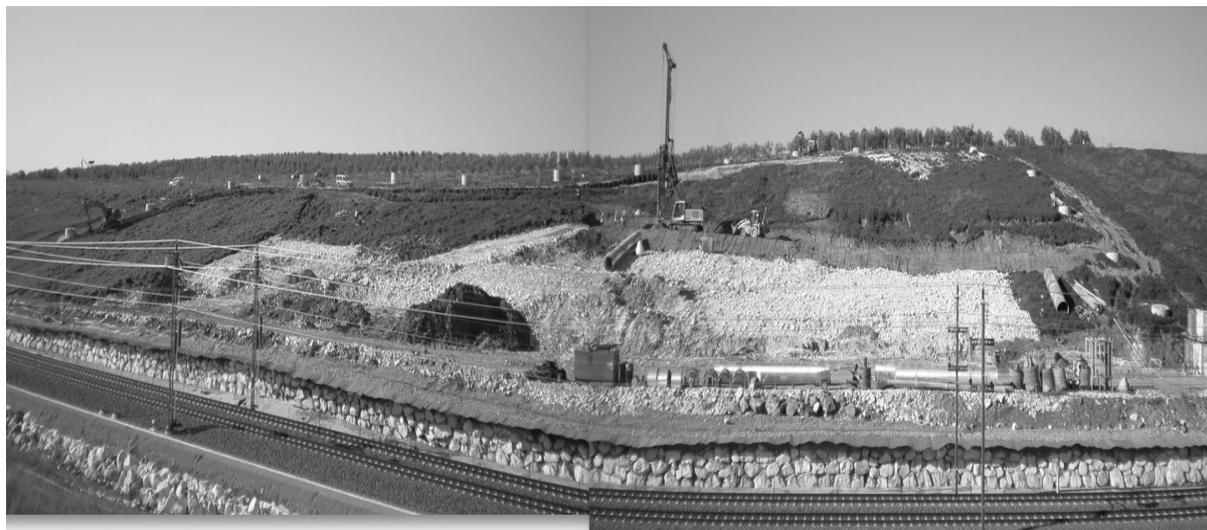


Figura 12. Distribución de pozos y drenes radiales en el perímetro del deslizamiento.

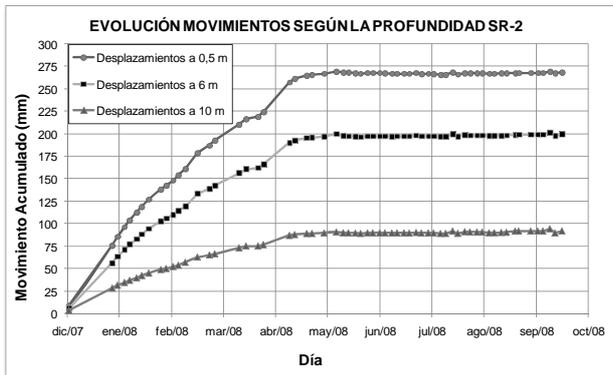


Figura 13. Movimientos en el inclinómetro SR-2 después de ejecutar la solución de drenaje.

## 5 DISEÑO DE LA PANTALLA DE CONTENCIÓN

La metodología seguida es la desarrollada por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX (Ministerio de Fomento) para el diseño de pasadores en importantes deslizamientos y se encuentra descrita, por ejemplo, en Estaire, J. & Sopena, L. (2001): “Dimensionamiento de pasadores estructurales para la estabilización de deslizamientos”. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables de Madrid.

Las fases seguidas para el diseño y cálculo de la pantalla de pilotes (“pasadores”) fueron las siguientes:

### 5.1 Análisis retrospectivo del deslizamiento

Los cálculos se han realizado con el programa SLIDE de ROCSCIENCE, versión 5.0, y empleando el método de cálculo de Morgenstern-Price, que cumple todas las ecuaciones del equilibrio límite. Su objetivo, como es habitual, es establecer un rango razonable de los parámetros resistentes del terreno.

De acuerdo con los inclinómetros y el resto de información geotécnica, el deslizamiento se producía dentro de la unidad 18 ma (arcillos y limos). El plano de deslizamiento tendía a desarrollarse a muro de esta unidad, en su contacto con la unidad 18 a (margas y arcillas margosas). Dentro de la unidad 18 ma se diferenciaron dos zonas: una capa inferior en el contacto con la unidad 18 a, próxima a su estado de resistencia residual (18 mar), y el resto del terreno de la unidad 18 ma (ver figura 9).

