

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO  
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS  
DE LA TECNOLOGÍA  
DEL SUELO Y SUBSUELO

# JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

9ª SESIÓN

## ACTUACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROTECCIÓN Y REFUERZO DE TALUDES

Con la colaboración de

Dirección General de Carreteras  
Comunidad de Madrid



Colegio de Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

**Madrid, 2009**

**JORNADAS TÉCNICAS  
SEMSIG-AETESS**

**ACTUACIONES GEOTÉCNICAS  
PARA LA PROTECCIÓN  
Y REFUERZO DE TALUDES**

Con la colaboración del

**COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS**

Madrid, 26 de Febrero de 2009

EDITA: AETESS  
Goya, 23  
28001 Madrid  
e-mail: aetess@aetess.com

IMPRIME: Visagrafic, S.L.  
Tel.-fax: 91 739 88 75  
e-mail: visagrafic@telefonica.net  
D. legal: M-32105-2009  
ISBN: 978-84-613-3727-9

# 1 PRESENTACIÓN

Con la Jornada sobre *Actuaciones geotécnicas para la protección y refuerzo de taludes*, continuamos la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS) comenzamos en 2001.

Durante este tiempo, hemos desarrollado los temas: *Pilotes para la edificación, Muros-pantalla en ámbito urbano, Micropilotes, Mejora del terreno mediante inyecciones y «jet-grouting», Anclajes, Técnicas de mejora del terreno, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, Pilotes de gran diámetro* y, por último, ésta dedicada a la «Protección y refuerzo de taludes».

En el transcurso de estos años, hemos convertido estas sesiones en un foro de discusión donde los profesionales de la Ingeniería del terreno se reúnen para poner en común, actualizar y contrastar las diferentes técnicas que se utilizan actualmente en obras civiles y edificación. Más de 2.000 profesionales han asistido a estas Jornadas, las cuales han contado con el apoyo de organismos públicos y empresas privadas que han alentado la iniciativa. y colaborado en su desarrollo.

La acogida de nuestra iniciativa durante todos estos años ha superado favorablemente nuestras expectativas, lo que mantiene en ambas Sociedades la grata sensación del deber cumplido. Por lo que es obligado agradecer tanto a asistentes y ponentes como a promotores su indispensable colaboración en estas Jornadas y animarles a estar con nosotros en futuras convocatorias.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 26 de febrero de 2009

**César Sagaseta Millán**  
PRESIDENTE DE SEMSIG

**José María Echave Rasines**  
PRESIDENTE DE AETESS

## 2 INTRODUCCIÓN

El presente libro constituye la Memoria de la 9ª Jornada SEMSIG-AETESS sobre «Actuaciones geotécnicas para la protección y refuerzo de taludes», que tuvo lugar en el Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid, el 26 de febrero de 2009.

En la primera parte de esta Memoria, dedicada al «Diseño», se han recogido las intervenciones de los Profs. Drs. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos don Antonio Soriano Peña y don Luis Sopena Mañas, ambos de la Universidad Politécnica de Madrid. El debate celebrado posteriormente estuvo presidido por don César Sagaseta Millán. Presidente de SEMSIG, y con la participación de los ponentes ya mencionados.

La segunda parte trató de los temas relacionados con «Ejecución y Control» de las obras, y se desarrolló en torno a las intervenciones: *Contención de ladera en Escazú (Costa Rica)*, de don José Fernández Ibarguren Rodio); *Estabilización de ladera en las Ramblas de Jinámar (Las Palmas)*, de don Fernando de la Guardia Escardó (KELLERTERRA); *Ejemplos de estabilización en emboquille de túneles ferroviarios*, de don José Polo Narro (SITE: *Casos de estabilización en el Canal Genil-Cabra*, de don José Luis Arcos Álvarez (KRONSA), y *Ejemplos de aplicación de «soil-nailing» a la estabilización de excavaciones*, de don Gustavo Armijo Palacio.

La mesa redonda que se celebró con posterioridad estuvo presidida por don José Candela González (TERRATEST), compuesta por los ponentes anteriormente citados.

Se han recogido las intervenciones de los asistentes, que contribuyeron, con sus preguntas y sugerencias, a enriquecer el debate de esta 9ª Jornada Técnica.

# 3 CONTENIDO

## PRIMERA SESIÓN: DISEÑO

### 3.1

|     |   |   |
|-----|---|---|
| 1   | Presentación.....   | 2 |
| 2   | Introducción.....   | 5 |
| 3   | CONTENIDO .....   | 6 |
| 3.1 | Estabilización de taludes. Conceptos básicos.....   | 6 |
| 3.3 | Estabilización de talud. Supermercado Hipermás de Escazú (San José, Costa Rica).....        | 6 |
| 3.4 | Estabilización de ladera en las Ramblas de Jinamar (Las Palmas de Gran Canaria) .....       | 6 |
| 3.5 | Ejemplos de estabilización en emboquille de túneles ferroviarios .....                      | 6 |
| 3.6 | Casos de corrección de inestabilidades en taludes y terraplenes del Canal Genil-Cabra ..... | 6 |
| 3.7 | Aplicación del <i>soil-nailing</i> a la estabilización de taludes de excavaciones .....     | 7 |

## SEGUNDA SESIÓN: EJECUCIÓN Y CONTROL

### 3.2 Estabilización de talud. Supermercado Hipermás de Escazú (San José, Costa Rica)

D. José Luis FERNÁNDEZ IBARGUREN (RODIO)

### 3.3

|     |   |   |
|-----|---|---|
| 1   | Presentación.....   | 2 |
| 2   | Introducción.....   | 5 |
| 3   | CONTENIDO .....   | 6 |
| 3.1 | .....   | 6 |
| 3.2 | Estabilización de talud. Supermercado Hipermás de Escazú (San José, Costa Rica).....        | 6 |
| 3.3 | Estabilización de ladera en las Ramblas de Jinamar (Las Palmas de Gran Canaria) .....       | 6 |
| 3.5 | Casos de corrección de inestabilidades en taludes y terraplenes del Canal Genil-Cabra ..... | 7 |
| 3.6 | Aplicación del <i>soil-nailing</i> a la estabilización de taludes de excavaciones .....     | 7 |

### **3.4 Casos de corrección de inestabilidades en taludes y terraplenes del Canal Genil-Cabra**

D. José Luis ARCOS ÁLVAREZ (RODIO-KRONSA)

### **3.5 Aplicación del *soil-nailing* a la estabilización de taludes de excavaciones**

D. Gustavo ARMIJO PALACIO (GEOTECNIA Y CIMIENTOS)

## **MESA REDONDA SOBRE EJECUCIÓN Y CONTROL**

Primera Sesión:

---

**DISEÑO**

Ponentes: D. Antonio Soriano Peña (UPM)  
D. Luis Sopeña Mañas (UPM)

---

# Estabilización de taludes. Conceptos básicos

Antonio SORIANO PEÑA

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID

## 1. Introducción

Esta jornada pretende mostrar las técnicas específicas que se usan para proteger y reforzar taludes, tanto en tierra como en roca y ya sean obras en desmante o sustractivas, como indica A. Serrano en la conferencia inaugural 2009 del Máster de Túneles de la UPM, Colegio de Caminos, AETOS, ya sea en terraplén o aditiva.

Esta ponencia se quiere dedicar especialmente a aquellos casos en los que las previsiones de proyecto y/o de ejecución han fallado o en aquellos casos en los que, por causas sobrevenidas impredecibles, es necesario tomar medidas adicionales de refuerzo. También se dedicará atención a laderas naturales que necesitan refuerzo.

Hoy las técnicas de estudio de estabilidad en taludes son suficientemente precisas y es posible garantizar *a priori*, en la fase de proyecto, que un determinado talud resultará estable. Pero esto requiere un tremendo esfuerzo de investigación en algunos casos particulares, sobre todo en desmontes. De ahí la abundancia de roturas que parecen darse.

Es cada día más difícil justificar la necesidad de refuerzo de un determinado talud sin implicar defectos del reconocimiento previo.

En esta Jornada, las empresas socios de AETESS que organizan estas jornadas exponen la eficacia de distintas técnicas que se emplean en la estabilización de taludes.

También, en esta primera sesión, se describen algunos aspectos básicos y algunas técnicas específicas de estabilización. Tarea que, en esta ocasión, es llevada por dos miembros de la Junta Directiva de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, que coorganiza la Jornada (Fig. 1).

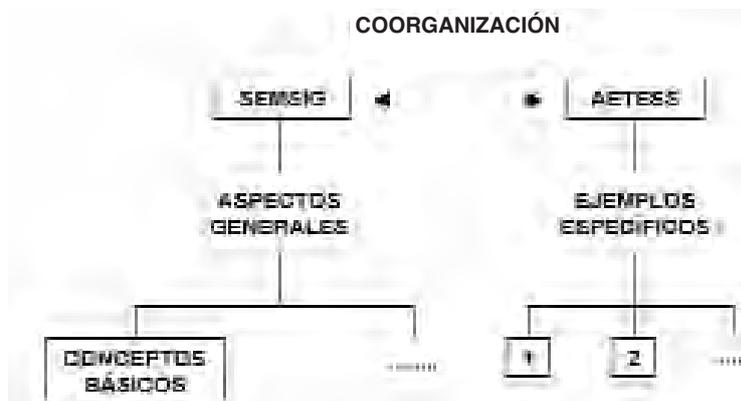


Figura 1. ESQUEMA DEL CONTENIDO DEL PROYECTO DE UN TALUD.

Con este marco previo, en esta ponencia se describe el proceso de estudio del refuerzo de un talud. Dada la gran casuística de posibles situaciones y de posibles soluciones, no queda más remedio que pasar muy por encima de los distintos aspectos y detenerse sólo en unos pocos detalles.

## 2. Normativa básica. Proyecto previo de taludes

El proceso de proyecto de un talud *ex novo* está ya bastante regulado en España. Como ejemplo de esa regulación, pueden citarse varias publicaciones de tipo normativo (incluyendo «Recomendaciones»).

- Eurocódigo 7. *El proyecto geotécnico*. Parte I: Aspectos generales. AENOR.
- *Código Técnico de la Edificación*. Ministerio de la Vivienda.
- ROM 0.5-05. *Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Ministerio de Fomento.

- *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. Ministerio de Fomento.
- *Guías técnicas del Comité Nacional Español de Grandes Presas*. Ministerio de Medio Ambiente y Medio rural y Marino. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

En estas y generalmente en todas las guías de proyecto se indican los pasos formales necesarios para el estudio previo de un talud que se va a construir. El primer paso lo constituye el “informe geotécnico”. Su estructura se indica de forma esquemática en figura 2.



Figura 2. ESQUEMA DEL CONTENIDO DE UN INFORME GEOTECNICO.

El esquema general del informe geotécnico correspondiente al proyecto de un determinado talud no difiere sustancialmente de otros informes geotécnicos dedicados a otros aspectos, como en caso de una cimentación; pero tiene un carácter específico en los detalles. La deformabilidad del terreno, por ejemplo, no tiene tanta importancia como la que puede tener en el proyecto de una cimentación superficial.

Con la información correspondiente del informe geotécnico es preciso proyectar el talud, ya sea relleno o excavación, y en ese proyecto se debe incluir una memoria donde se traten los siguientes aspectos (Fig. 3).

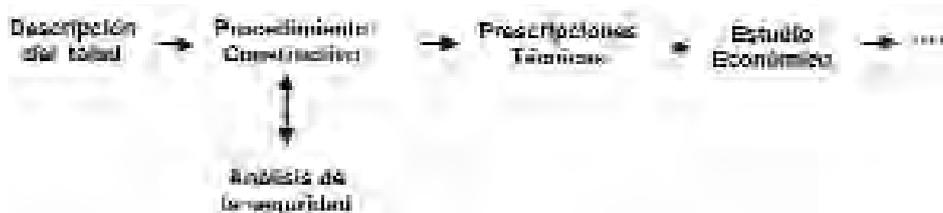


Figura 3. ESQUEMA DEL CONTENIDO DEL PROYECTO DE UN TALUD.

El esquema general del proyecto vuelve a ser similar al de cualquier otra obra. Sólo existen diferencias en los detalles específicos.

De todos estos aspectos, en esta ponencia sólo se habla con algún detenimiento sobre el tema de «Análisis de la seguridad».

La mayoría de las normas de proyecto indican que la seguridad se puede analizar (o justificar) por varios procedimientos:

- Vía empírica, por similitud con casos previos.
- Vía ensayos en modelo físico.
- Método observacional.
- Cálculo.

Uno solo de estos métodos es suficiente para garantizar la estabilidad del talud. Pero en ocasiones se utilizan procedimientos mixtos que se basan en algunos aspectos de cada uno de esos métodos.

Casi siempre existe un cálculo de estabilidad (aunque no sea necesario) que indica cuál es el coeficiente de seguridad al deslizamiento del talud y existen indicaciones relativas a los valores que deben alcanzar dichos coeficientes.

Cada norma, cada tipo de obra, cada cliente (estado, empresas paraestatales, comunidades autónomas, etc.) pueden fijar los umbrales de seguridad que exigen en sus obras.

No se pretende hacer aquí una recopilación exhaustiva de tales exigencias, pero se quieren mencionar, aunque sea de manera informal, los valores aproximados de los coeficientes de seguridad que suelen exigirse cuando se hacen cálculos (Tabla 1).

**Tabla 1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD USUALES EN ESTABILIDAD DE TALUDES (OBRAS VIARIAS)**

| SITUACION                               | CUASI PERMANENTE | CARACTERISTICA | ACCIDENTAL O EXTRAORDINARIA |
|---|------------------|----------------|-----------------------------|
| <b>Coefficiente de seguridad mínimo</b> | $F_1 = 1,5$      | $F_2 = 1,3$    | $F_3 = 1,1$                 |

Se entiende que, para aquellos taludes cuya rotura pueda acarrear la pérdida de vidas humanas, el reconocimiento geotécnico ha sido especialmente intenso.

Los significados de las «situaciones» indicadas son similares a los comúnmente empleados en los cálculos estructurales.

Los coeficientes indicados se refieren a reconocimientos del terreno bien hechos (tecnología de proyectos ADIF, por ejemplo) y corresponden a obras de riesgo normal (nunca implicando el riesgo de pérdida de vidas humanas). En ocasiones (presas, por ejemplo) se usan coeficientes de seguridad menores (a pesar del posible riesgo potencial), a expensas de reconocimientos geotécnicos más prolijos.

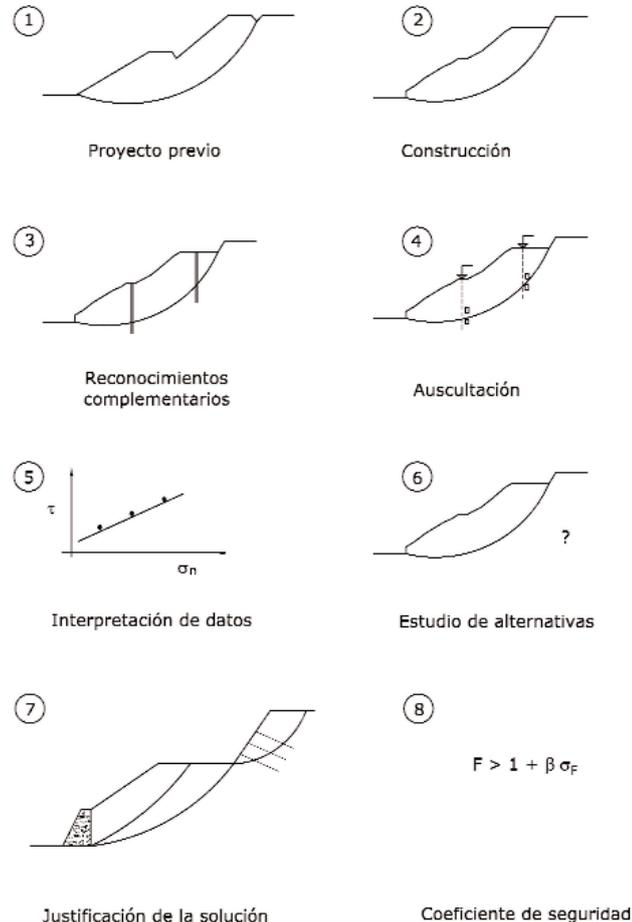
Con conocimientos escasos del terreno no se deben realizar cálculos de estabilidad, o, si se hiciesen, habría que emplear coeficientes de seguridad mucho mayores de manera que se obtenga una fiabilidad adecuada.

### 3. Refuerzo de taludes. Proyecto

El proceso de proyecto de refuerzo de un talud podría ser semejante al de su proyecto inicial, pero en la práctica tiene unos condicionantes que lo hacen claramente diferente. Además, por desgracia, las normas y las recomendaciones no contemplan estos casos especialmente.

Sería bueno seguir el mismo proceso general de proyecto; pero no siempre es posible o conveniente hacerlo. Y sería bueno que las singularidades de la reparación o del refuerzo fuesen contempladas en las guías y normas de proyecto.

A falta de estos criterios, que hoy cada ingeniero define con libertad, se apuntan aquí algunos aspectos del proceso del proyecto de reparación que parece que la práctica ya va sancionando (Fig. 4).



**Figura 4. ESQUEMA DEL PROCESO DE ESTUDIO DE REPARACION DE UN TALUD.**

### 3.1. ANALISIS DEL PROYECTO PREVIO

La primera actividad que conviene hacer, antes de dar solución a un determinado problema, es el estudio del proyecto en el que se basó la ejecución del talud en cuestión.

### 3.2. ESTUDIO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PREVIO

Determinando, si las hubiese, las circunstancias del procedimiento de construcción que puedan diferir de lo especificado en proyecto.

### 3.3. PLANIFICACION DEL RECONOCIMIENTO COMPLEMENTARIO

La inspección visual de un talud que requiere reparación o refuerzo es ineludible. Se necesita conocer bien los síntomas o los detalles que motivan la necesidad de refuerzo o reparación.

Después de conocer el proyecto y la construcción se deben identificar las incógnitas que necesitan ser desveladas. Generalmente es preciso determinar estos condicionantes: estructura geológica local, geometría del talud y de la línea (superficie) de rotura o potenciales líneas de rotura, situación del nivel freático y parámetros resistentes de los distintos materiales.

Para obtener esta información es preciso recurrir a distintas técnicas: topografía de detalle, cartografía geológica de superficie, ensayos de campo y de laboratorio, etc.).

La planificación de los reconocimientos es la tarea más específica del proyecto de reparación y debe ser lo suficientemente amplia para desvelar las causas de la rotura. Sólo en casos muy evidentes no sería necesario ampliar los reconocimientos del terreno; los datos del proyecto original podrían ser suficientes.

### 3.4. AUSCULTACION

Si en las presas, por razones de seguridad, es obligado auscultar aunque no existan patologías previas, en las obras de desmonte o de terraplén de carreteras y ferrocarriles esa auscultación sólo suele llevarse a cabo cuando se advierten síntomas de rotura.

Para reparar un talud es de gran valor disponer de auscultación específica. La que más se emplea está formada por:

- Inclínómetros verticales, que permiten determinar la profundidad de una eventual rotura.
- Piezómetros.
- Hitos de superficie.

Esta auscultación es, a veces, efímera. Si los taludes se mueven, pueden arruinarla. Pero siempre es de interés disponerla, pues antes de ello se habrá conseguido ya bastante información.

### 3.5. INTERPRETACION DE DATOS

En taludes inestables toda la información debe conducir a un punto común: el coeficiente de seguridad de los taludes que se mueven ostensiblemente debe ser próximo a la unidad ( $F \approx 1$ ).

En muchas ocasiones la experiencia indica que los parámetros resistentes que se obtienen de las campañas de reconocimiento geotécnico de taludes inestables, con claros síntomas de movimiento o que incluso, ya han sufrido un movimiento grande (del orden de varios metros), conducen a coeficientes de seguridad claramente superiores a la unidad. Y no queda clara la causa general de esta desviación tan frecuente.

Si éste fuese el caso en alguna aplicación particular, debe forzarse la investigación hasta encontrar la más fidedigna explicación posible.

### 3.6. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En otras ponencias se hablará de las diferentes técnicas que existen para reforzar taludes o para resolver casos patológicos creados por roturas avanzadas.

En términos muy generales se pueden clasificar las técnicas de reparación en varios grupos:

- Drenaje, superficial y/o profundo.
- Muros de contención (escollera, fábrica, geotextiles, gaviones...).
- Movimiento de tierras, retirando en cabeza y/o colocando en el pie.
- Refuerzo con hormigón proyectado y bulones.
- Refuerzo con muros anclados, mallas ancladas...
- Refuerzo con estructuras de pasadores (pilotes, micropilotes...).

Lógicamente, existen soluciones mixtas que utilizan distintas técnicas simultáneamente.

En caso de taludes (rocosos principalmente) existen técnicas de refuerzo específico para evitar las caídas de fragmentos de roca o para amortiguar los efectos de su caída.

### 3.7. JUSTIFICACION DE LA ESTABILIDAD DE LA ALTERNATIVA ELEGIDA

Igual que en el proyecto *ex novo* de un talud, la justificación de estabilidad puede hacerse sin cálculos, amparándose en la experiencia previa o en algunos otros argumentos (auscultación detallada), pero es muy frecuente realizar cálculos de seguridad.

Los cálculos del coeficiente de seguridad pueden ser complicados cuando intervienen varios elementos (anclajes, pasadores, muros de hormigón...), ya que no están normalizados los detalles del proceso de cálculo para cualquier situación. La técnica va evolucionando de manera que se pueda definir un coeficiente de seguridad, tras la reparación, que se base en el procedimiento universal de "reducción de parámetros".

### 3.8. COEFICIENTES DE SEGURIDAD EXIGIBLES. REPARACIONES

En caso de proyectos de reparación, la seguridad de los taludes después de reparados debe alcanzar niveles de seguridad semejantes a los de las obras bien proyectadas y bien construidas. Deben tener índices de fiabilidad del orden de  $\beta = 4$  en obras cuya rotura pueda implicar pérdida de vidas humanas y puede ser tan bajo como  $\beta = 2$  en obras de carretera y ferrocarril convencionales.

Si al realizar la reparación, como es usual, se ha vuelto a investigar el terreno y se ha dispuesto cierta auscultación, entonces la posible falta de conocimiento es menor y la misma fiabilidad teórica de proyecto se corresponde con coeficientes de seguridad más bajos.

Para obras de carretera y ferrocarril convencionales, la reparación (o reconstrucción) de un talud se suele considerar suficientemente segura (buen reconocimiento adicional y buena auscultación) cuando se obtienen del cálculo los coeficientes de seguridad mínimos (Tabla 2).

**Tabla 2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN REPARACION O RECONSTRUCCION DE TALUDES**

| TALUDES DE OBRAS VIARIAS CUYA ROTURA NO IMPLICA PERDIDAS HUMANAS |                  |                |                             |
|--|------------------|----------------|-----------------------------|
| SITUACION  | CUASI PERMANENTE | CARACTERISTICA | ACCIDENTAL O EXTRAORDINARIA |
| <b>Coeficiente de seguridad mínimo</b>                           | 1,3              | 1,2            | 1,0                         |

Para taludes de obras viarias cuya rotura pueda acarrear pérdida de vidas humanas los coeficientes de seguridad mínimos deberían ser, al menos, una décima más altos.

## 4. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

### 4.1. INTRODUCCION

Los taludes de las laderas naturales por donde han de discurrir los trazados de las obras lineales pueden no ser suficientemente estables. Los deslizamientos naturales pueden crear entonces problemas de mantenimiento e incluso problemas de utilización de la infraestructura. Esto puede ocurrir aunque la obra no los haya afectado. En muchas ocasiones ha sido necesario reforzar laderas naturales vírgenes.

En laderas naturalmente estables se pueden crear inestabilidades artificiales debidas a las propias obras de construcción. Los taludes de excavación pueden forzar la pendiente de forma tal que el talud en desmonte llegue a ser inestable.

La información geológica de más valor, en una ladera natural, estriba en la confirmación de que no existen deslizamientos fósiles en la zona que puedan activarse. En caso contrario sería necesario analizar con detalle esos accidentes.

Para terrenos rocosos se buscará, fundamentalmente, la descripción no sólo del tipo de roca, sino también su grado de alteración y fragmentación (fallas y otras litoclasas).

Las técnicas más usuales (estaciones geomecánicas y sondeos) deben aplicarse con un grado de detalle (densidad o intensidad del reconocimiento) adecuado a la heterogeneidad del terreno. Los reconocimientos geofísicos son especialmente indicados para evaluar esa heterogeneidad.

Si se trata de rocas, la estabilidad estará condicionada esencialmente por la resistencia de las litoclasas. Puede ser necesario, en obras importantes (fallo con consecuencias notables), realizar ensayos de resistencia al corte específicos.

En caso de suelos, la resistencia al corte debe ser establecida, para cada uno de los distintos tipos de suelo que queden involucrados en la posible inestabilidad, mediante ensayos específicos de laboratorio (corte directo y/o triaxiales).

No obstante, la información hidrogeológica, asistida con la observación de los niveles de agua en los sondeos y su variación estacional, es un elemento esencial para el análisis de estabilidad.

Evidentemente, la experiencia local (taludes existentes) es un arma esencial para juzgar la estabilidad de nuevos y antiguos taludes en formaciones similares.

El cálculo de la estabilidad de taludes en suelos se realiza en la actualidad mediante dos procedimientos claramente diferentes: métodos de equilibrio límite y modelos numéricos.

Ambos tipos de métodos se comentan en esta ponencia para destacar que sus resultados no son siempre coincidentes y, sobre todo, para subrayar la necesidad de buscar en la observación de los desmontes construidos la certitud respecto a la seguridad real de los taludes en suelos.

#### 4.2. CALCULOS CON METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE

Los métodos de cálculo más usados en el pasado son los denominados de «equilibrio límite.» Algunos casos sencillos tienen solución analítica o casi analítica mediante ábacos o soluciones tabuladas.

En general, cuando el problema tiene cierta complicación debido a la heterogeneidad del material y/o a la distribución irregular de presiones de agua en el interior del talud, el cálculo de estabilidad requiere el uso de métodos de rebanadas, cuya mayor complejidad se alcanza en el denominado «Método de Morgenstern-Price».

Pero aun en los métodos más desarrollados de equilibrio límite siguen subsistiendo, al menos, tres problemas importantes que aún no quedan bien resueltos. Estos problemas se indican de manera esquemática en figura 5.

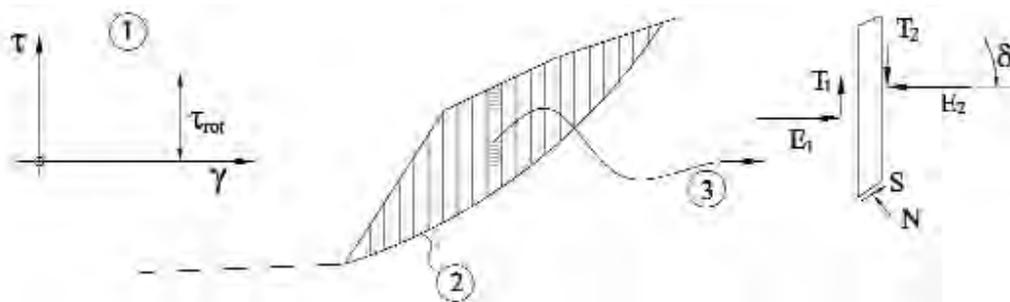


Figura 5. ESQUEMA DE LOS PROBLEMAS PRINCIPALES DE LOS METODOS DE REBANADAS.

El primer problema estriba en la **definición de la resistencia**, que en estos métodos se supone independiente de la deformación. En los cálculos no intervienen los parámetros que rigen la deformación del terreno. En aquellos casos donde este aspecto sea importante (resistencia de pico pronunciada, por ejemplo) el resultado que se obtenga será forzosamente inexacto.

El segundo problema estriba en la **definición de la superficie de rotura** y del número de rebanadas. El proceso no es automático y distintos usuarios pueden obtener resultados diferentes al elegir estas líneas y el número de divisiones.

Normalmente, el cálculo con métodos de equilibrio límite conduce a un resultado (valor de F) que teóricamente es más alto que la realidad; pero esto no siempre es así. Existen superficies de rotura cinemáticamente defectuosas que pueden conducir a coeficientes de seguridad irrealmente bajos.

Pero quizás el argumento más controvertido consiste en la **elección del tipo de inclinación** que se quiere dar al empuje entre rebanadas: ángulo « $\delta$ » (Fig. 5).

En el «Método de Bishop simplificado» (única opción del método de Bishop, pues el método «no simplificado» no existe), que es el que se emplea con mayor frecuencia, se supone  $\delta = 0$  a expensas de no cumplir el equilibrio horizontal de fuerzas. Esto, que es un grave inconveniente formal, no parece tener repercusiones prácticas importantes.

Algo similar puede decirse de los métodos de equilibrio incompleto basados en las ideas de Janbu.

En el método de Morgenstern-Price, el ángulo  $\delta$  (más bien  $\text{tg } \delta$ ), que debe especificarlo el usuario, se ajusta después multiplicándolo por una constante  $\lambda$ , nueva incógnita del método.

Sin embargo, no es fácil predefinir valores de  $\delta$ , y, además, buen número de programas comerciales imponen ciertas condiciones (por ejemplo,  $\delta > 0$ ) que facilitan la solución matemática del problema, pero que pueden impedir la búsqueda de la solución más adecuada.

### 4.3. CALCULOS CON MODELOS NUMERICOS

El cálculo con este tipo de métodos requiere una discretización previa del problema mediante una malla de cálculo (Fig. 6).

Los datos de entrada permiten representar varias leyes de rotura (generalmente, en suelos se usa el modelo de Mohr-Coulomb con sus parámetros asociados de cohesión y rozamiento  $c, \phi$ ) y también diferentes leyes tensión-deformación.

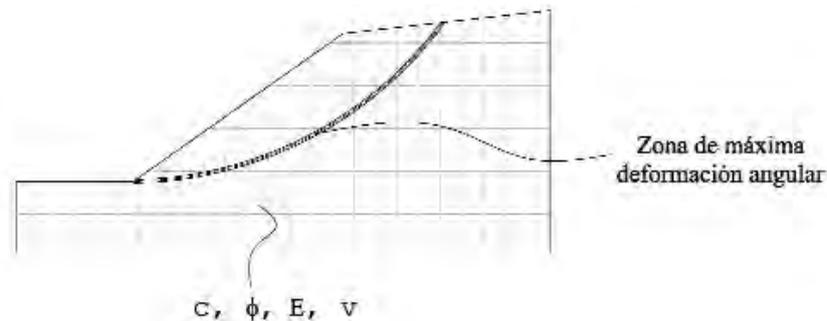


Figura 6. ESQUEMA SIMPLIFICADO DE UN MODELO NUMERICO.

El cálculo puede realizarse de varias maneras. En taludes de relleno simulando la construcción. En taludes en desmonte simulando la excavación. En general, dependiendo del tipo de obras, se puede representar una sección plana típica donde se pueden reproducir, con bastante fidelidad, las diferentes etapas constructivas.

Existe ya cierta unanimidad en la forma de definir la seguridad. La tendencia más extendida consiste en realizar varios cálculos sucesivos reduciendo la resistencia de todos y cada uno de los materiales dividiéndola por  $F$  hasta alcanzar un valor de  $F$  para el cual el cálculo ya no resulta convergente:

$$c_{\text{cálculo}} = \frac{c}{F}, \quad \text{tg } \phi_{\text{cálculo}} = \frac{\text{tg } \phi}{F}$$

Se interpreta que la falta de convergencia representa la rotura completa del talud, y, en consecuencia,  $F$  tiene el mismo significado formal que el coeficiente de seguridad definido en los métodos de equilibrio límite.

La experiencia en el uso de estos programas irá desvelando las posibles divergencias de los métodos de cálculo. Sólo a modo de ejemplo se comparan algunos resultados de casos resueltos con dos programas comerciales basados en técnicas diferentes (Fig. 7). El valor  $F_1$  corresponde a un cálculo con equilibrio límite, y el valor  $F_2$ , a un cálculo del mismo caso con un modelo numérico en diferencias finitas.

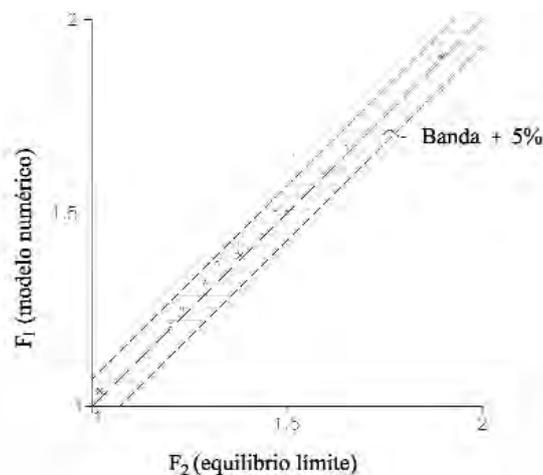


Figura 7. COMPARACION DE ALGUNOS EJEMPLOS RESUELTOS CON AMBOS METODOS.

Sorprende favorablemente la buena concordancia de resultados. Todos los casos corresponden a taludes excavados en laderas con pendientes bastante pronunciadas y alguno de ellos incluye la simulación de sistemas de refuerzo mediante gunita y bulones.

Todo apunta a un futuro prometedor en la utilización de modelos numéricos para el cálculo de estabilidad de taludes, solventándose los inconvenientes actuales de los métodos de rebanadas.

# Intervenciones correctoras en problemas de estabilidad de laderas y taludes

**Luis M. SOPEÑA MAÑAS**

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
U.P. MADRID

## 1. Introducción

Las actividades relacionadas con la estabilidad de taludes y laderas son de gran trascendencia dentro del ámbito de la Ingeniería geotécnica —afectando tanto a materiales tipo suelo como roca— y presentan diversas y variadas dificultades relacionadas con la diagnosis del problema, así como con su solución y las técnicas a emplear. En cualquier caso, se trata de problemas graves que generalmente requieren medios importantes y cuyo coste es con mucha frecuencia muy elevado.

En la presente exposición se efectúa, en primer lugar, un resumido planteamiento básico sobre los tipos de problemas de estabilidad de taludes y laderas naturales que se pueden presentar en suelos y rocas, así como de las técnicas disponibles para hacerles frente. Posteriormente, como eje central del trabajo, se describen con detalle algunos casos prácticos particulares que se consideran ilustrativos de la utilización de determinadas tecnologías o tipos de tratamiento.

Así pues, se hace referencia en particular al drenaje profundo del terreno mediante el empleo de pozos profundos, de gran diámetro, visitables, en los que el agua se evacúa por gravedad, bien hasta el exterior, o hasta uno o varios pozos colectores (en los que se instalan sistemas de bombeo). En cualquier caso, la intercomunicación entre pozos por gravedad permite disminuir mucho el número de bombas (con frecuencia se reducen a una o dos), y de esa forma el riesgo de averías y defectuoso funcionamiento del drenaje. Y en el caso extremo, si resulta posible por la topografía de la ladera, se puede llegar a evacuar el agua al exterior por gravedad, lo que supone la máxima garantía y eficacia del sistema.

Otras de las técnicas que se tratan en concreto aquí es la utilización de inyecciones de *jet-grouting* en la resolución de este tipo de casuísticas. Tecnología que, desde una perspectiva básica, se puede emplear desde dos puntos de vista: como una mejora global del comportamiento geomecánico del terreno tratado, o con el objetivo de crear elementos de suelo inyectado (*soilcrete*) tales como columnas, paneles, etc., que, con una determinada distribución en la masa inestable, contribuyan a su estabilidad.

Desde la primera perspectiva, se describe un caso de gran magnitud en el que se efectuó un tratamiento masivo de mejora global, aplicado a un nivel de terreno donde residía gran parte de la inestabilidad de la ladera. Y desde la segunda, se describe un caso práctico en el que se materializaron con *jet-grouting* unas columnas, a modo de «pilotes pasivos», mediante las que se pretendía conseguir la estabilización de la masa deslizante (un terraplén asentado sobre una ladera en condiciones geotécnicas difíciles).

Más adelante se continúa la exposición con una importante referencia a los denominados «sistemas flexibles» de estabilización de taludes, basados en la utilización de mallas y redes de cables de acero, ancladas de diversos modos a la superficie a tratar. Su empleo tiene altas ventajas, y resulta con frecuencia de un gran atractivo si el problema planteado es susceptible de una solución de ese tipo, sobre todo en taludes rocosos.

En ese sentido, se describen los principios de los distintos sistemas en la actualidad disponibles, así como las bases de su utilización y los elementos que los constituyen. Además, también se incluyen los sistemas de retención o parada de desprendimientos de rocas que se basan en el empleo de las denominadas «barreras dinámicas».

Finalmente, se detallan dos casos especiales en los que se aplicaron técnicas de estabilización de ese tipo, como ejemplos ilustrativos de la versatilidad y efectividad de esos sistemas y cuya aplicación se ha extendido ampliamente en los últimos años.

## 2. Principios y procedimientos generales de actuación

### 2.1. PATOLOGIA DE TALUDES: METODOLOGIA Y PRINCIPIOS BASICOS

Los procesos de inestabilidad de taludes y laderas se presentan con relativa frecuencia en la Ingeniería civil, y en particular en las obras lineales, tales como carreteras, ferrocarril, etc. Además, su trascendencia suele ser importante, tanto por el efecto sobre la funcionalidad y viabilidad del tránsito de vehículos o trenes como por el alto coste económico que suponen las reparaciones.

El primer paso que debe abordarse en un proceso de este tipo, lógicamente, es establecer las causas del fenómeno desarrollado, para lo cual hay que comenzar por recabar toda la información y datos previos (estado preliminar de la obra, cronología de los acontecimientos, etc.), y sin solución de continuidad, seguir con un reconocimiento geológico y geotécnico del terreno de suficiente entidad y detalle.

Con todos los datos de interés, y a la vista de la cinemática del deslizamiento, características del terreno y demás factores de potencial influencia –entre los que el agua es uno que suele tener gran trascendencia–, se deben determinar el origen y las causas de la inestabilidad (diagnóstico).

Una vez conocidas dichas causas, se deben establecer las medidas y actuaciones a llevar a cabo para la resolución del problema así planteado (terapéutica), con su correspondiente dimensionamiento.

En esa línea, los llamados análisis retrospectivos (*back analysis*) juegan un papel muy importante, pues a través de la superficie de inestabilidad desarrollada se pueden determinar los parámetros geomecánicos básicos en los que se ha inscrito el comportamiento del terreno, y de ahí efectuar los nuevos cálculos de estabilidad, incluyendo las medidas correctoras, con menor margen de incertidumbre.

En gran parte por ello, y a la vez también porque las medidas correctoras suelen conllevar gran dificultad de ejecución y grandes costes económicos, los coeficientes de seguridad para su dimensionamiento suelen ser netamente más reducidos que los utilizados en diseño (proyecto) propiamente dicho. También, por motivos similares, muchas veces se adoptan medidas paliativas que mejoran la situación pero no la resuelven en su totalidad.

Finalmente, cabe señalar que, en todo este proceso de «reparación» de inestabilidades, la instrumentación y auscultación (inclinometría, topografía, piezometría, etc.) juegan un papel muy importante, pues no solamente ayudan a determinar las superficies críticas de la inestabilidad producida, sino que también son de una gran utilidad *a posteriori*, una vez reforzadas las medidas correctoras. Sirven tanto para constatar y controlar la eficacia de dichas medidas como para determinar la posible necesidad de incrementarlas.

## 2.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PROCESOS DE INESTABILIDAD DEL TERRENO

### A) En medios rocosos

Un macizo rocoso constituye un medio discontinuo que se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades. Su comportamiento depende fundamentalmente de las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidades, etc.), así como de la litología de la roca matriz. Generalmente, los diferentes tipos de rotura que se producen en los medios rocosos siguen superficies preexistentes (aunque, cuando los macizos están fuertemente fracturados, pueden desarrollarse nuevas superficies de corte similares a las producidas en suelos).

#### • **Desprendimientos:**

- Se define como desprendimiento una masa separada de un talud (desmonte, acantilado, etc.) mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte a través del aire.

#### • **Vuelcos («toppling»):**

- Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades.

Se distinguen las siguientes tipologías: vuelco por flexión, vuelco de bloques, vuelco mixto.