La figura 14 muestra la superficie de rotura más desfavorable obtenida. Se representan asimismo con diferentes sombreados las alturas piezométricas consideradas en el cálculo, procedentes de la interpretación de las lecturas obtenidas en los piezómetros instalados.

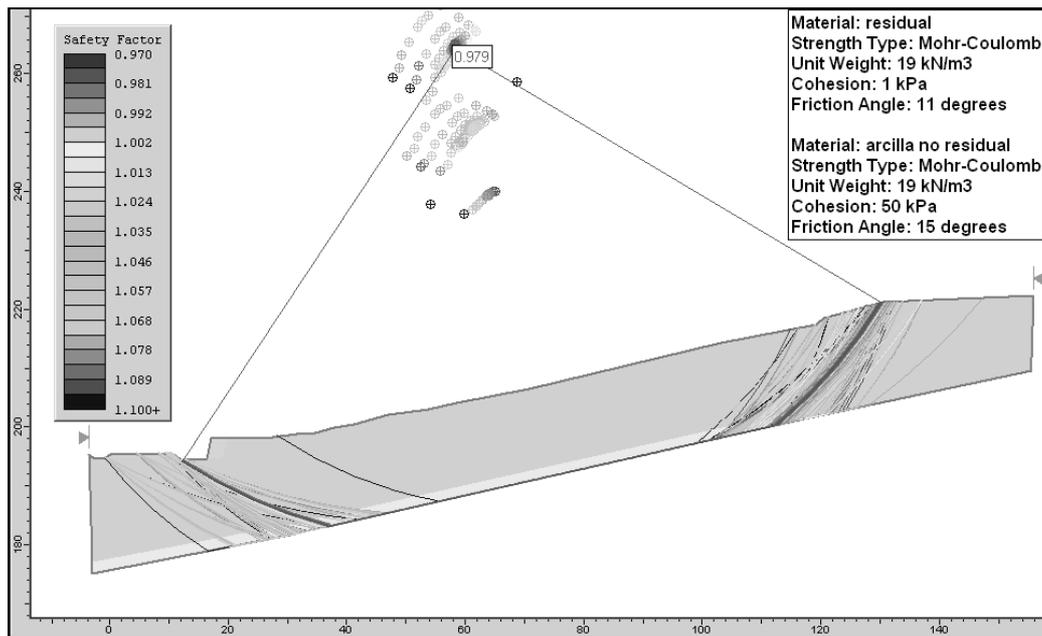


Figura 14: Retroanálisis con banda de material próximo a su resistencia residual. Superficies con FS < 1.

En cuanto a los parámetros resistentes resultantes del análisis retrospectivo, la combinación seleccionada, razonablemente coincidente con los ensayos disponibles (especialmente con los de corte directo), fue la siguiente:

Tabla 2. Parámetros resultantes del retroanálisis.

Terreno	C' cálculo	Ø' cálculo (°)
18ma	50 kPa	15 °
18ma(r)	1 kPa	11 °

### 5.2 Determinación de la fuerza de estabilización necesaria

A continuación se calcula la fuerza de estabilización necesaria para obtener el coeficiente de seguridad de diseño. Para ello se parte del análisis retrospectivo del deslizamiento, introduciendo en la posición prevista para la pantalla de pilotes un elemento resistente, definido por una resistencia a cortante de tipo pasivo.

Los coeficientes de seguridad obtenidos, hipótesis sin sismo, para distintas fuerzas estabilizadoras proporcionadas por la pantalla de pilotes son los siguientes:

Tabla 3. Factores de seguridad sin sismo

Fuerza estabilizadora (kN/m)	Factor de seguridad
1000	1.155
1300	1.206
1600	1.258
1900	1.305

Se estima que el factor de seguridad de diseño puede ser inferior a 1,30, ya que el conocimiento geotécnico del talud es muy elevado. Por tanto, la fuerza estabilizadora necesaria es igual a 1600 kN (figura 15).

Con dicha fuerza se comprueba que se cumplen también las condiciones de estabilidad precisas para el caso de sismo y sistema de drenaje no eficiente, ya que se considera el nivel piezométrico en su estado natural. En la siguiente tabla se resumen los coeficientes de seguridad obtenidos en todas las hipótesis.

Tabla 4. Factores de seguridad para una fuerza estabilizadora de 1600 kN.

Hipótesis	FS con la pantalla
Sin sismo	1.258
Con sismo. Fuerza sísmica vertical ascendente	1.072
Con sismo. Fuerza sísmica vertical descendente	1.075

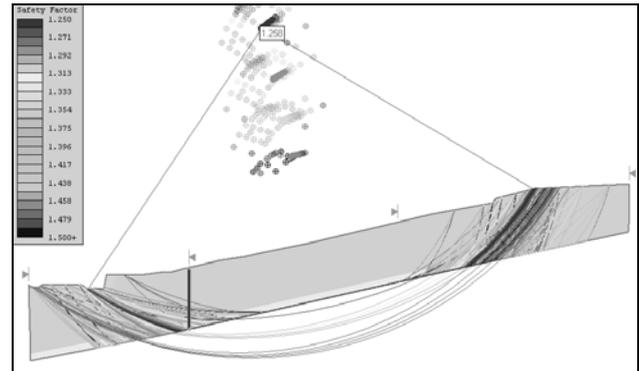


Figura 15. Resultado del Factor de Seguridad (1,26) en el cálculo con la pantalla (1600 kN) sin sismo.

### 5.3 Cálculos estructurales para la definición de la pantalla

Para el cálculo de los empujes de las pantallas se ha utilizado el método elastoplástico, implementado con el programa RIDO de ROBERT FAGES LOGICIELS, especialmente diseñado para el proyecto de muros pantallas.

El esquema de cálculo es el siguiente:

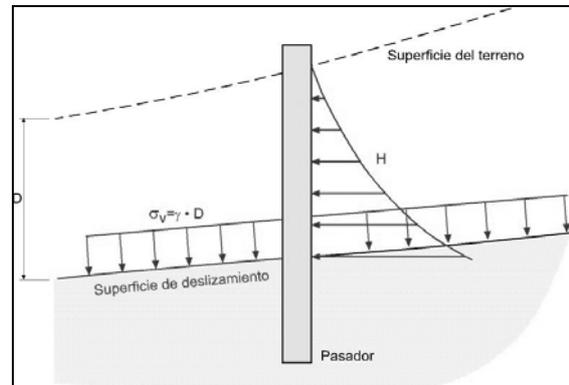


Figura 16. Esquema de cargas para el cálculo de la pantalla.

Equivale a admitir que la pantalla soporta los empujes del trasdós dados por el cálculo de

estabilidad, pero que en el intradós el terreno puede haberse despegado, y por tanto no aportar confinamiento lateral alguno, sólo peso sobre la superficie de rotura potencial. Obviamente ésta es una situación conservadora.

El terreno de empotramiento está formado principalmente por margas, y en ocasiones por areniscas o calcarenitas.

La fuerza de estabilización requerida es igual a 1600 kN. Esta fuerza se reparte triangularmente desde la coronación de la pantalla, aumentando en profundidad hasta la superficie de deslizamiento, tomada a 17 m de profundidad.

Con estos datos de partida se realizan diferentes tanteos de cálculo, empleando diferentes combinaciones de pilotes y anclajes.

Los tanteos realizados indican que es necesario acudir a pilotes de 1500 mm de diámetro para resistir los esfuerzos que se obtienen del programa de cálculo de pantallas.

Como la pantalla está anclada, suele ser habitual que los anclajes tengan que ser ejecutados entre pilotes, con lo que la separación entre pilotes debe elegirse considerando también la carga y separación de los anclajes. La separación así obtenida deberá ser inferior a la denominada “separación crítica”, que es aquella para la cual se considera que el terreno podría fluir entre los pilotes (figura 17).

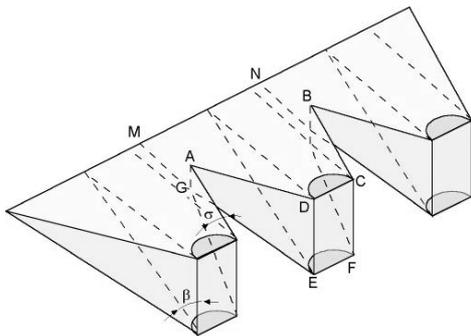


Figura 17. Separación entre pilotes (Reese et al. 1992).