### B) En suelos

A diferencia de los materiales rocosos, el comportamiento de las masas de suelo se asemeja al de un medio continuo y homogéneo. Las superficies de rotura se desarrollan en su interior y sin seguir una dirección preexistente, en principio. El comportamiento de estos materiales depende de las propiedades y características de sus agregados (tamaño y forma de las partículas, proporciones granulométricas, humedad y situación del nivel freático, etc.). Estas características confieren a los suelos una resistencia intrínseca que constituye el factor dominante de su estabilidad. Se distinguen diversos tipos de fenómenos inestables:

#### • **Deslizamientos:**

- Deslizamientos rotacionales, deslizamientos traslacionales, extensiones laterales.

#### • **Coladas:**

- Coladas de derrubios (*debris flow*), coladas de barro (*mud flow*).

#### • **Reptaciones («creep»).**

#### • **Movimientos complejos.**

### 2.3. TIPOLOGIA GENERAL DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS

#### A) Aplicación en medios rocosos: Sistemas de contención-retención de desprendimientos

- Caballones de tierra.
- Cunetones de recogida y bermas.
- Mallas de protección superficial.
- Vallas con mallazos metálicos y muros de fábrica.
- Viseras o ménsulas y túneles artificiales.
- Redes de cables.
- Barreras dinámicas.

#### B) Aplicación en suelos: Procedimientos de estabilización de taludes

- **Modificación de geometría** (tendido de pendientes, bermas, etc.).
- **Drenaje:**
  - Zanjas drenantes.
  - Drenes tipo California.
  - Drenaje profundo (pozos).
- **Contención** (muros, tacones, etc.).
- **Mejora de la resistencia del terreno:**
  - Cosido o anclaje de la masa inestable al terreno firme (barras de acero, carriles, micropilotes, etc.).
  - Rigidización de capas arcillosas (lanzas térmicas, inyecciones, etc.).

Finalmente, cabe hacer referencia también a las medidas de protección antierosión, que se pueden agrupar del siguiente modo:

- **Medidas de tipo mecánico:** Consisten en limitar el recorrido del agua por los taludes y, por tanto, la velocidad de escorrentía, reduciendo la energía cinética del agua y la posibilidad de que las partículas de suelo comiencen a moverse.
- **Medidas de tipo biológico o químico** (implantación de vegetación, utilización de protectores y uso de controles químicos):
  - Siembra sobre aportes de tierra vegetal.
  - Siembra bajo mulches de fibra corta.
  - Utilización de redes o mantas prefabricadas.
  - Implantaciones arbóreas o arbustivas.

## 3. Drenaje profundo por pozos

### 3.1. IDEAS BASICAS DEL SISTEMA

En problemas ligados a la estabilidad de laderas y grandes taludes, con frecuencia el agente más activo es la presencia de agua en el terreno, localizada a profundidades inalcanzables por los sistemas habituales desde superficie (como son las zanjas drenantes, etc.).

Así pues, las condiciones hidrogeológicas, que a su vez configuran la presencia y posición de los niveles freáticos o piezométricos, resultan de una enorme trascendencia geotécnica en numerosas ocasiones (sobre todo, como se ha dicho, cuando se trata de problemas de inestabilidad de laderas).

Si la resolución del problema requiere el rebajamiento del nivel freático o drenaje profundo de modo permanente, no resulta válido cualquier sistema para garantizar que esa función se mantenga lo suficientemente seguro y eficaz.

Por ello, cuando se trata de lo que se denomina drenaje profundo, que debe alcanzar zonas del interior del terreno manifiestamente alejadas de la superficie (decenas de m), hay que recurrir a instalar elementos que alcancen hasta donde sea necesario. Y uno de los modos más operativos suele ser la de realizar perforaciones, de distintos diámetros, a través de las que finalmente termina extrayéndose el agua del interior del terreno.

Son conocidos los típicos drenes de tipo «californiano», de pequeño diámetro (50 mm), que, cuando la topografía del terreno lo hace posible, permiten ejecutar taladros subhorizontales a través de los que el agua fluye al exterior por gravedad.

Pero existen otros casos en los que los caudales a drenar son mayores y en los que el acceso a los niveles acuíferos sólo es abordable por medio de elementos verticales, ejecutados desde la superficie del terreno, para los que el procedimiento de drenaje se basa en la ejecución de los clásicos «pozos» verticales drenantes.

Estos pozos verticales se disponen agrupados en «baterías», según determinadas alineaciones, y sus diámetros mínimos deben permitir al menos alojar una bomba de impulsión de agua en su interior (tamaños que comienzan en el entorno de los 500 mm). Y, precisamente, uno de los grandes inconvenientes que presentan este tipo de dispositivos es la necesidad de recurrir a la instalación de una bomba de impulsión en el fondo de cada uno de los pozos, conectando el conjunto por medio de una tubería colectora en cabeza.

Esta circunstancia, al margen de limitar el radio de influencia unitario, por la magnitud de los diámetros utilizables, crea una significativa incertidumbre sobre la seguridad del funcionamiento de la instalación, pues depende del suministro de energía eléctrica; además de ser susceptible de sufrir averías en cada una de las bombas y otros elementos auxiliares de la instalación.

Por tanto, resulta de una gran utilidad disponer de un sistema que permita la salida del agua al exterior por gravedad, sin que se interponga ningún sistema mecánico sensible a la interrupción de su funcionamiento de modo imprevisible. Y ello es posible conseguirlo mediante pozos de gran diámetro, conectados en su base por una tubería o conducción de modo que, con la debida pendiente hidráulica, conduzca el agua de unos pozos a otros por gravedad, hasta uno o varios denominados pozos «colectores», de los que finalmente se extrae el volumen total de infiltraciones (Fig. 3.1).

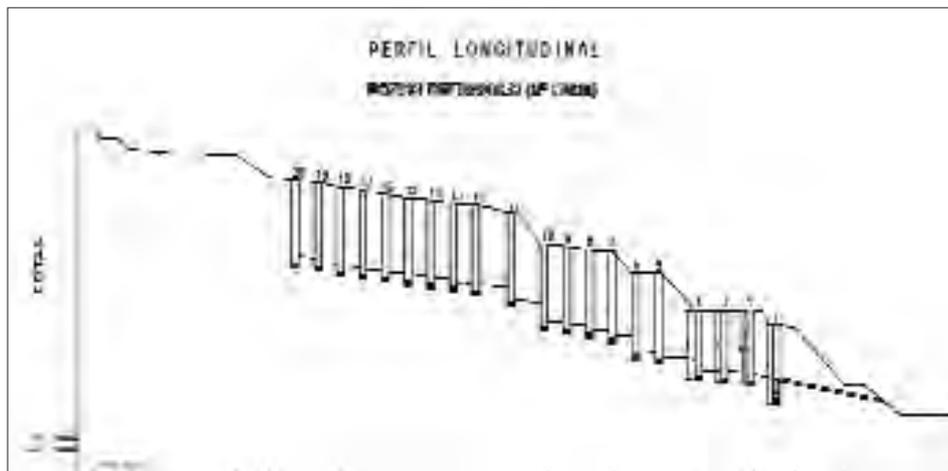


Figura 3.1. ESQUEMA DE PANTALLA DE POZOS DRENANTES.

Así pues, el efecto de drenaje del agua del terreno, una vez finalizada adecuadamente la instalación del sistema completo, no depende ya de otros factores antrópicos; de ese modo se evitan multitud de posibles causas de defectos en la eficacia y funcionalidad del sistema.

El sistema en que se comunican estos pozos, cuya profundidad puede llegar a superar los 50 m, es realizando «perforaciones orientadas» desde el interior de los mismos, con sistemas especiales para el guiado, pues los diámetros habituales de los pozos oscilan entre 1.000 y 1.500 mm, y las distancias entre ellos, de 8 a 15 m.

Desde los pozos se suelen perforar drenes tipo «californiano» a distintos niveles, distribuidos en forma de abanico, para aumentar la capacidad de captación de agua del sistema.

Una vez que el agua ha sido conducida a un pozo colector, cabe extraerla a su vez por gravedad o por medio de bombeo. En el primer caso, se debe realizar una perforación de gran longitud, orientada, desde el exterior, aprovechando la topografía del terreno (incluso, a veces, se utilizan técnicas de «microtúnel»).

En otras ocasiones, ante la dificultad de extraer el agua por gravedad del pozo colector, se adopta la alternativa de ejecutar ese pozo con un gran diámetro (3-4 m), lo que lo permite accesibilidad de modo directo, así como la inspección y mantenimiento de las bombas y del resto de la instalación de modo permanente y seguro. Además, el sistema de bombeo se dispone por duplicado o triplicado para garantizar que, en caso de avería, pueda entrar otro en servicio de modo inmediato.

### 3.2. DETALLES DE DISEÑO Y CONSTRUCTIVOS

En la figura 3.2 se representa un esquema que muestra la forma y distribución de los elementos que constituyen un pozo de este tipo.

Los pozos se perforan con diámetros interiores del orden de 1.250-1.500 mm, colocando un revestimiento definitivo de chapa ondulada de acero galvanizado de 1.000-1200 mm de diámetro interior. El espacio anular entre el revestimiento definitivo y la perforación se ha de rellenar con material filtrante.

Para incrementar la capacidad receptora de los pozos se perforan drenes radiales desde los distintos niveles de captación.

El material filtrante a utilizar en el relleno del espacio anular de los pozos debe tener una granulometría tal que permita el paso de agua hasta el interior del pozo, pero no de las partículas que lleve en suspensión. Se compondrá de áridos naturales o de machaqueo, exentos de arcilla o cualquier otro material extraño.

Por tanto, el material filtrante situado alrededor de los tubos de acero galvanizado deberá cumplir la condición:  $F85 / (\text{ancho de la junta}) > 1,2$ . El tamaño máximo del árido estará comprendido entre 20 y 80 mm y el coeficiente de uniformidad cumplirá  $D60/D10 < 4$ . No será plástico y su equivalente de arena será superior a 30.

El coeficiente de desgaste de los materiales de origen pétreo, medido por el ensayo de Los Angeles, será inferior a 40. Los materiales de cualquier procedencia a utilizar en el relleno del espacio anular deberán poseer una estabilidad química y mecánica suficiente.

La perforación se lleva a cabo por los medios que resulten necesarios para atravesar toda la zona de tramos posibles, y con entubación recuperable, caso de ser necesario. Los equipos a utilizar tendrán la potencia necesaria para perforar y colocar el revestimiento a las cotas indicadas en los planos. Se garantizará la verticalidad de las perforaciones dentro de los márgenes admisibles.

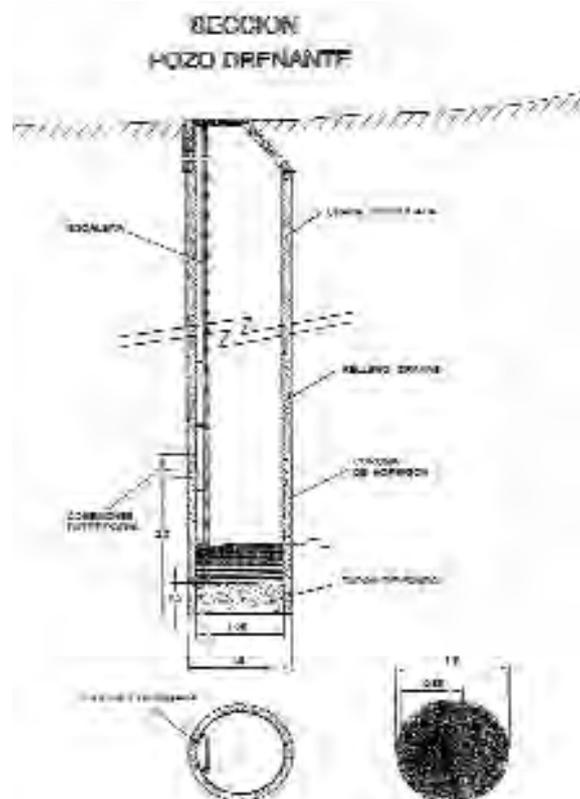


Figura 3.2. SECCION TIPO DE POZO DRENANTE.

El revestimiento definitivo consistirá en la tubería ondulada de acero galvanizado. Dicha tubería es una estructura flexible que posee cierta rigidez, pudiendo ser introducida en varios tramos. Con longitudes mayores de 25 m, la tubería deberá ser suspendida de dos puntos, por lo menos.

Se tomarán las medidas necesarias para que la tubería definitiva quede centrada en el interior del pozo, con el fin de que las posibles desviaciones no dificulten las operaciones de perforación desde el interior del pozo (conexiones, drenes radiales).

El tapón de fondo se ejecutará con hormigón o mortero, y el espesor del tapón se determinará en cada caso dependiendo de los distintos condicionantes de la obra (tipo de terreno, subpresión, etc.).

Es fundamental la creación de una corona anular en el fondo de los pozos, dentro de la cual se emplaza el equipo para realizar las perforaciones subhorizontales de la tubería-colector de conexión entre pozos. Esta corona contendrá el material granular situado por encima, además de crear un vaso estanco que canaliza las aguas hacia el colector general, evitando así pérdidas indeseables de agua por el fondo del pozo. La altura de la corona ha de ser tal que las perforaciones subhorizontales queden dentro de la misma. Si se inyecta lechada de cemento o mortero, hay que colocar juntas de goma en la zona de la corona, y esperar cierto tiempo de fraguado antes de rellenar el resto del espaciado anular con material granular.

El colector de fondo estará como mínimo a 1,5 m del fondo del pozo (para albergar la cápsula, la bomba y el resguardo superior).

El relleno se realiza en el espacio anular entre la tubería de acero galvanizado y el revestimiento provisional, simultáneamente a la extracción de la tubería provisional. Se deberá poner especial cuidado en el vertido y colocación del citado material drenante, evitando su puesta en obra dejándolo caer desde el borde del pozo con embudo o procedimiento similar.

La construcción del colector de conexión entre pozos se realiza con una sonda perforada especialmente equipada y protegida para trabajos de perforación desde un pozo. La máquina deberá estar equipada con todos los elementos de seguridad necesarios para la ejecución de este tipo de perforaciones: aire, agua, comunicador, cables de seguridad y protecciones al personal que trabaje en el pozo.

La cota y orientación del taladro del colector requiere una gran precisión. El posicionamiento de la cápsula deberá seguir un minucioso proceso que comprende fundamentalmente las siguientes operaciones:

- Se determina el citado plano vertical utilizando dos plomadas, una en cada pozo, y un cañón láser. Una vez definido este plano, se ha de girar la sonda perforadora hasta encajar el eje de perforación en dicho plano, teniendo en cuenta la corrección necesaria por la falta de verticalidad de los pozos.
- Una vez situada en planta la sonda perforadora, se arriestra la misma a los contornos del revestimiento con cuidado para no modificar su posición. El sistema a utilizar deberá ser lo suficientemente robusto como para no permitir movimientos posteriores de la sonda (durante las maniobras de perforación).

El sistema de perforación a utilizar permitirá fijar la pendiente deseada en el mástil o corredera, para evitar desviaciones indeseables en las perforaciones. En el calado de la corona cementada se ha de corroborar que la perforación horizontal se realiza dentro de la corona de fondo cementada del pozo contiguo.

Como revestimiento definitivo del colector de fondo de conexión entre pozos se utilizará tubería de PVC ranurada o taladrada, protegida por una malla o geotextil, en tramos de 50 cm, cuyas conexiones se podrán realizar con manguitos remachados o por unión encolada.

Si el sistema de colocación del revestimiento de la conducción obliga a colocar a un sondista en cada pozo, será obligatorio disponer de dos sistemas de ascenso-descenso (con todos sus dispositivos de seguridad), además de dos bombas (una en cada pozo).

La perforación de drenes radiales se realiza mediante la sonda preparada para perforar desde los pozos y con el diámetro especificado en el proyecto (habitualmente, de 50 mm). Se deberán entubar con una tubería de PVC ranurada y protegida por un geotextil. La cota, longitud y número de los mismos se definen en cada proyecto particular.

### 3.3. EL CASO DE UNA PANTALLA DE POZOS DE 50 m DE PROFUNDIDAD

#### 3.3.1. Introducción: características generales del problema planteado

La población de Benamejí (Córdoba) se emplaza, en su parte meridional, en la coronación de una ladera originada por la acción erosiva del río Genil. Esta ladera ha venido experimentando secularmente movimientos de inestabilidad, asociados a deslizamientos profundos, que han provocado la destrucción de más de 100 viviendas en los últimos cuarenta años.

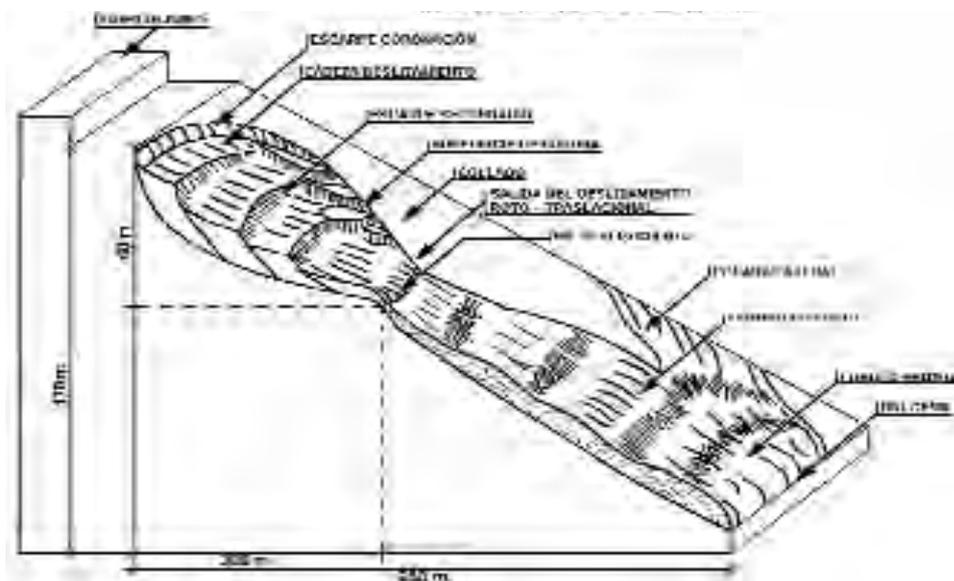


Figura 3.3. INTERPRETACION MORFOLOGICA DE LAS INESTABILIDADES DE LA LADERA.

La ladera tiene unos 950 m de longitud desde el pueblo hasta el río, salvando un desnivel total de 170 m. En la parte superior, el terreno se abre lateralmente hasta conformar un gran circo de unos 300 m de perímetro, dentro del cual se producen las inestabilidades de tipo rotacional que afectan a las edificaciones del pueblo (en la figura 3.3 se reproduce un esquema sobre la interpretación morfológica de los procesos de inestabilidad).

### 3.3.2. Modelo litogeotécnico-hidrogeológico

A partir de los datos obtenidos de la investigación geotécnica y de acuerdo con una serie de criterios litológicos, estructurales e hidrogeológicos basados en observaciones de campo, se elaboró un modelo litogeotécnico tipo del terreno, en el que se representan los espesores y disposición de las diferentes unidades litogeotécnicas presentes, así como los niveles piezométricos medidos, tal como puede verse en la figura 3.4.

Las unidades geotécnicas finalmente diferenciadas en la ladera, que integran materiales de similar comportamiento hidrogeotécnico, son las siguientes:

- Vertidos:** Materiales de origen antrópico (fundamentalmente, escombros) que recubren el terreno natural con espesores variables de hasta 10 m.
- Caliche:** Suelo areno-limoso, mezcla de finos y tamaños gruesos, encostrado por alta carbonatación, de espesor variable entre 2 y 7 m, disponiéndose como plataforma que corona la ladera y sobre la que se asientan las edificaciones del pueblo.
- Unidad Geotécnica Superior:** Formación sedimentaria constituida por una alternancia de arcillas y calcarenitas.

Sin embargo, predominan las capas arcillosas, presentándose las calcarenitas en lentejones de espesores decimétricos que pueden llegar a métricos en ocasiones; su continuidad lateral puede estimarse de orden decamétrico.



Figura 3.4. MODELO GEOTÉCNICO-GEOLÓGICO DE LA LADERA.

- Unidad Geotécnica Inferior:** Constituida esencialmente por arcillas consolidadas (lutitas) con poco contenido en calcarenitas.

A pesar de que, geotécnicamente este material pueda considerarse parecido a las arcillas superiores, la escasez de niveles calcareníticos y, por consiguiente, de agua determina un comportamiento geomecánico diferente.

Los resultados de los ensayos a compresión simple indican valores medios del orden de 600 kPa.

Desde un punto de vista geométrico, el techo de la «unidad geotécnica inferior», que tiende a conformar una plataforma subhorizontal, se localiza hacia la cota media 405. Por su parte, la coronación, marcada por el techo del caliche, se sitúa hacia la 457-460, por lo que los espesores máximos en los que se enmarca el problema son del orden de los 50-60 m.

Desde el punto de vista hidrológico, se detectaron dos niveles acuíferos. El acuífero superior está formado por el caliche y por las calcarenitas que subyacen al mismo en determinadas zonas. El espesor varía entre 10 y 15 m. Este acuífero es de libre recarga y contiene agua procedente de precipitaciones relativamente recientes.

El acuífero profundo está formado por un tramo más arenoso permeable, de unos 4 ó 5 m de espesor, localizado inmediatamente encima de los materiales más arcillosos que forman el techo de la «unidad inferior», lo que equivale a una profundidad entre 40 y 45 m respecto a la cota del pueblo. Este acuífero profundo es confinado, contiene aguas antiguas y descarga por la zona central de la ladera.

Aunque entre los dos acuíferos existe un espesor de terreno bastante impermeable, ambos están intercomunicados, desde un punto de vista hidráulico, a través de la red de fisuras y discontinuidades ligadas a los niveles de calcarenitas. Como resultado final de esa interacción mutua, el nivel piezométrico existente, medido en los sondeos, se puede considerar único.



Como parte de las medidas de estabilización profunda, se proyectó una «pantalla de pozos drenantes profundos», que interceptase los flujos profundos preferenciales que existen en la ladera, y que ejerciese un efecto de abatimiento del nivel piezométrico general.

La pantalla de pozos drenantes ejecutada comprende 22 pozos de 1.500 mm de diámetro y 50 m de profundidad que confluyen en un pozo colector.



Figura 3.6. ESQUEMA DE LAS MEDIDAS APLICADAS Y SITUACIÓN DE LA PANTALLA DE POZOS DRENANTES.

En este caso, dadas las características topográfica de la ladera, no resultó factible comunicar la red de pozos con el exterior por una conducción subterránea, para evacuar el agua por gravedad, que hubiera requerido una longitud del orden de unos 400 m).

La distribución en planta hace que las separaciones entre ejes sean variables, con un mínimo de unos 9 m, en la zona central de la ladera, y un máximo de 15 m, en las zonas laterales, cubriendo todo el perímetro superior.

La conexión entre los pozos hacia el pozo colector se realizó con una inclinación del 1 % y a una profundidad de unos 45 m. El agua que se recoge en dicho pozo colector se evacúa mediante un dispositivo de bombas alojado en su fondo.

En la fotografía 3.1 se puede observar la maniobra de perforación de un pozo, con la tubería de encamisado provisional al fondo, y en la foto 3.2, la pantalla de pozos ya finalizada, con las tuberías ranuradas todavía sin cortar en cabeza.



Foto 3.1.



Foto 3.2.

## 4. Empleo de la tecnología *jet-grouting*

### 4.1. INTRODUCCION: IDEAS GENERALES

La técnica de *jet-grouting*, que es en principio, básicamente, un sistema de tratamiento de mejora profunda del terreno y, como es sabido, con una vastísima gama de posibles aplicaciones en el campo de la Ingeniería geotécnica, desde la perspectiva de la estabilización de deslizamientos en particular, puede ser considerada y aplicada en dos grandes vertientes: como un método de mejora «en masa» del terreno propiamente dicho, o como un sistema que permite crear «cuerpos o masas» de terreno tratado, con una geometría más o menos definida, y que tienen una implicación «estructural» en la cuestión.

En el primer caso, el tratamiento se aplica en el interior del terreno de modo más o menos distribuido, con objeto, en general, de contribuir a la mejora de su comportamiento geotécnico, dando lugar a masas de terreno tratado más competentes globalmente y que en definitiva constituyen estructuras de «retención» interna.

En el segundo caso, se pretende conseguir una serie de elementos (constituidos por suelo tratado) que conformen una geometría definida, típica de estructura de «contención».

Así pues, desde un punto de vista generalista, la técnica de *jet-grouting* aplicada como mejora del terreno en sentido amplio, puede decirse que constituye un tipo particular de retención en problemas de estabilización de pendientes (taludes, laderas, etc.), y de ello se describe un caso práctico a continuación.

Mientras que para la acepción más estricta de contención quedan aquellos casos en los que se originan masas de suelo tratado que dan lugar, en sentido amplio del término, a pantallas, muros, etc., o disposiciones asimilables en cierto modo; y desde esa perspectiva, se describe otro caso donde se constituyeron «pilotes pasivos» mediante columnas inyectadas con *jet-grouting*.

### 4.2. EL CASO DE TRATAMIENTO MASIVO DE UNA LADERA MEDIANTE *JET-GROUTING*

#### 4.2.1. Características litoestructurales de la ladera en la zona tratada

El área a estabilizar estaba emplazada sobre un potente espesor de depósitos de ladera (56 m se atravesaron en un sondeo). Esta zona concreta ocupa una posición singular dentro de una banda de coluvial más arcillosa, que conecta con la existente al pie de la ladera.

Así pues, cabe señalar que en este sector la ladera la configura una formación coluvial con tramos muy arcillosos. Estos lentejones, de una gran continuidad, delimitan una franja de unos 670 m de longitud que salva un desnivel de más de 150 m desde el fondo del valle hasta la zona reconocida situada a mayor cota (pero que todavía debe prolongarse ladera arriba).

El coluvión, como los de la zona, está constituido por limos arenoarcillosos marrones en su matriz que engloban clastos calizos de gravas y bolos, si bien estos últimos son en general de dimensiones máximas decimétricas (los de gran tamaño, de aristas métricas, son esporádicos). En ocasiones se segregan tramos más arcillosos, con componentes granulares de naturaleza similar a la descrita.

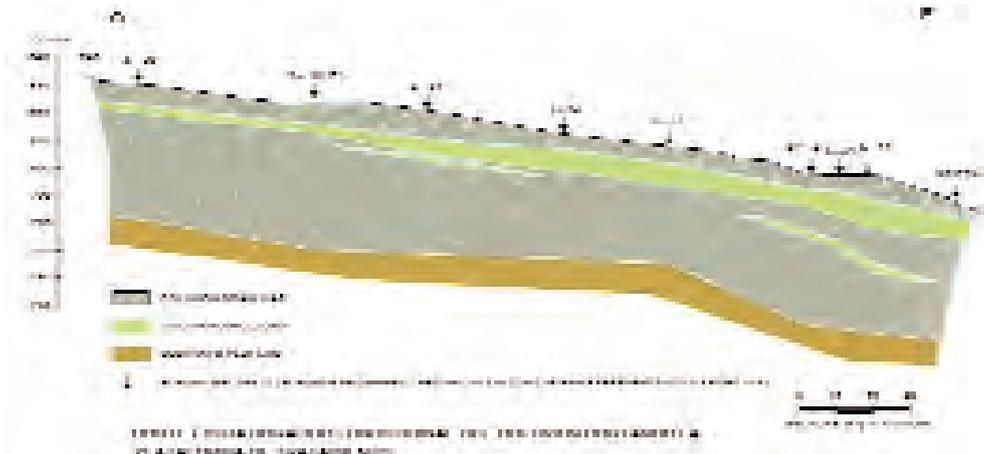


Figura 4.1. CORTE ESTRATIGRAFICO GENERAL.

El aspecto geotécnicamente más significativo es la existencia, dentro de la formación más granular, de lentejones arcillosos de colores oscuros y aspecto pizarroso. Cada uno de ellos constituye, como se ha señalado, una «capa arcillosa negra».

No toda la formación es igualmente arcillosa, sino que con frecuencia predominan en ella los fragmentos de pizarra de tamaño grava o gravilla (tramos a los que se les asigna, en el lenguaje geotécnico utilizado, como «transición» o «capa negra inmadura»). No obstante, puede considerarse que genéticamente cada «capa negra» constituye una unidad diferenciada dentro de la masa coluvial.

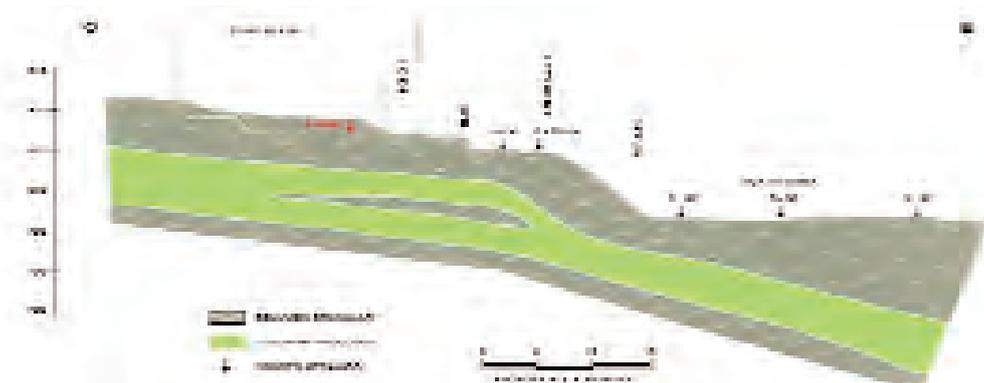


Figura 4.2. CORTE ESTRATIGRAFICO DE DETALLE.

El corte estratigráfico (Figs. 4.1 y 4.2) refleja el desarrollo de estos lentejones arcillosos. En sentido longitudinal, la capa arcillosa de mayor desarrollo muestra una gran continuidad, manteniendo un espesor entre unos 6,5 y 11 m hasta la parte alta, lugar en que se reduce su potencia.

El techo de la capa tiene una inclinación media similar a la de la ladera (unos 16°), situándose a profundidades comprendidas entre unos 5 y 11 m en el perfil considerado.

#### 4.2.2. Factores básicos del problema

En ese marco geológico general en el que se inscribe la ladera, cabe señalar que los factores básicos que conforman fundamentalmente las condiciones naturales a favor de las que se desarrollan los problemas de inestabilidad son dos: la presencia de capas arcillosas (fundamentalmente, capas de colores negruzcos) en la masa general del coluvión, y las aguas existentes en la misma, asociadas fundamentalmente a las precipitaciones.

Así pues, las capas arcillosas existentes alcanzan consistencias muy blandas, incluso fluidas, con aumento del contenido de humedad (tal y como se detectó en algunos sondeos) y que a favor de la configuración litológica y morfológica de la ladera se originen condiciones inestables.

Las aguas infiltradas, fundamentalmente asociadas a las épocas de mayores precipitaciones, dan lugar a unas condiciones de flujos internos en el coluvión y de niveles freáticos temporales colgados (las capas negras son prácticamente impermeables a estos efectos) que a la vez que conllevan el incremento de humedad en los niveles arcillosos, produciendo por sí mismos fuerzas inestabilizadoras derivadas de la propia red de corriente (también, hacia el contacto coluvión-sustrato, podría existir un profundo nivel freático de base, aunque la carstificación del sustrato posibilita la existencia de sumideros).

En esas condiciones generales básicas en que se ha ido conformando geológicamente la ladera natural, los agentes «externos» que mayor influencia tienen son la intensidad y secuencia de las precipitaciones, así como las posibles perturbaciones inducidas por modificaciones geométricas del entorno.

**4.2.3. Procesos básicos de inestabilidad y tratamientos aplicados**

Como se ha señalado, el mecanismo general en el que se desarrollan los fenómenos de inestabilidad de la ladera en este entorno se inscribe en dos circunstancias esenciales: a) la presencia en el seno de las grandes masas coluvionares de esas capas de materiales finos, limoarcillosos (descritas como «capas negras» arcillosas) de gran continuidad y espesores significativos, muy grandes a veces; y b) el efecto de las aguas, producto de la pluviometría, que dan lugar a infiltraciones en el seno de las masas coluvionares, de alta permeabilidad, y que vienen a «colgarse» en las «capas negras», mucho más impermeables.

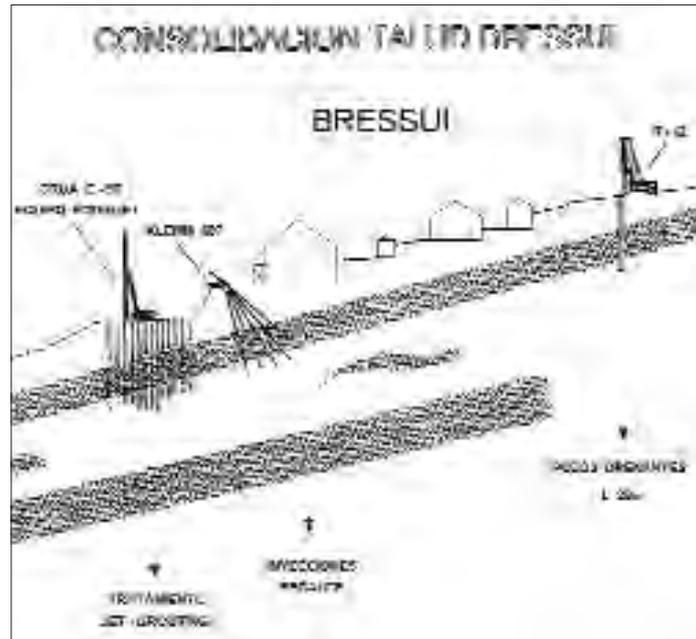


Figura 4.3. TIPOS DE TRATAMIENTOS APLICADOS (esquema).

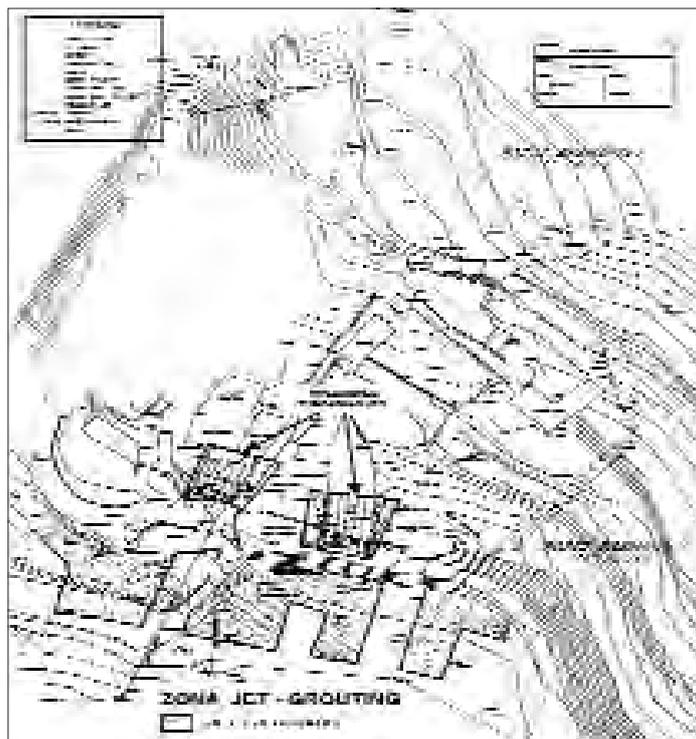


Figura 4.4. PLANTA DE SITUACION DE LOS TRATAMIENTOS.

Para hacer frente a ese mecanismo global, cabe actuar precisamente en esos dos campos básicos: disminución de las aguas que llegan a las capas limoarcillosas y mejora de sus características geomecánicas. En relación con el primer objetivo, se trata de establecer medidas de drenaje, y en el segundo, de mejorar el suelo fino que constituye las «capas arcillosas negras», tanto para incrementar su consistencia, como para hacerlo más insensible al efecto del agua (Figs. 4.3 y 4.4).

Así pues, desde la perspectiva del drenaje, dicho conjunto de circunstancias condujo a considerar el sistema de «pozos drenantes profundos» como el más adecuado para resolver la implantación de pantallas drenantes profundas.

Finalmente, para la mejora del comportamiento geomecánico de esa «capa arcillosa negra», allí donde resultaba más directamente ligada a la estabilidad del área considerada, se pensó que la inyección a alta presión (inyección a chorro o *jet-grouting*) era el sistema que mejor garantizaba un tratamiento más masivo, «disperso», y que además fuese ejecutable (la naturaleza tan irregular y heterométrica de la gran masa coluvionar, así como el hecho de tener que inyectar la «capa negra», de tipo limoarcilloso, hacían descartables en principio, o desaconsejables, otros procedimientos de inyección).

Por otra parte, el tratamiento de estabilización de la ladera en la zona concreta donde se emplazaban las edificaciones se completó con la ejecución de una serie de «contrafuertes» de terreno inyectado con lechada de cemento por medio del sistema de «inyecciones de tubo-manguito», cuyo objeto residía en la estabilización local del terreno en el entorno de esas edificaciones.

#### 4.2.4. Tratamiento de mejora mediante *jet-grouting*

El tratamiento de *jet-grouting* se implantó en la plataforma geomorfológica inferior (en la foto 4.1 se observa la máquina ejecutando una columna), que precisamente resulta muy apropiada para alcanzar la «capa negra» y que es la que se considera básico tratar (véase «Perfiles litológicos»), al condicionar la franja por la que se canalizaban preferentemente los movimientos del terreno (y que subsiguientemente repercuten en las edificaciones anejas).

Comoquiera que el efecto perseguido es la estabilización y mejora de esa capa, se dispusieron los puntos de tratamiento con una distribución más o menos uniforme en la superficie a tratar, según una malla triangular equilátera.

Aunque al comienzo estaba previsto realizar todo el tratamiento de la superficie de esa plataforma de modo repartido por igual, posteriormente se establecieron unas zonas sin tratar que hicieran a modo de «portillos» y que garantizaran, en la medida de lo posible, que no se originaba con las columnas un efecto «embalse» debido a la inyección, junto con el correspondiente efecto impermeabilizador, de grandes masas de coluvión permeable (en la figura 4.5. se ha representado la distribución en planta de las zonas tratadas con *jet-grouting*).



Foto. 4.1.

El tipo de tratamiento, aunque la fase de inyección se restringía a la «capa negra» y a una ligera franja superior e inferior, no permitía asegurar el no solape de las áreas inyectadas e impermeabilizadas. Y, además, de ese modo se concentraba la acción de esta mejora en unos grandes contrafuertes, lo que parecía tener un efecto también beneficioso desde el punto de vista de la eficacia del tratamiento de estabilización.

De acuerdo con los resultados de las pruebas realizadas y los datos obtenidos de los diversos controles llevados a cabo, se modificaron los lados de las mallas, variando finalmente la intensidad del tratamiento entre extremos de 1 columna/3 m<sup>2</sup> y 1 columna/5-6 m<sup>2</sup> de superficie a tratar.

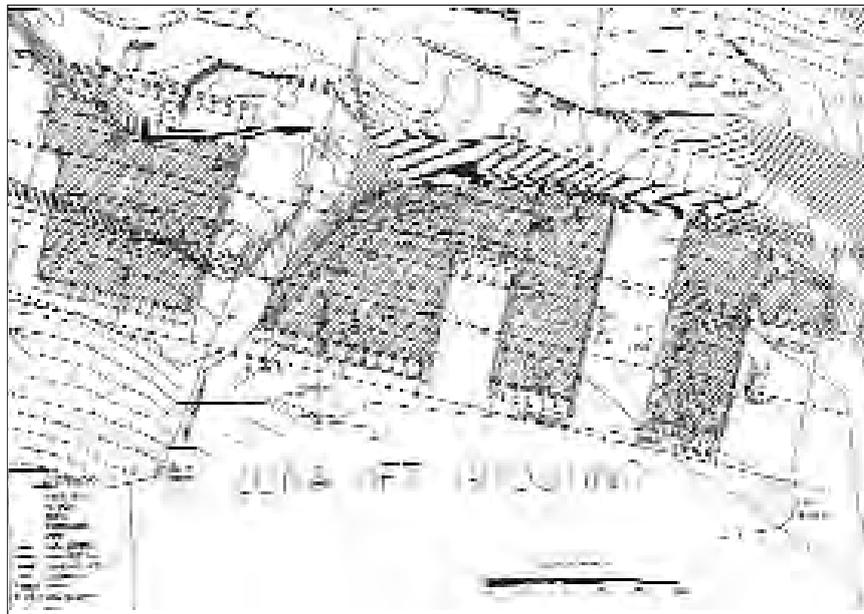


Figura 4.5. PLANTA DEL TRATAMIENTO CON JET-GROUTING.