La pantalla definida con esta metodología se sitúa hacia el pie del desmonte (a 24 m de la plataforma de vías) y tiene 194 m de longitud en planta. Está formada por 102 pilotes, de 1.5 m de diámetro y 27 m de longitud (empotramiento de al menos 10 m por debajo de la superficie de deslizamiento), dispuestos al tresbolillo con separación de 1.9 m entre ejes.

Los pilotes están arriostrados en cabeza por una viga-encepado de hormigón armado, cuyas dimensiones son 4.7 m de ancho por 1.5 m de canto.

La pantalla se refuerza con la ejecución de anclajes permanentes de 8 cables, de 930 kN de capacidad de carga, de 46 m de longitud (18 m de bulbo) y ejecutados con inyección IRS.

De forma complementaria se prevé también la ejecución de 11 pozos de drenaje en el cuerpo del deslizamiento, de 13 m de longitud, con abanico drenes radiales ejecutados desde su interior.

En las figuras 18 y 19 se muestra la disposición final en planta y alzado de las soluciones descritas.

## 6 AUSCULTACIÓN DEL DESMONTE Y SITUACIÓN ACTUAL

Finalmente, con objeto de disponer de datos para el seguimiento de la solución, se incluye un plan de auscultación del desmonte mediante nuevos inclinómetros, tanto en el terreno como en los propios pilotes, piezómetros con sensores a distintas profundidades y células de carga en anclajes.

Actualmente están en ejecución las obras de la pantalla de pilotes y anclajes.

## 7 AGRADECIMIENTOS

A la Dirección de Línea Sur por la confianza depositada en el Gabinete de Geología y Geotecnia de la Dirección de Estudios de la Dirección General de Grandes Proyectos de Alta Velocidad.

## 8 BIBLIOGRAFÍA

- Estaire, J. & Sopeña, L. (2001). *Dimensionamiento de pasadores estructurales para la estabilización de deslizamientos*. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid.
- Luis M. Sopeña Mañas. *Inestabilidad de desmontes y otras incidencias geotécnicas ligadas a la presencia de materiales arcillo-margosos de alta plasticidad en las obras de la L.A.V. Córdoba-Málaga*.
- Luis Ortuño Abad (2004). *Estabilización de taludes en suelo*. Curso de geotecnia para infraestructuras. Sevilla.
- Meaza Tsige (2003). *El comportamiento geotécnico de las arcillas azules del Guadalquivir*. Tierra y tecnología nº 25.

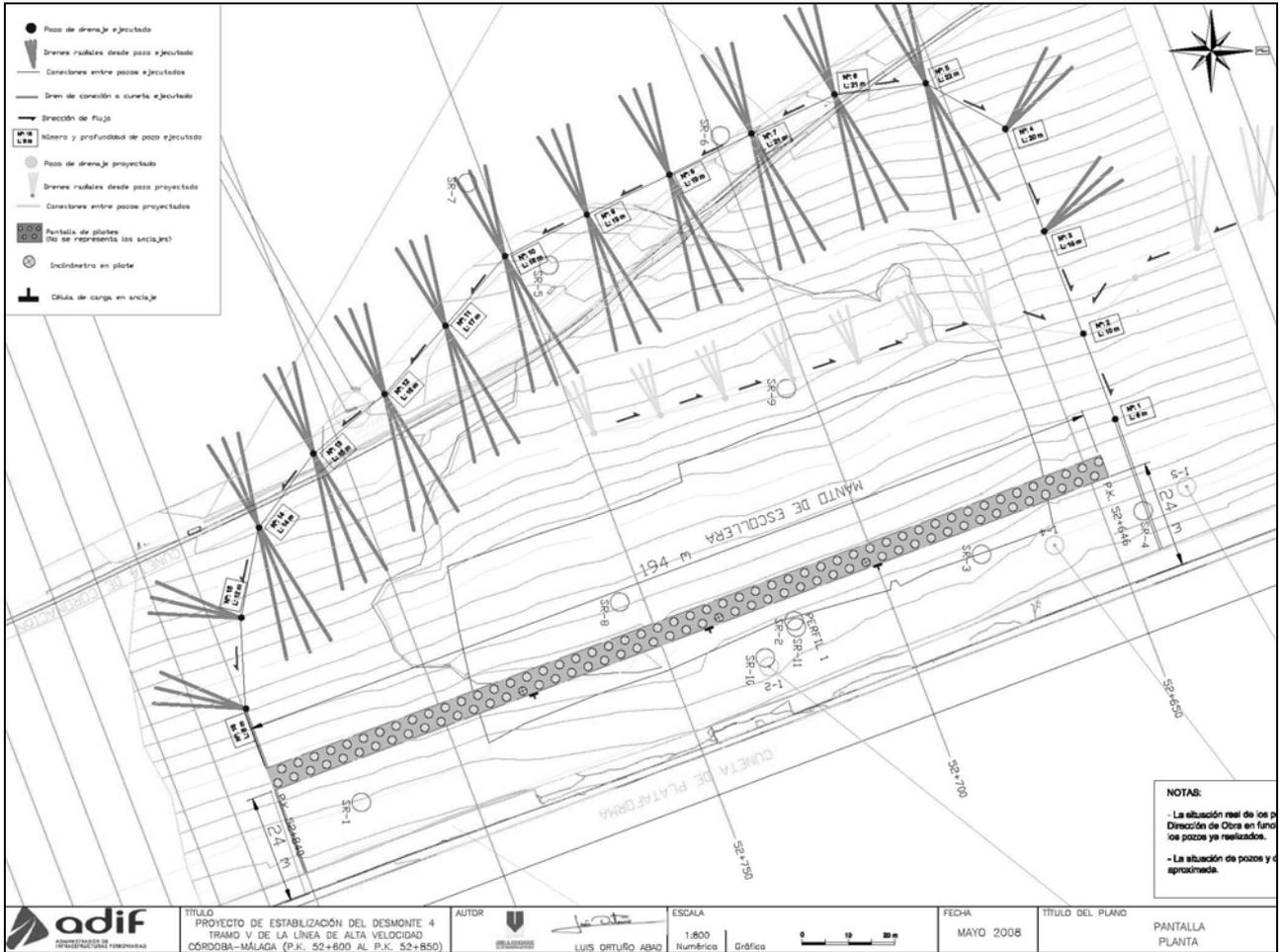


Figura 18: Situación en planta de la pantalla de pilotes y los pozos de drenaje.

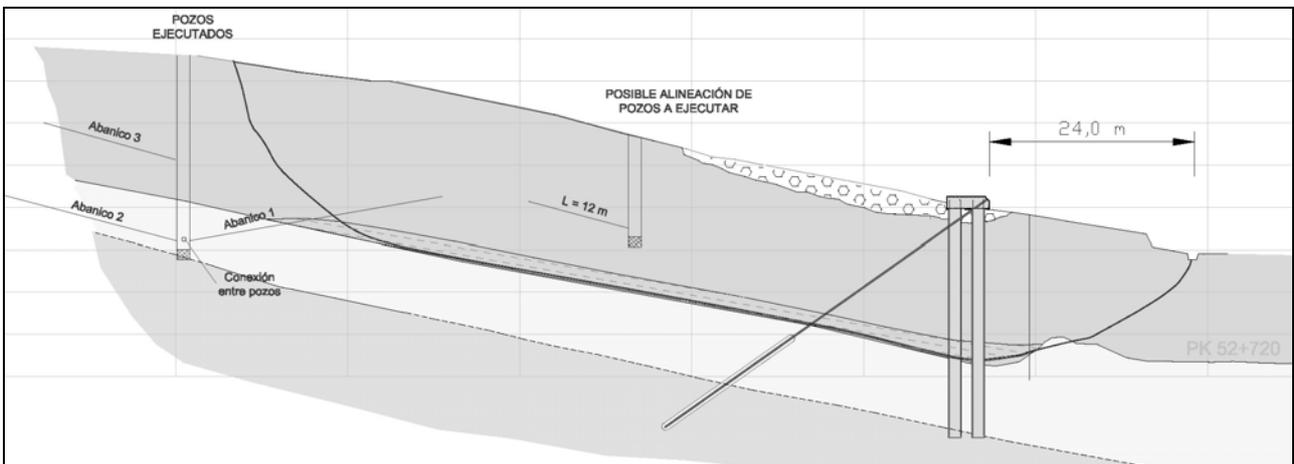


Figura 19: Perfil tipo con las soluciones adoptadas