El fluido a inyectar era una lechada de cemento (1:1) y las presiones oscilaron entre 400 y 500 bares. En términos medios generales, aunque se variaban los parámetros de inyección de acuerdo con el resultado de los controles que se realizaban (las máquinas estaban instrumentadas para el registro continuo de los parámetros de perforación e inyección) puede decirse que los consumos de cemento oscilaron entre mínimos del orden de 300 kg/m.l. y máximos de 500 kg/m.l.

También hubo de variarse el sistema de inyección inicialmente previsto (*jet* tipo 2, con aire), cambiando a *jet-1*, pues la escasa «permeabilidad» del terreno impedía la salida de las burbujas de aire, produciéndose en fenómenos de «ebullición» del terreno y comunicación entre taladros (Foto 4.2), a la par que una gran proporción de «interconexiones» entre columnas próximas durante el tratamiento.



Foto 4.2.

El sistema de perforación también sufrió diversas variaciones, tanto en el útil como en el fluido empleados, pues la existencia de cantos y bolos en la capa superficial de coluvión hacía muy difícil la perforación (grandes cantidades de agua, etc.).

Por este motivo, se optó por emplear lechada de cemento y «trialeta», en vez de la cabeza normal de perforación de la sonda del **jet**.

Dado que el objetivo era mejorar la «capa negra», a la vista de la gran variabilidad del emplazamiento de su techo, muro y espesores, para definir el tramo a inyectar se utilizaba como referencia la profundidad a la que apreciaba el cambio de color en el líquido efluente durante la perforación.

La «capa negra» se localizaba así en cada punto, y posteriormente la inyección se restringía a una franja inferior y superior complementaria (del orden de 1-2 m de espesor).

En cualquier caso, en un campo de prueba que se realizó en una zona próxima al tratamiento se comprobó (Foto 4.3) que los niveles negruzcos quedaban inyectados de modo adecuado en general, constituyéndose formas columnares del estilo de las esperadas.



Foto. 4.3. COLUMNAS EN CAMPO DE PRUEBAS.

## 4.2. UN CASO DE EMPLEO DE COLUMNAS DE JET-GROUTING COMO PILOTES PASIVOS

### 4.2.1. Planteamiento básico del problema

La autovía de Aragón, entre las localidades de Medinaceli y Arcos de Jalón, discurre por la margen izquierda del valle del río Jalón. La litología existente en el entorno de terraplén de estudio (P.K. 158+650) se puede resumir así (Fig. 4.6):

- **Triásico:** Está constituido por las tres facies germánicas típicas de toda la Cordillera Ibérica: triásico inferior en facies Buntsandstein, triásico medio en facies Muschelkal, y triásico superior en facies Keuper.
- **Cuaternario:** La práctica totalidad de la ladera por donde discurre el terraplén se encuentra recubierta por un depósito coluvial constituido por gravas y cantos angulosos de calizas, conglomerados y areniscas, en abundante matriz arcillo-limosa de color rojo pardo.

Este coluvial tiene una potencia variable. Durante la ejecución de las obras de la autovía se reconocieron espesores no superiores a 2 m. Sin embargo, tras la construcción, ya aparecidas las anomalías, los sondeos detectaron importantes espesores de recubrimientos coluviales.

Es posible que las fallas detectadas a la altura de los dos barrancos que discurren ortogonales a eje de la autovía en este tramo objeto de análisis hayan jugado un papel importante en la génesis de este coluvial.

La obra objeto del trabajo comprendía desde el P.K-158+650 al P.K-159+350 y discurre a media ladera, con un pequeño desmonte de aproximadamente 3 m de altura máxima (calzada dirección Madrid), siendo la altura máxima del terraplén de unos 10 m en la calzada dirección Zaragoza.

Teniendo en cuenta las características geológicas y geotécnicas de la ladera y el conjunto de condicionantes existentes, se concluye que los factores que influyen en la estabilidad son el material existente en el contacto terraplén-terreno natural (coluvión) y la intervención del agua en esa interfaz.

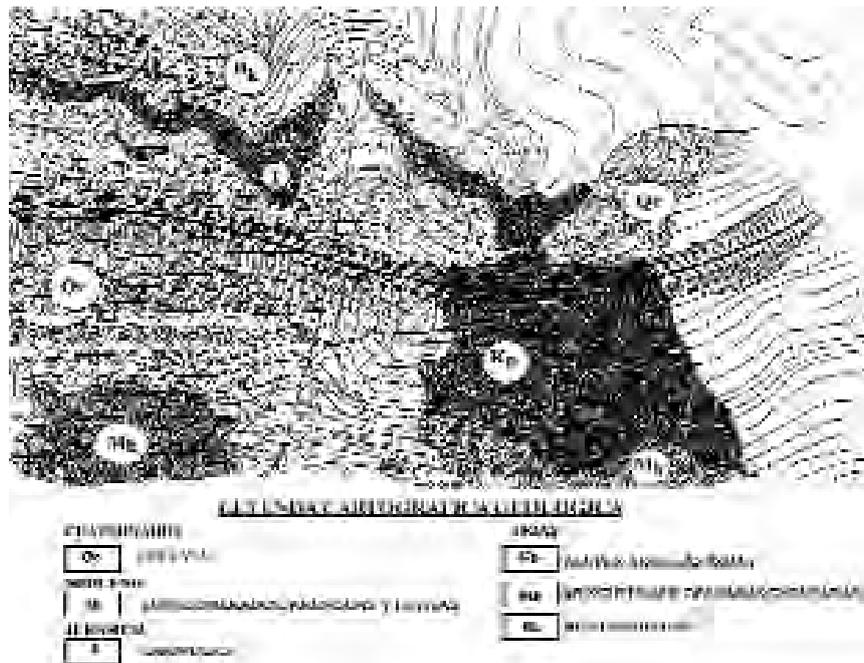


Figura 4.6. PLANTA GEOLOGICA ESQUEMATICA.

A esos efectos, en la fase de construcción ya se adoptaron una serie de medidas, de carácter activo, basadas en la modificación de las condiciones de apoyo y drenaje del asentamiento de estos terraplenes sobre la ladera, que se consideraron suficientes para crear una seguridad aceptable frente al deslizamiento, sin necesidad de disponer otras medidas pasivas complementarias (tales como muros, pilotes, etc.).

No obstante, pasados unos dos años se detectaron las primeras anomalías consistentes en un conjunto de deformaciones a nivel de la calzada de hormigón que, al poco tiempo, se hacían más aparentes por la fisuración del pavimento. Como consecuencia, se procedió a instrumentar el terraplén con un sistema de inclinómetros e hitos topográficos.

Los movimientos horizontales superficiales detectados durante el seguimiento realizado en los dos años siguientes permitieron establecer el complejo campo de deformaciones de la ladera.

En efecto, si bien la mayor parte del terraplén se encontraba sometido a un movimiento a favor de la pendiente del terreno, existía una porción del mismo que experimentaba movimientos muy oblicuos, incluso paralelos a las curvas de nivel de la ladera original.

Por otra parte, los inclinómetros permitieron situar la profundidad de la zona afectada por las deformaciones horizontales (Fig. 4.7), que sensiblemente coincide con el paquete coluvial, por encima del sustrato de las arcillas del keuper.

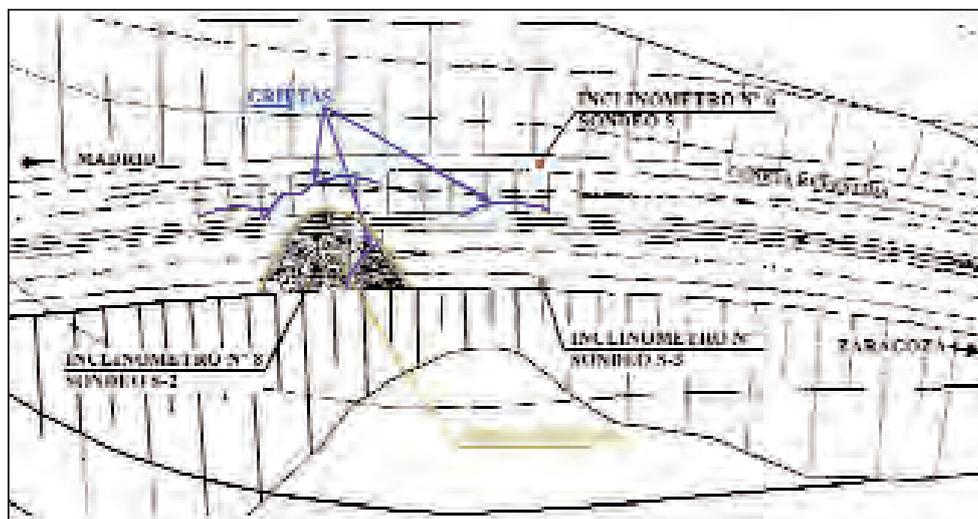


Figura 4.7. PLANTA DE SITUACION DE LA ZONA AFECTADA.

#### 4.2.2. Diagnóstico de las anomalías

El aspecto más desfavorable de la cuestión planteada reside en la presencia de unos depósitos cuaternarios (coluvión y/o material deslizado en masa) sobre un triás de facies Keuper con un piso arcilloso que, en conjunto y a favor de las laderas, es susceptible de deslizarse.

Según la topografía de la ladera, la zona afectada se sitúa entre dos vaguadas cuyos ejes corresponden aproximadamente a los puntos kilométricos 157+810 y 157+980 de la actual autovía. Estas zonas constituyen dos puntos de especial riesgo, habida cuenta tanto de las desfavorables condiciones geotécnicas antes citadas como de las más que probables circulaciones de agua de infiltración.

El cálculo se centró en el estudio de la estabilidad de una sección tipo del terraplén, concretamente aquella en la que coincide con el P.K. 157+877.

Para la elaboración de la estratigrafía de este perfil se contó con la columna de un sondeo, y las inspecciones geológicas de la zona permitieron reproducir la litología de la ladera aguas arriba y aguas abajo de la propia situación de la autovía.



Figura 4.8. ANALISIS RETROSPECTIVO DE LA ROTURA.

El método de cálculo adoptado fue el de Bishop simplificado, que considera superficies de deslizamiento circulares en un material homogéneo e isótropo, hasta un estrato duro situado a profundidad variable. En este caso, el material «homogéneo» es el coluvial, cuya profundidad se ha estimado según se ha citado anteriormente. El estrato indeformable está caracterizado por el sustrato margoso de Keuper, tal como figura en el perfil geológico.

Los parámetros resistentes del nivel coluvial de arcillas y gravas se determinaron a través del análisis retrospectivo de la rotura (Fig. 4.8), habiéndose obtenido una cohesión de  $C = 0,84 \text{ ton/m}^2$  y un ángulo de rozamiento interno de  $\varphi = 18^\circ$ .

Como conclusión del análisis, pudo establecerse que existía un fenómeno de fluencia del terraplén y su cimentado de arcillas con gravas a favor de un escalón en el sustrato del Keuper. La zona de movimientos a nivel de calzada se circunscribe a los perfiles de espesor anómalo de coluvial (más de 15 m), mientras que en los terraplenes adyacentes (tratados en la fase de obra) no se detectaron daños.

#### 4.2.3. Diseño del tratamiento estabilizador mediante columnas de *jet-grouting*

Para la estabilización del terraplén se decidió la adopción de un tratamiento del terreno mediante columnas de *jet-grouting*, de 1 m de diámetro y distanciadas, tanto en sentido longitudinal como transversal, 2 m en toda la zona afectada.

La figura 4.9 muestra esquemáticamente la planta de la zona afectada y la distribución de las columnas.



Figura 4.9. PLANTA DE TRATAMIENTO MEDIANTE COLUMNAS DE *JET-GROUTING*.

En cada perfil se realizaron 7 columnas: 3 inclinadas desde la calzada y arcén, y el resto, desde la plataforma existente al pie del terraplén. De estas últimas 4 columnas, 3 son verticales y 1 inclinada.

La acción estabilizadora de las columnas se ejerce a través de dos mecanismos diferentes. Por una parte, el pilote, trabajando a esfuerzos axiales, ejerce una acción estabilizadora tomando cargas de talud, por rozamiento negativo a lo largo de su fuste; mientras que, por otro lado, los pilotes ofrecen resistencia a que el terreno fluya entre ellos, ejerciendo sobre el mismo una reacción lateral que tiende a estabilizarlo.

En este último caso, el pilote trabaja simultáneamente a flexión y esfuerzo cortante (como «pasador»). Esas fuerzas estabilizadoras se han introducido en el modelo de estabilidad al deslizamiento, obteniendo la mejora del coeficiente de seguridad que se refleja en la figura 4.10.

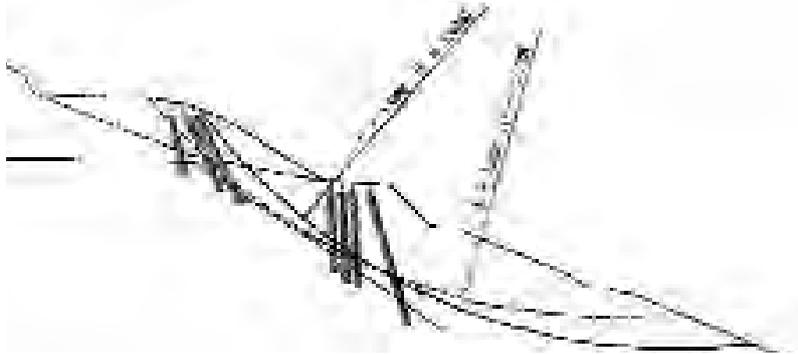


Figura 4.10. SECCION TIPO DE LA SOLUCION ADOPTADA.

Como puede verse, para superficies de deslizamiento afectando a la calzada de la autovía, el coeficiente de seguridad mínimo aumenta hasta  $F = 1,23$ .

Este valor se considera suficiente, habida cuenta que está calculado a partir de parámetros del terreno deducidos de un análisis retrospectivo y que, por tanto, reflejan de modo más fidedigno el comportamiento del terreno.

Para conseguir las características deseadas, se utilizó la tipología de **jet** doble, con lechada-aire.

Los parámetros de trabajo fueron:

- Diámetro tobera: 3 mm.
- Velocidad de rotación: 10 r.p.m.
- Presión de lechada:  $450 \text{ kg/cm}^2$ .
- Relación agua/cemento: 1/1.
- Dosificación inyección: 450 kg de cemento/ml.
- Presión de aire:  $7 \text{ kg/cm}^2$ .
- Velocidad extracción varillaje: 3 min/ml.

Las pruebas realizadas al inicio del tratamiento mostraban diámetros de columna algo superiores a 1 m, en la formación del coluvión. Durante el proceso de perforación se efectuó el registro de la presión de avance, par de rotación, velocidad de avance del varillaje y velocidad de rotación. Y durante el proceso de inyección, la velocidad ascensional, velocidad de rotación y caudal de lechada inyectada.

## 5. Desprendimientos: sistemas flexibles de estabilización de taludes y barreras dinámicas

### 5.1. INTRODUCCION: IDEAS GENERALES

Específicamente, en lo que respecta a las litologías rocosas y a otros casos parecidos de terrenos mixtos, el denominador común de los procesos más frecuentes es que no se trata de inestabilidades globales o generales de los taludes, sino de inestabilidades locales o superficiales: caídas de cuñas o bloques, deslizamientos planares, despegue de suelos residuales, procesos de erosión, etc.. Es decir, fenómenos que se suelen englobar bajo la denominación común de «desprendimientos».

Esos desprendimientos, a su vez, pueden afectar a masas de diversos tamaños que van desde grandes volúmenes de orden métrico y superiores hasta piedras de escasos centímetros (incluyendo, además, los arrastres de los suelos residuales u otros posibles recubrimientos presentes en cada caso).

Desde el punto de vista de la filosofía del sistema a aplicar para la resolución del problema que esas inestabilidades conllevan, cabe distinguir dos grandes principios: el de contención, basado en limitar al máximo el movimiento de la masa inestable, impidiendo que se movilice y desprenda del resto del macizo estable; y el de retención, cuya esencia reside en evitar que la masa, ya desprendida, alcance los elementos vulnerables que se pretende proteger.

Dada la diferencia del modo de actuación del que parten, a los primeros se los suele llamar sistemas activos (intentan actuar *a priori*, antes del evento, de forma «preventiva») y a los segundos se los denomina pasivos (intentan actuar *a posteriori*, tras el evento, con carácter «paliativo»).

Así pues, este tipo de procedimientos (Fig. 5.1) consisten en reforzar un sistema de contención fijado al terreno, de modo que impida que se produzca el desprendimiento o que lo retenga de la forma más inmediata y apropiada posible, obstaculizando su recorrido.

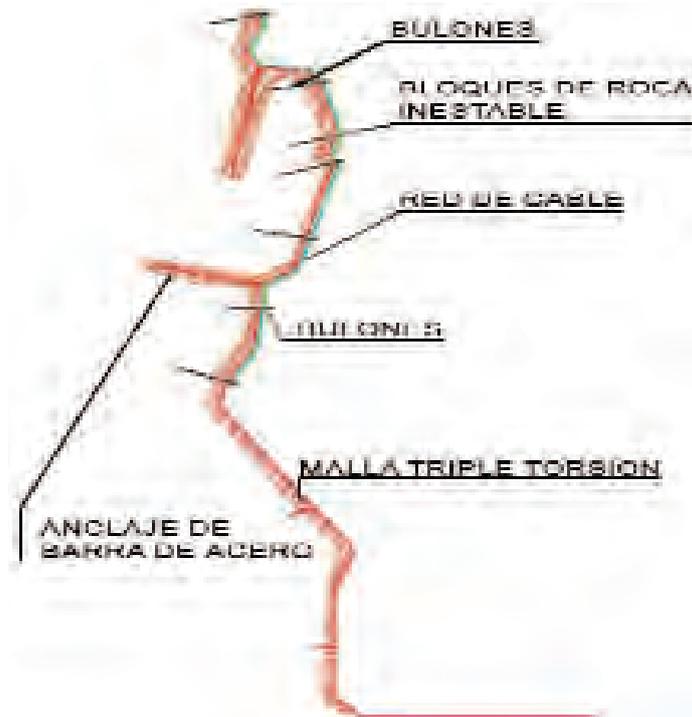


Figura 5.1. DISPOSITIVO FLEXIBLE ADOSADO A LA SUPERFICIE DEL TALUD A ESTABILIZAR.

En definitiva, como se ha indicado, estos sistemas consisten en la disposición, sobre la superficie del terreno (sobre todo, macizos rocosos en general), de una «piel» o membrana flexible constituida por unos elementos metálicos lineales, de diversa capacidad mecánica (alambres, cables), conformando una retícula de dimensiones adaptadas al problema concreto a tratar.

Este «piel» se fija a la superficie a estabilizar mediante «pasadores» o anclajes de diversa longitud y calibre (bulones, en términos generales) que se fijan en niveles internos del terreno, ya lo suficientemente estables.

La longitud de anclaje, o bulbo, se establece por detrás de las masas potencialmente inestables (Fig. 5.2).

Los elementos metálicos que conforman la «piel» pueden ser alambres, en cuyo caso se trata de las clásicas «mallas» de triple o simple torsión (Figs. 5.3 y 5.4), o bien, alternativamente, pueden ser cables, de mucha mayor capacidad mecánica, en cuyo caso estamos en presencia de las denominadas «redes de cables».

Los bulones, o elementos de anclaje al terreno, suelen ser barras de acero de 25 ó 32 mm de diámetro (es bastante habitual y recomendable que sean barras roscadas, tipo Gewi o similar), y su longitud se adapta a la geometría del problema (son habituales longitudes mínimas de 1-2 m, y hasta máximas del orden de los 10-12 m).

La función mecánica que ejercen esas «pieles» metálicas sobre el terreno en el que se aplican es parecida la que se consigue con los clásicos tratamientos con «gunta, mallazo y bulones», y comprende dos tipos de acciones: el de «piel», como recubrimiento protector de la superficie, que evita además que los desprendimientos pasen a través de ella (retención), y el de «anclaje», canalizado a través de los bulones (a los que se les puede dar una determinada carga activa al instalarlos) y del sistema de cables primarios (que también son susceptible de ser tensados).

En lo que respecta al «anclaje», su efectividad, como se ha indicado, puede ser más o menos activada (si se tensan cables y bulones al máximo), en cuyo caso, aun sin tratarse de un sistema activo propiamente dicho, podríamos denominarlo como «pro-activo».

Alternativamente (Fig. 5.5), pueden instalarse de forma pasiva (se moviliza el sistema de anclaje al terreno, así como la propia piel, según se generan la inestabilidad y los desprendimientos asociados).

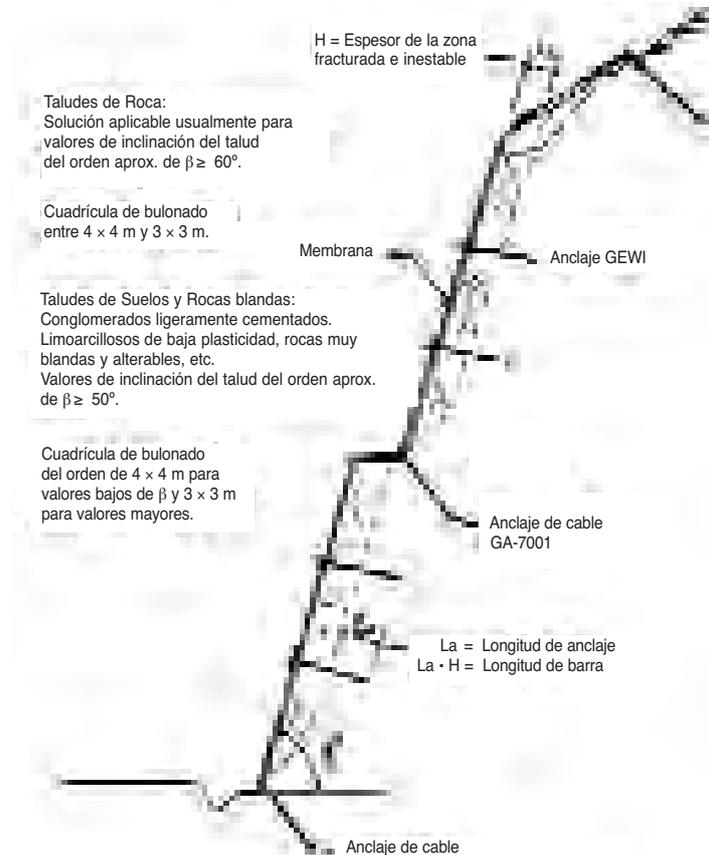


Figura 5.2. ESQUEMA DE APLICACION PARA SOPORTE DEL MATERIAL FRACTURADO SUPERFICIAL.

Por lo que respecta al «gunitado», estos sistemas flexibles presentan una diferencia básica que reside precisamente en que tienen una respuesta menos rígida, lo que puede ser en algún caso inconveniente.

No obstante, frente a ello, tienen excelentes ventajas, como son su permeabilidad total (permitiendo la revegetación de las superficies estabilizadas) y su mínimo impacto medioambiental (admitiendo más fácilmente labores de conservación y reparación).

La durabilidad de los sistemas metálicos flexibles es también mayor que la de la gunita (si se emplean los materiales y protecciones adecuados a cada caso).

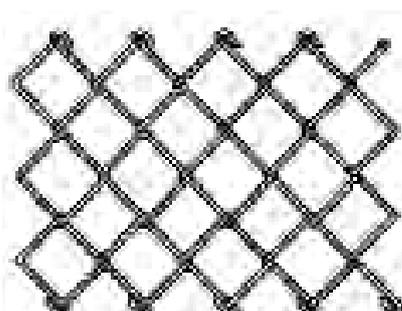


Figura 5.3. MALLA TORSION SIMPLE.

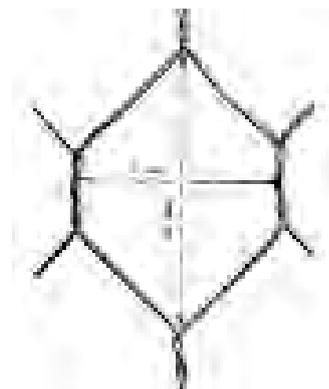
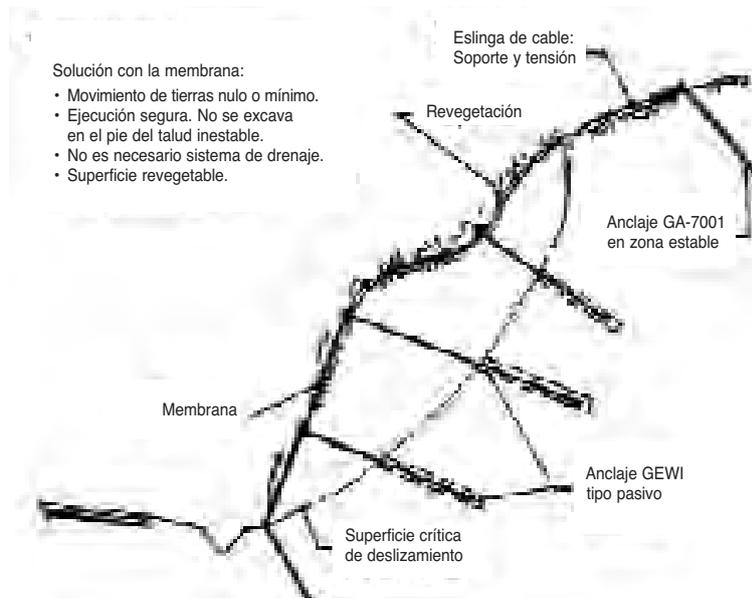


Figura 5.4. MALLA DE TRIPLE TORSION.



**Figura 5.5. ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA INESTABLE CON MALLA Y ANCLAJES PROFUNDOS.**



**Figura 5.6. MALLA DE ALAMBRE EN LA RED DE CABLES (detalle).**

Cuando las necesidades de retención-contención son bajas se emplean elementos de baja capacidad mecánica, constituidos por alambres, como son las mallas de simple y triple (en realidad, doble) torsión, denominadas también mallas de guiado por el tipo de utilización que se ha venido practicando (cortina colgada sobre el talud, anclada sólo en coronación, que se levanta para retirar el material recogido).

Esas mallas de triple torsión (MTT) pueden ser, a su vez, de alambres normales o algo más resistentes (secciones de 2,7 a 3 mm). Y también pueden «reforzarse» mediante la instalación complementaria de cables (MTT reforzadas con cables), aumentando considerablemente su capacidad de retención.

Su misión es evitar que los pequeños desprendimientos (decimétricos, chineos, etc.) no alcancen la plataforma (guiado hasta la cuneta) o no discurran por la superficie del talud (en este caso, la malla se hace solidaria a la superficie del talud mediante su cosido con picas o bulones).

Cuando los elementos a estabilizar son de mayor tamaño, y por tanto se requiere una mayor capacidad mecánica del sistema, se pasa a las denominadas redes de cables (secciones habituales de 6, 8 y 10 mm), trenzados de modo que conforman celdas romboidales, de mayores dimensiones (15, 20, 25 y 30 cm de lado) que los de las mallas de triple torsión (de entre 6 y 10 cm de lado).

Los sistemas de anclaje al terreno varían de unos fabricantes a otros; no obstante, generamental, se basan en que, una vez dispuesta una cuadrícula de cables de acero de gran capacidad mecánica (12-15 mm) y con lados comprendidos entre los 2 y 5 m, en sus intersecciones se colocan bulones (con la longitud necesaria, que no suele ser inferior a los 2- 3 m, pudiendo llegar a alcanzar hasta los 10-12 m) anclados de forma adecuada al terreno estable.

A su vez, estos sistemas, y en particular las redes de cables, no se suelen utilizar de forma aislada, sino de forma conjunta, combinando las prestaciones de unos y otros (Fig. 5.6).

De este modo, se suelen combinar casi siempre las redes de cables con las mallas de alambre, para que los elementos de menor tamaño, no recogidos por la red de cables, queden retenidos por ésta, cuya «apertura» es bastante menor.

Complementariamente, se suele disponer algún sistema que evite la migración de finos para que la revegetación se produzca de forma más segura y fácil (se pueden implementar sistemas de soporte de raíces, tales como mallas de coco, etc.).

Una gran ventaja de este tipo de sistemas, en casos concretos que afectan a obras lineales en servicio (tales como ferrocarriles, etc.), es que requieren mucho menos espacio de ocupación junto a la vía o calzada, y el transporte de los materiales resulta también más cómodo y, por consiguiente, de menor afección en cuanto a tránsitos o circulaciones.

Y también, si se adopta la sistemática de «fijar» las pieles así constituidas a la superficie de los taludes, incluidas las mallas de triple torsión, se evitan labores de mantenimiento (limpieza de cunetas, retirada de bloques, etc.); lo que en algunos casos puede ser una opción muy atractiva.

Por otra parte, existe otro sistema de carácter «flexible» que resulta muy apropiado de cara a implantar medidas «pasivas» de retención de masas deslizadas, una vez ya desprendidas y puestas en movimiento hacia cotas inferiores, con el objetivo de pararlas antes de que alcancen el elemento vulnerable que se pretende proteger.

En ese sentido, hay que tener en cuenta que a veces es muy difícil, y costoso, actuar sobre la masa potencialmente inestable de modo eficaz para evitar que se movilice (debido a factores tales como topografía abrupta, excesiva diseminación de las áreas fuente de los desprendimientos, etc.). Y la alternativa es, precisamente, intervenir de modo paliativo, evitando los efectos perniciosos que tales fenómenos puedan acarrear, al proteger los elementos vulnerables (viales, ferrocarriles, viviendas, etc.) de sus efectos por medio de la interposición de barreras que impidan el paso y retengan los materiales en movimiento.

Con esa finalidad, son variados los dispositivos que pueden utilizarse, comenzando por los propios cunetes de tipo «Ritchie»: barreras constituidas por caballones de tierra, gaviones, carriles hincados, muros de hormigón, etc.

Sin embargo, en ocasiones, la propia topografía del terreno, la gran energía que pueden llevar las masas o bloques desprendidos cuando alcanzan las zonas donde se van a implantar las medidas de retención o parada, así como otras posibles servidumbres, impiden diseñar ese tipo de medidas, existiendo entonces la alternativa de recurrir a dispositivos como los denominados «barreras dinámicas».

Esas barreras dinámicas constituyen un sistema flexible de parada de desprendimientos, haciendo que al incorporar elementos que disipan gran parte de la energía del impacto, sean capaces de interceptar y retener masas grandes a grandes velocidades. Por ello, en los últimos años se han desarrollado barreras de este tipo capaces de movilizar energías de retención de hasta 5.000 kJ.

Como parte del trabajo de diseño de los sistemas de este tipo se debe partir de un riguroso estudio de la geometría de las masas susceptibles de sufrir desprendimientos, de la localización e identificación de las áreas fuente, la topografía de la ladera, la litología de los posibles materiales desprendidos, etc. Y a partir de ese conjunto de datos, abordar los debidos cálculos de «simulación de caída de piedras» (para lo que en la actualidad existen variados procedimientos y programas de ordenador cuyos resultados son excelentes), con objeto de determinar los parámetros básicos del dimensionamiento de la barrera: altura, energía relativa a su capacidad de retención nominal y emplazamiento óptimo en la ladera.

## 5.2. MALLAS DE ALAMBRES

Las mallas de alambres (Foto 5.1), como se ha señalado en párrafos anteriores, se pueden utilizar en dos formas básicas: de modo pasivo y de modo activo.

El modo pasivo tiene por objeto controlar la trayectoria de los posibles desprendimientos rocosos de una ladera o desmonte, y guiar los mismos hacia el pie de la pendiente, donde se detienen y acumulan. El sistema evita que las rocas, al desprenderse del desmonte o ladera, tropiecen con los salientes y se proyecten hacia el exterior en caída libre.

Las mallas encauzan los desprendimientos entre la pared rocosa y el dispositivo hasta el pie del talud, disminuyendo la velocidad de descenso y facilitando la acumulación del material al pie. En ocasiones, los desprendimientos pueden detenerse temporalmente sin llegar a alcanzar el pie.

El sistema está constituido por una malla de alambre de acero galvanizado trenzado, elementos de fijación en la coronación del talud y un contrapeso o cable de sujeción en el pie (Fig. 5.7).



Foto 5.1.

La malla, en general, está sujeta mediante una línea de anclajes en la coronación del talud. Otras veces se dispone en forma de «embudo», con objeto de que el sistema conduzca, bajo la malla, los desprendimientos procedentes de zonas superiores, en las que no se dispone de ningún tratamiento.

El empleo de cable de acero en coronación facilita el montaje y aumenta la seguridad del sistema respecto al uso de barra de acero, permitiendo además aumentar el espaciamiento entre anclajes y disminuir así su número. El cable de soporte de la coronación se fija en los extremos mediante anclajes de cable flexibles.

En las forma de utilización pasivas (muy usuales), la malla se deja libre, reposando sobre la superficie del talud; en taludes de pendiente pronunciada (mayor de  $50^\circ$ ) y superficie irregular, eventualmente se podrán disponer un determinado número de picas para acercar la malla a la superficie del talud.

Las mallas de protección pasiva también se pueden instalar en forma de cortina. Éstas se disponen separadas de la superficie del talud mediante líneas horizontales de barras de acero que actúan de separadores de la malla, unidas con un cable horizontal.

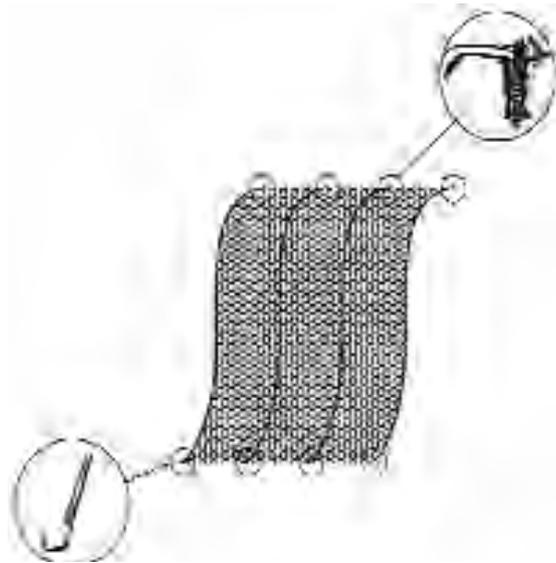


Figura 5.7. ESQUEMA GENERAL DE DISPOSICION DE UNA MALLA DE ALAMBRE.

Los anclajes interiores de la coronación (Fig. 5.8) serán barras de acero corrugado o autorroscales (clase AEH-500/550), de un diámetro entre 25 y 32 mm y una longitud que dependerá de las condiciones del terreno (la longitud mínima será de 1 m para buena roca estable).

Estarán alojados en un taladro e inyectados con un mortero de cemento, con placa de acero y tuerca en el extremo para soportar el cable de coronación.

Los anclajes extremos de la coronación, donde se fijan los extremos del cable de soporte, serán anclajes flexibles de cable de acero. El diámetro y la longitud de anclaje serán adecuados para soportar la carga transmitida por el cable de coronación; la longitud mínima en roca estable será de 1,5 m en roca estable, y el diámetro mínimo del cable que forma el anclaje flexible será de 12 mm. Se inyectarán con lechada de cemento (usualmente, con relación a/c entre 0,40 y 0,50) o morteros especiales para inyección.

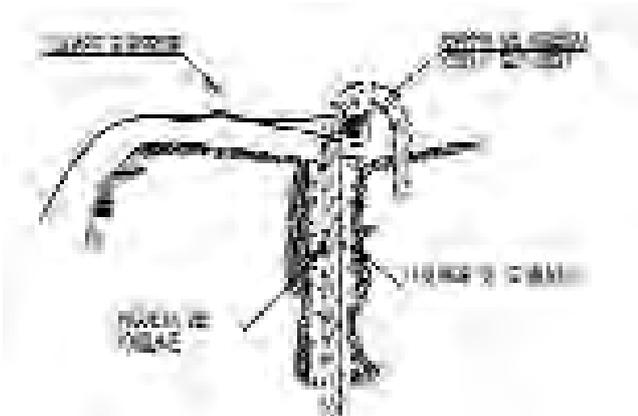


Figura 5.8. SUJECION EN CORONACION.

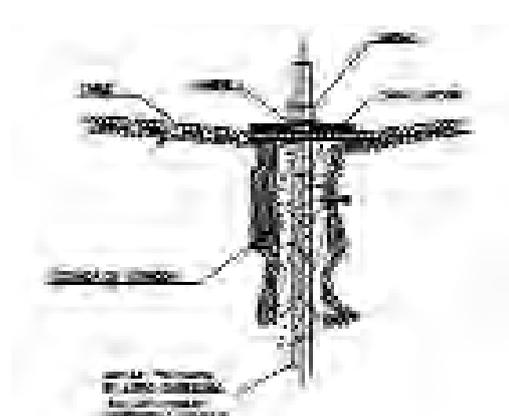


Figura 5.9. BULON INTERIOR CON PLACA (detalle).

Para la fijación de la malla en macizos rocosos fracturados o rocas blandas se podrán utilizar picas (constituidas por barras de acero de unos 16 mm de diámetro, y una longitud de 40 a 80 cm) que se alojarán en perforaciones ejecutadas con martillos compresores o taladros eléctricos, rellenándose con una lechada de cemento o mortero para asegurar su fijación (el montaje exige la instalación de una chapa y una tuerca que completan la pica de sujeción). También a veces se disponen anclajes interiores (Fig. 5.9) cuyo objetivo es fijar mejor la malla al talud (en zonas cóncavas, etc.).

Las mallas de protección activa son un sistema de protección contra la caída de rocas destinado a evitar el movimiento de los núcleos de materiales rocosos inestables de una ladera o desmonte, estabilizando superficialmente y disminuyendo los procesos erosivos. El sistema consigue fijar los elementos susceptibles de desprenderse, evitando así que éstos adquieran movimiento y puedan alcanzar la calzada.

La malla está fijada de una línea de anclajes en coronación del talud (Foto 5.2) y adosada a lo largo y ancho de toda su superficie a la cara del talud rocoso. Cuando se trata de zonas puntuales de un talud o ladera, se adosa y se envuelve el bloque aislado, evitando así que los materiales se movilicen y adquieran energía cinética en su caída (los elementos susceptibles de desprenderse son fijados en su posición inicial).

Todos los elementos (anclajes, tuercas, placas, anclajes, cables, etc.) deben ser de calidad tal que garanticen una elevada resistencia a la corrosión (adecuada a las condiciones del entorno donde se utilicen).



Foto 5.2.

Una magnitud básica del diseño es la denominada capacidad de «soporte unitario» (magnitud de la carga distribuida, ejercida por la superficie del terreno) que es capaz de soportar el sistema para un valor del desplazamiento límite de la malla (en el punto medio entre puntos de anclaje), expresada en unidades de presión. El soporte total es la magnitud de la carga que el sistema tributa a cada superficie afecta a cada anclaje (medido en unidades de fuerza).

También, por lo que respecta al estado límite de servicio, debe definirse el denominado como «desplazamiento límite», que es valor límite del desplazamiento de la malla, medido según la perpendicular a la superficie del talud, y que determina la curvatura del elemento flexible de soporte (expresado en unidades de longitud).

El adosado de la malla es condición fundamental para el funcionamiento de un sistema activo, pues estos sistemas son eficaces mientras el adosado esté bien asegurado (en caso contrario, pasarían a funcionar como un sistema de tipo pasivo). Este adosado, se puede conseguir mediante la disposición de una red de anclajes a los que se fija la malla puntualmente mediante elementos de conexión (Fig. 5.9).

El refuerzo de la malla –elemento básico del sistema– con cables, incrementa la capacidad de soporte, al pasar de una transferencia de carga puntual entre malla y anclaje a un soporte continuo de la malla por el cable (incluyendo la mejora del adosado de la malla a la superficie del talud).

En este caso, el conjunto global de un sistema de protección activa con malla de alambre reforzada con cables está constituido por la membrana propiamente dicha (la malla metálica de alambre de acero trenzado), los anclajes de fijación interior, los elementos de fijación en la coronación, pie y laterales del talud, y los cables de refuerzo.

Como características de detalle, que suelen ser muy usuales, cabe citar mallas de triple torsión del tipo 8x10/16, de alambre galvanizado de 2,7 mm de diámetro, ancladas en cabeza y pie de talud, con picas del orden de 20 mm de diámetro y entre 60 y 80 cm de longitud, y cable de 12 mm de sección.

Para las mallas de triple torsión reforzada se emplean cables horizontales, de unos 12 mm de diámetro, cada 3-4 m (también se ancla en cabeza y pie de talud, mediante picas de unos 20 mm de diámetro y de 1 m de longitud, cada 3-4 m).

Los bulones para el refuerzo, en su caso, suelen ser del tipo GEWI 25 ó 32, de entre 2 y 4 m de profundidad (según las necesidades mecánicas del tratamiento).

### 5.3. REDES DE CABLES

Se define como redes de cables de acero para la protección (activa) contra la caída de rocas, al sistema de soporte superficial de laderas y taludes constituido por redes de cables de acero (Fig. 5.10), mallas de alambre y cables de acero, fijado al terreno por medio de anclajes (pasivos o activos).

Este sistema está basado en el empleo de elementos flexibles, aplicados de forma continua en toda la superficie inestable de la ladera o talud, como soporte de los empujes superficiales del terreno, o como elemento de sostenimiento y reparto de cargas si se combinan con un sistema de anclajes activos.

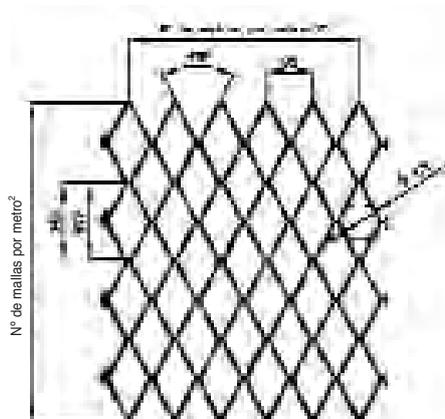


Fig. 5.10. RED DE CABLES ROMBOIDAL.

En esencia, es un sistema destinado a evitar el movimiento de los desprendimientos rocosos de cierta magnitud de una ladera o desmonte, ejerciendo simultáneamente, dada su elevada capacidad portante con relación a las mallas, un efecto de estabilización superficial significativo, a la vez que se disminuyen los procesos erosivos (Fotos 5.3 y 5.4).



Foto 5.3.

Este sistema tiene una capacidad de soporte muy superior a la de las mallas de alambres (triple torsión), incluso reforzadas. Por ello, están destinados a aquellos taludes o laderas en que existan cuñas o bloques aislados y procesos de vuelco de estratos, así como otros fenómenos de inestabilidad superficial que generen caídas de roca asociadas a movimientos de masas de volumen considerable.

Entre la superficie del terreno y las redes de cables de acero se colocan mallas de alambre para impedir que fragmentos pequeños de roca pasen por el espacio libre entre los cables que forman la red y puedan caer hacia abajo.

Las redes de cables de acero (Fig. 5.11) son las que reciben directamente los empujes del suelo, que a su vez los transmiten a los cables de refuerzo (en caso de que los anclajes al terreno sean pasivos).



Foto 5.4.

Si los anclajes son activos, los cables transmiten al terreno los empujes generados por las cargas aplicadas en su cabeza.

Así pues, los cables están destinados a varias misiones: la unión de los paños de redes entre sí; el soporte y transmisión de los esfuerzos de tracción generados en la red a las cabezas de los anclajes, y la fijación perimetral del sistema.

El sistema instalado debe satisfacer las exigencias de soporte requeridas, así como las de la deformación límite; debiendo estar justificado por un método de cálculo aceptado y convenientemente contrastado.

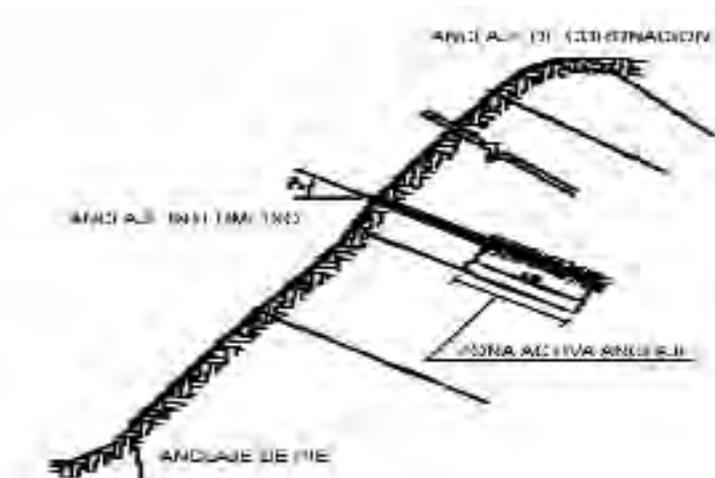


Figura 5.11. ESQUEMA GENERAL DE RED DE CABLES COLOCADA.

El esquema general de funcionamiento del sistema se basa en el principio del empleo de las membranas flexibles ancladas. Una membrana, o área flexible, sometida a esfuerzos de tracción con una cierta curvatura, ejerce una presión sobre la superficie en la cual se apoya.

Para que se generen los esfuerzos de tracción, el sector de membrana deberá estar arriostrado y anclado a la zona estable del terreno. La presión que se ejerce sobre la superficie debe ser soportada por el sistema de anclajes (Fig. 5.12). El esquema básico de ese funcionamiento, es el siguiente:

- Las presiones ejercidas por el terreno son soportadas por la membrana en forma de carga distribuida, que somete a tracción al elemento de soporte, que a su vez está fijado a los anclajes y a los cables de refuerzo.
- Las tensiones de tracción de la red de cables son soportadas por los cables de acero dispuestos generalmente en sentido ortogonal.
- La reacción de los cables es conducida a la cabeza de los anclajes, donde se genera una carga de tracción directa pura en dirección de la barra. El elemento o placa de conexión sirve de reacción a la tensión de los cables y mantiene los mismos junto a los anclajes, pero permitiendo su movimiento.
- Esa carga es transmitida por la barra de anclaje hasta el bulbo de anclaje, situado en la zona estable del terreno.

La red estará anclada y adosada al terreno mediante barras de acero autorroscables de diámetro usual entre 25 y 32 mm distribuidas modularmente, pudiendo emplearse excepcionalmente diámetros de 20 ó 40 mm, según las dimensiones de los paños utilizados.

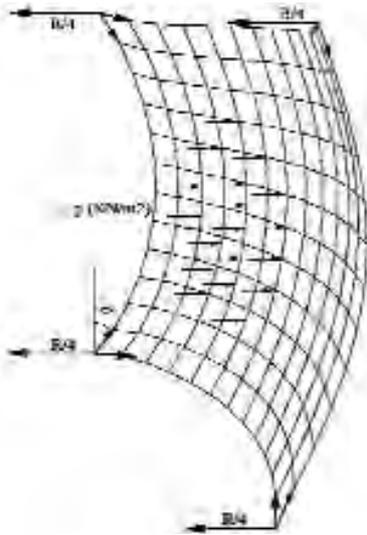


Figura 5.12. ESQUEMA DE TRABAJO DE LA RED Y ANCLAJES AL TERRENO.



Figura 5.13. ESQUEMA GENERAL DE UNA RED DE CABLES CON MTT.

La malla de triple torsión tiene como función el cierre del espacio entre los rombos de cables de la red de cables, para prevenir la caída de pequeños elementos y servir como elemento de soporte de las redes de cables durante el proceso de montaje. Se instala adosada al terreno.

El criterio para decidir entre los distintos tipos de soluciones con redes de cable será el valor de soporte unitario ( $\text{kN/m}^2$ ) que es capaz de ejercer la membrana superficial para la tensión de trabajo de todos los elementos del sistema. La tensión de trabajo de los componentes del sistema se tomará afectando los valores de tensión de rotura con un factor de seguridad.

Las redes se construyen fundamentalmente con cables de acero de 8 mm de diámetro y luces que varían entre 200 y 400 mm. Están formadas por paños fabricados con un cable único y fijadas las intersecciones de los cables con grapas antideslizantes o nudos (Fig. 5.13).

Los anclajes interiores del tratamiento serán barras de acero (AEH-500/550) de diámetro y longitud variable, dependiendo respectivamente de la carga a soportar y las condiciones del terreno. Serán de tipo autorroscable por necesidades de instalación de los sistemas. Estarán alojados en un taladro e inyectados con mortero de cemento. Podrán ser de tipo pasivo o activo, dependiendo del esquema geotécnico utilizado en el análisis de la estabilidad superficial del desmonte.



Foto 5.5.

En la mayoría de los casos, el sistema de anclaje que se emplea es de tipo pasivo, consistiendo de una cuadrícula determinada de anclajes a manera de armadura del terreno, alojados en una perforación e inyectados en toda su longitud con mortero de cemento.

Las fotografías 5.5 y 5.6 ilustran muy detalladamente cómo las redes se utilizan para sujetar bloques o cuñas sueltas, con gran probabilidad de poder sufrir desprendimientos, estableciendo una distribución de anclajes perimetrales que fija la red de cables a la roca estable y quedando alojada la masa inestable en el interior del «embolsamiento» así conformado.



Foto 5.6.

## 5.4. BARRERAS DINAMICAS

### 5.4.1. Descripción y conceptos generales

Las denominadas «barreras dinámicas» son unas estructuras flexibles constituidas por elementos metálicos que, emplazados de modo adecuado en el terreno, están destinados a interceptar la trayectoria de las masas desprendidas en movimiento, determinando su parada.

Como elementos básicos constitutivos de ellas, hay que contar con los «postes» verticales, que son perfiles de acero cimentados y anclados al terreno en su base, distribuidos en el sentido longitudinal a la barrera, a determinados intervalos (entre 4 y 8-10 m). Entre dichos postes se dispone una membrana flexible constituida por mallas de alambre, reforzadas en general con cables u otros elementos metálicos (red de anillos de acero, etc.), que es la realmente encargada de efectuar la retención de la masa desprendida (en las figuras 5.14 y 5.15 se representan la disposición y elementos esenciales que constituyen estos sistemas).

Con objeto de aumentar sustancialmente su capacidad para detener masas en movimiento de mayor energía cinética, las barreras van provistas de mecanismos de «disipación de energía», de diversa índole, que tratan de «amortiguar» el efecto del impacto sobre el resto de constituyentes del sistema.

El conjunto de elementos que comporta una barrera de este tipo, incluyendo los anclajes al terreno de postes, mallas, disipadores, etc., establece una estructura muy flexible cuyo trabajo de deformación equivale a la energía que debe absorber en el impacto.

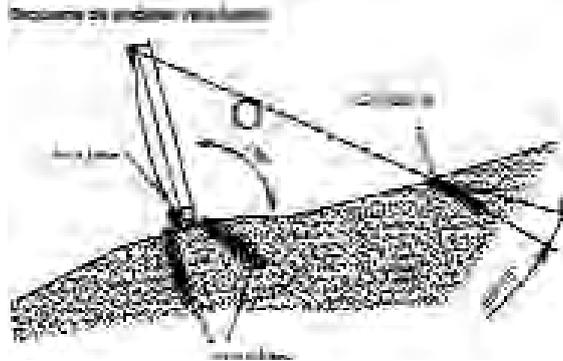


Figura 5.14. SECCION TRANSVERSAL TIPO DE UNA BARRERA DINAMICA.

A raíz de esto, suele resultar necesario proceder a reparar localmente los elementos dañados (se entiende que es más barato asumir esos desperfectos locales que dimensionar toda la barrera para soportar los esfuerzos máximos en condiciones de servicio).

Básicamente, el diseño y proyecto de una barrera dinámica de esta naturaleza parte del cálculo de la energía característica del impacto, deducida de la simulación de caídas de piedras.

En dicha simulación se debe deducir la energía de diseño y la altura de la propia barrera, sin olvidar analizar también la optimización de la zona de implantación de la misma (de acuerdo con las características tanto topográficas como litológicas, el emplazamiento de los elementos a proteger, etc.).

A partir de esos datos se debe estudiar la distancia entre postes, tipo de membrana a disponer entre ellos, disipadores de energía a incorporar, así como de la cimentación de los postes, y el conjunto de anclajes al terreno necesarios.

En la actualidad, como se ha comentado, las barreras dinámicas pueden llegar a alcanzar umbrales de energía que van desde 500 a 5.000 kJ y alturas desde 3 a 6-7 m. A veces hay que disponer varios niveles de barreras, escalonadamente (Foto 5.7).

En otras ocasiones, las barreras dinámicas se deben disponer en voladizo, a modo de «viseras», sobre la planta de la calzada, debido a la falta de espacio disponible (Foto 5.8).

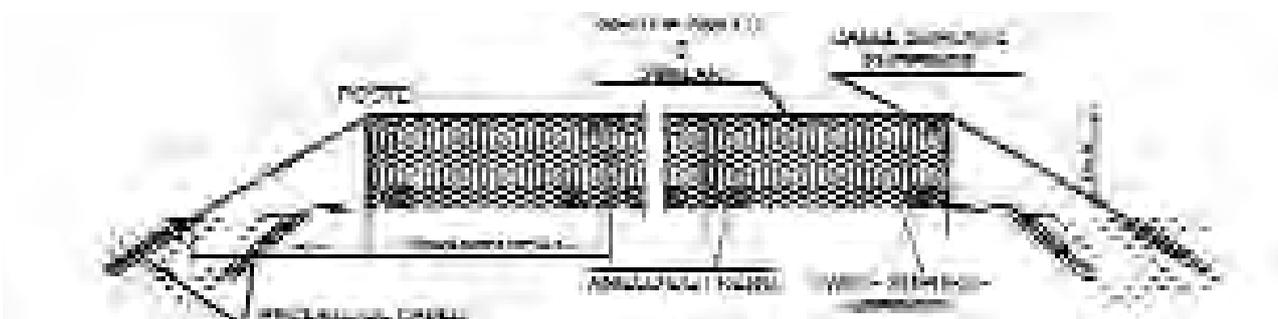


Figura 5.15. ALZADO ESQUEMATICO DE UNA BARRERA.



Foto 5.7.

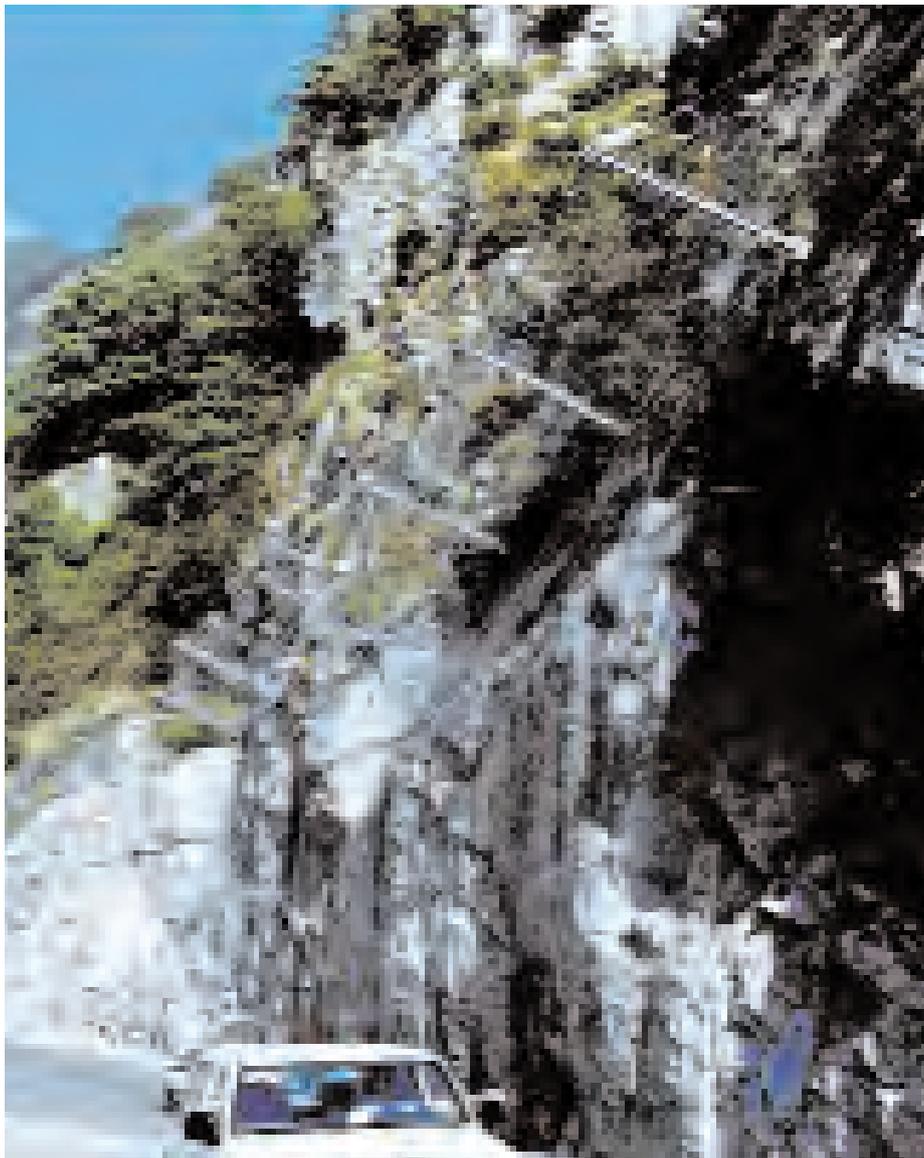


Foto 5.8.

#### 5.4.2. Determinación de la energía de diseño: simulación de caída de rocas

Estos cálculos, que analizan y simulan las caídas de bloques por una ladera, se realizan con el fin de llevar a cabo un análisis más detallado de los posibles desprendimientos, y determinar la posición, energía y dimensiones óptimas de las barreras dinámicas necesarias para un control adecuado de los bloques rocosos que puedan desprenderse y caer hacia el pie de la ladera. Los análisis y simulaciones se basan en los necesarios estudios de campo previos; que consisten en la observación y estudio de las características geológicas y geomorfológicas del área y de los posibles desprendimientos ocurridos con anterioridad.

Los trabajos de campo incluyen el estudio de las áreas fuente de los desprendimientos, analizando la posición, tamaño y forma de los principales bloques rocosos cuya inestabilidad pueda verse comprometida. Así mismo, se analizan las posibles trayectorias de los bloques durante su caída y su mecanismo inicial de movimiento, que puede consistir en caída libre, deslizamiento, rodamiento, etc. Finalmente, se determinan los perfiles topográficos detallados en los puntos más singulares del área, en los cuales, para el proceso de cálculo, se incluirán las características geomorfológicas y litológicas de detalle de la trayectoria de caída.

Los programas de simulación y análisis de caída de rocas mediante ordenador están basados en las leyes elementales del movimiento de un sólido rígido, y permiten calcular trayectorias de bloques, velocidad, energía cinética, altura y otros parámetros de interés.

Existe un gran número de factores o parámetros que tienen influencia en la trayectoria de un bloque rocoso en su caída. No obstante, la consideración de todos los parámetros como variables independientes llevaría a un análisis inviable, y para reducir el número de variables y simplificar el problema, los programas suelen asumir varios supuestos:

- No es necesario considerar la variabilidad lateral del talud, realizando de esta forma un análisis bidimensional del recorrido de la roca.
- No se produce fragmentación de la roca a lo largo del recorrido (lo cual suele ocurrir con asiduidad) inclinando el cálculo del lado de la seguridad.
- La geometría de la roca se asimila a un cilindro o a una esfera.
- No se considera la posible interacción entre dos o más bloques cayendo a la vez.

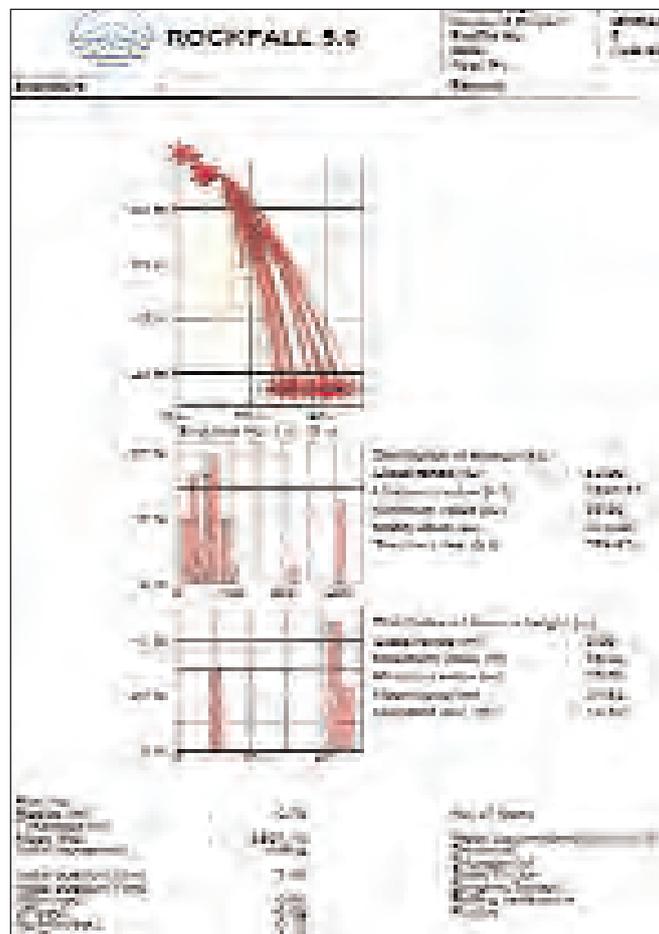


Figura 5.16. SIMULACIÓN EN UN PERFIL DE LADERA.

Normalmente, las energías máximas corresponden a una suma de factores desfavorables que difícilmente pueden darse de forma concomitante en la realidad. Por ello, deben afectarse los resultados con los oportunos coeficientes reductores que tengan en cuenta la probabilidad de esa «concomitancia».

Sin embargo, en el caso de perfiles de marcado carácter vertical, la energía máxima sí que ha de considerarse como posiblemente alcanzable, pues para cualquier roca desprendida de la parte superior del talud que impacte contra la barrera dinámica, tras un trayecto de caída libre, su energía potencial es  $mgh$ .

A veces, el diseño, situación y tipo de barreras dinámicas a instalar deben considerarse conjuntamente con la instalación de otras medidas de sujeción, como bulones y mallas de cables (que supongan la contención de los mayores tamaños potencialmente inestables).

Es decir, en función de los tamaños y posición de los bloques ya sujetos mediante bulones o redes de cables, la barrera dinámica deberá quedar ya diseñada únicamente para el máximo tamaño del resto de bloques que puedan desprenderse y caer sobre la misma.

En cada uno de los perfiles se analiza un importante número de trayectorias diferentes (del orden de 40-50) para cada tipo de bloque a estudiar (lo que supone efectuar del orden de 100 a 200 cálculos por perfil analizado). En la figura 5.16 se muestra un ejemplo de simulación realizada en un perfil de una ladera.

Para cada uno de los perfiles que se analizan, los programas de cálculo disponibles en la actualidad suelen facilitar el siguiente conjunto de datos:

- Gráficos de trayectorias, energías y altura de rebote medias a lo largo del perfil.
- Datos de partida iniciales (tamaño de roca, masa, posición de partida, tipo de caída, velocidad inicial y márgenes de variación aleatoria de parámetros característicos de la ladera).
- Gráficos de distribución estadística normal y acumulada de energías medias y altura de rebote.
- Valores de energía máxima, media, mínima y desviación estándar de los resultados.
- Valores de altura de trayectoria máxima, media, mínima y desviación estándar.

#### 5.4.3. Materiales esenciales y ejecución de las obras

Las barreras dinámicas de parada de caída de piedras, están constituidas por la siguiente serie de elementos esenciales:

- **Cimentación:** Operaciones necesarias con objeto de construir el espacio preciso para encajar las secciones tipo de los cimientos de las bases de los postes.
- **Hormigón:** Comprende la fabricación, transporte y colocación del hormigón en función de la resistencia característica que corresponda según su empleo.
- **Barras de anclaje:** Elementos constituidos por barras de acero que, alojadas en un taladro previamente ejecutado, tienen como misión aguantar por sí mismas y/o soportar y transmitir determinadas acciones a las que pudieran verse sometidas, tales como fijación de las placas de base de las barreras al terreno natural o al hormigón de la cimentación. Son de acero (tipo GEWI o similar), y del diámetro y longitud que se definan.
- **Anclajes de cable:** Elementos flexibles constituidos por cable helicoidal doble, protegido en la zona de la cabeza expuesta al exterior por doble tubo de acero galvanizado. Serán de diámetro y longitud indicados en los planos, irán alojados en perforaciones realizadas en la zona de anclaje y se rellenarán con mortero (el mortero será del tipo sin retracción).

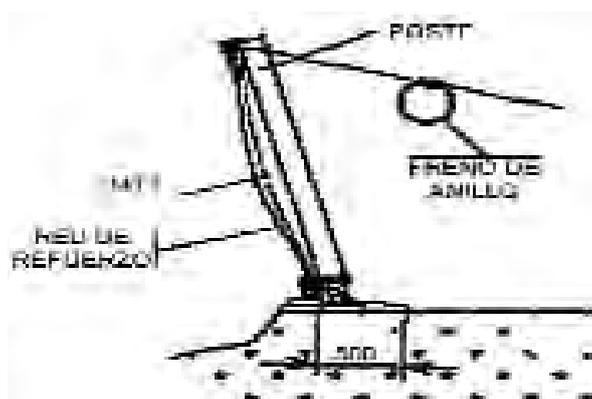


Figura 5.17. ANILLO DE FRENADO.

- **Perfiles de acero laminado en caliente** (postes verticales): Elementos que, siendo del material indicado y conectados con las bases y los cables de soporte, forman el entramado resistente del soporte de la barrera dinámica. La protección anticorrosiva de los perfiles metálicos se garantizará mediante galvanización en caliente de los mismos.
- **Cables de acero:** Destinados a la sujeción de las redes a la estructura de postes y a la instalación de las barreras en general, así como a la unión de los postes a los anclajes al terreno.
- **Anillos de frenado** (o dispositivos similares): Anillos especiales de tubo de acero galvanizado destinados a la disipación de energía por deformación plástica (Figs. 5.17 y 5.18).
- **Mallas de alambre:** Material constituido por alambres de determinadas características que, entrelazados entre sí convenientemente, forman un tejido que complementa la capacidad de la barrera para la retención de los materiales de menor tamaño.



Figura 5.18. DISIPADORES DE ENERGÍA POR «CORTE».

Desde la perspectiva de la ejecución, cabe hacer referencia específica a algunos aspectos propios, tales como los que a continuación se comentan:

- Para alojar la cimentación de los postes, el sistema de excavación será en cada caso el adecuado a las condiciones geológico-geotécnicas de los materiales existentes. Dado que es muy habitual la presencia próxima de vías públicas en servicio, y teniendo en cuenta la pequeña entidad de los volúmenes a excavar, dicha excavación se ejecutará sin el empleo de explosivos, aun cuando el material sea roca, efectuándose con medios mecánicos (martillo hidráulico o neumático).
- Para ejecución de los anclajes al terreno, una vez definido y localizado el punto de implantación, se procederá a realizar el taladro de alojamiento de la barra o anclaje de cable. La profundidad será tal que llegue hasta macizo rocoso sano y penetre la longitud de anclaje que le corresponda, según se defina para cada diámetro (que no será inferior a 40 diámetros). El diámetro del taladro debe superar en unos 8 mm el diámetro de la barra de anclaje. Una vez barrenado el taladro, se procederá a su soplado con el fin de eliminar cualquier detritus originado durante la perforación.
- La barra de anclaje se introducirá cuidando de que penetre hasta el fondo del taladro, rellenándose a continuación el mismo con el mortero de agarre, evitando que dicho mortero se escape de la perforación. El orificio se inyectará desde el fondo hasta la superficie y las pérdidas que pudiera haber (por escape en las eventuales grietas del terreno u otros motivos) se compensarán reinyectando el taladro hasta lograr la total obturación.
- Las partes metálicas y el resto de los elementos constitutivos de las barreras dinámicas se instalarán según las indicaciones contenidas en las instrucciones específicas de montaje, que deben ser obligatoriamente entregadas por el fabricante suministrador del sistema.

Respecto al control de calidad, se estará a lo dispuesto en las instrucciones vigentes en lo que se refiere a los niveles exigidos para cada uno de los elementos constituyentes del sistema.

## 6. Casos singulares de actuaciones específicas de tratamiento de macizos y cantiles rocosos

### 6.1. EL CASO DE UNA CARRETERA A MEDIA LADERA EN ROCAS VOLCÁNICAS

#### 6.1.1. Introducción: características generales del problema

En la denominada zona de Lomo Taurito, en el término municipal de Mogan (Gran Canaria), la carretera discurre inscrita en un gran cantil rocoso que del lado exterior se asoma directamente al mar, salvando un precipicio de una altura del orden de los 80-100 m y presentando condiciones potencialmente inestables desde el punto de vista del desprendimiento de bloques y piedras, de muy diversos tamaños, y con una posible afección grave al tránsito rodado de vehículos y peatones.

Se trata de un tramo comprendido entre dos curvas cerradas, en el cual la carretera rebasa el Lomo Taurito, generándose un talud cuasi vertical en la margen derecha, de una altura máxima de aproximadamente 60 m. En la margen izquierda existe un talud de pendiente también muy elevada, que llega hasta el mar, salvando un desnivel de unos 100 m.

La morfología del talud se encuentra muy estrechamente ligada a las distintas litologías que lo constituyen, pudiéndose diferenciar tres unidades litológicas:

- Coladas ignimbríticas de la formación traquítico-riolítica.
- Coladas fonolíticas de la formación fonolítica.
- Coladas ignimbríticas de la formación fonolítica.

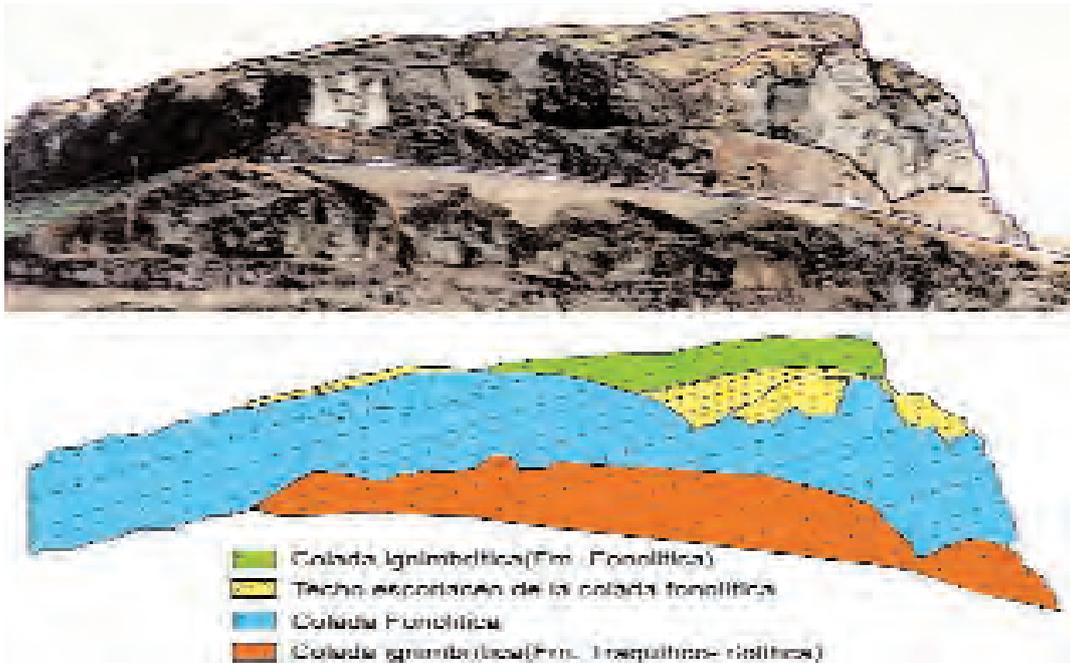


Foto 6.1.

En la fotografía 6.1 se aprecian la disposición subhorizontal, la morfología canaliforme de la colada fonolítica y las irregularidades del contacto parte escoriácea/masiva, así como el socavamiento existente en la base del talud (coladas ignimbríticas), coincidente con el eje de la acanaladura que rellenó la colada fonolítica (en la fotografía 6.2 se muestra un aspecto de la colada fonolítica).



Foto 6.2.



Foto 6.3.

En cuanto a las diferentes litologías, hay que tener en cuenta que las zonas masivas de las ignimbritas y de las fonolitas presentan taludes prácticamente verticales, y a veces incluso en desplome; mientras que las zonas de menor consistencia, como son los techos de las coladas ignimbríticas y de la colada fonolítica, generan socavaciones y niveles de menor pendiente (la acción antrópica ha tendido a verticalizar el talud, incluso aumentando las zonas en desplome).

Finalmente en la fotografía 6.3, aparte de las características generales antes señaladas, se observa con claridad el socavamiento existente en la base del talud correspondiente a las coladas ignimbríticas de la formación traquítico-ríolítica, coincidente con el eje de la acanaladura que rellenó la colada fonolítica.

Teniendo en cuenta el conjunto de factores presentes, puede dividirse el talud, de una manera muy general, en tres sectores que agrupan zonas con características similares (en la figura 6.1 se han representado los perfiles tipo de dos secciones transversales representativas de las condiciones geológicas y litológicas existentes).

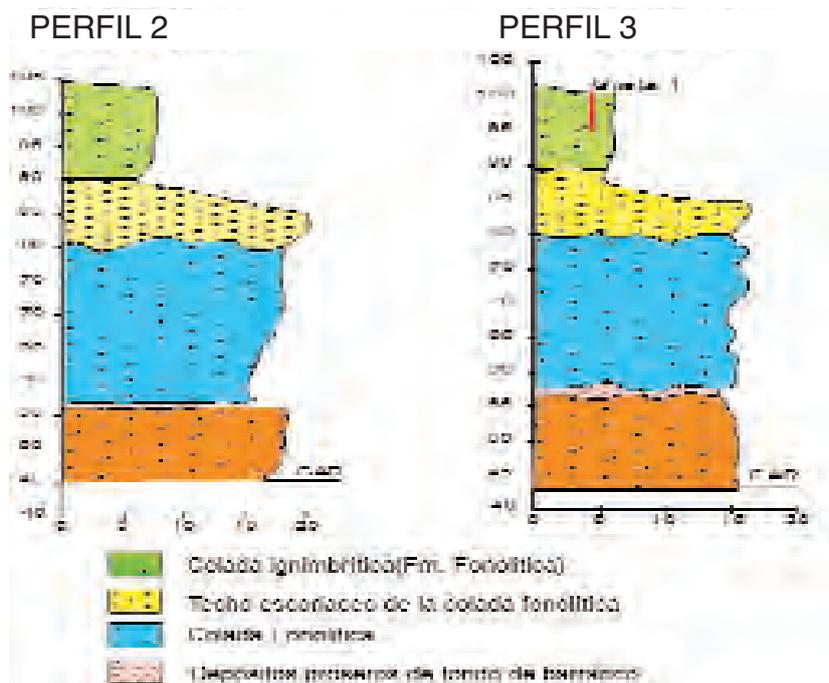


Figura 6.1. CORTES LITOLÓGICOS TRANSVERSALES TIPO.

El primer escarpe se encuentra constituido por un primer nivel de ignimbritas que, en ocasiones, presenta importantes socavaciones, y que son prácticamente subverticales, sobre las que se apoya la colada fonolítica, con la base socavada, siendo común la presencia de zonas en desplome sobre la carretera, sobre todo hacia la parte más alta del talud. La parte de la colada fonolítica se encuentra constituida tanto por roca masiva como por escorias. Este primer resalte tiene una altura media de unos 45 m.

A una distancia de unos 5 a 15 m existe otro escarpe, generado por la colada ignimbrítica superior, que también en ocasiones se encuentra socavado en la base, y que puede alcanzar una altura de 10-15 m. Entre ambos taludes subverticales existe una zona de menor pendiente, correspondiente al nivel de escorias fonolíticas. Este nivel de menor pendiente presenta fuertes irregularidades, observándose la presencia de cárcavas por la circulación de aguas, así como resaltes por diferencias en la soldadura de las escorias y, por tanto, en su mayor o menor resistencia frente a la erosión.

### 6.1.2. TIPOLOGIA GENERAL DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS

Como ya se ha venido indicando, la problemática general básica existente en la zona objeto de estudio reside en los desprendimientos de roca que se puedan originar, en función de las distintas susceptibilidades existentes, por las cuñas, bloques, etc., que se encuentran de modo potencialmente inestable en los cantiles de la ladera.

Desde una perspectiva global, en general existen dos grandes tipos de posibles medidas a adoptar, cuya esencia es diferente en sí misma: evitar que la masa se mueva o se desprenda, o paliar sus efectos (suponiendo que se produzca la caída) protegiendo convenientemente el elemento vulnerable correspondiente (vía de circulación, etc.).

En el primer caso, se suelen denominar medidas «activas» de tratamiento, y consisten fundamentalmente en «coser» al resto estable de la ladera o cantil las posibles zonas susceptibles de sufrir desprendimientos.

En el segundo caso se suelen denominar medidas «pasivas», y consisten esencialmente en establecer barreras para «detener» el desprendimiento antes de que alcance al elemento concreto a proteger.

Dentro del primer grupo se integran principalmente medidas tales como el bulonado, los anclajes, la disposición de redes de cables ancladas al terreno y las mallas metálicas de triple torsión.

A su vez, en función de la morfología, tamaño y situación actual del terreno a estabilizar, es muy conveniente el empleo de hormigón o gunita, cuya función puede ser diversa: proteger de la erosión y meteorización, ejercer un efecto de «cuña» de recalce en determinada posición geométrica, etc.

Por otra parte, las redes de cables son dispositivos que permiten sujetar, con los oportunos anclajes en sus nudos, masas de terreno de peso significativo. En este caso en estudio se utilizarían para estabilizar los bloques de tamaños medios y grandes que se localizan preferentemente en la cotas más altas del cantil, para los que se estima que la medida más oportuna es «coserlos» al terreno antes de que se muevan.

Ese tipo de actuación se complementaría con la disposición de «recalces» de hormigón, junto con el bulonado correspondiente, de unos niveles «blandos» que se han socavado, y que dejan en «voladizo» a los paquetes superiores de roca, originando posibles grietas de tracción por descalce.

En lo que respecta a las medidas denominadas «pasivas», se considera que en este caso en estudio resulta aplicable el sistema denominado de «barrera dinámica», por las ventajas que presenta desde el punto de vista de la energía capaz de soportar, las labores de mantenimiento, etc. Estas barreras constan de unos postes o elementos verticales, anclados a la ladera, con la interposición de «disipadores de energía»; a los que se añaden las redes metálicas, complementadas con cables de refuerzo en caso necesario.

En este caso en concreto, se estima que la disposición más oportuna de este tipo de elementos es a modo de «visera» o «falso túnel», de modo subhorizontal, cuya «sombra» en planta protege la calzada del alcance de los desprendimientos que provengan de cota superiores a la de implantación de la barrera.

Así pues, se estima que, en principio, los tipos de medidas más significativas a utilizar en este caso en estudio son las siguientes:

- Barreras dinámicas.
- Redes de cables y mallas de triple torsión.
- Bulones.
- Hormigón en recalces.

### 6.1.3. CALCULOS DE SIMULACION DE CAIDA DE ROCAS

Los análisis y simulaciones realizados se basaron en los necesarios estudios de campo previos; éstos consisten en la observación y análisis de las características geológicas y geomorfológicas del área, incluyendo un estudio de los posibles desprendimientos ocurridos con anterioridad.

Los trabajos de campo incluyen el estudio de las áreas fuente de los desprendimientos, analizando la posición, tamaño y forma de los principales bloques rocosos cuya inestabilidad pueda verse comprometida. Así mismo, se analizan las posibles trayectorias de los bloques durante su caída y su mecanismo inicial de movimiento (caída libre, deslizamiento, rodamiento, etc.).

En este caso particular en estudio, el diseño, emplazamiento y tipo de barreras dinámicas a instalar debe considerarse conjuntamente con la instalación de otras medidas de sujeción, tales como bulones y redes de cables (que supongan la contención de los mayores tamaños potencialmente inestables).

Con ese conjunto de condiciones e hipótesis se realizaron cálculos de simulación de caída de rocas a lo largo de siete perfiles topográficos característicos de las diferentes zonas de la ladera. En la tabla se muestran las tipologías de bloques utilizadas en los cálculos, incluyendo su volumen y su masa (densidad media de 2,65 kg/cm<sup>3</sup>).

| TIPOS DE BLOQUE |            |                           |
|-----------------|------------|---------------------------|
| Diámetro (m)    | Masa (ton) | Volumen (m <sup>3</sup> ) |
| Ø 0,72          | 0,5        | 0,19                      |
| Ø 1,00          | 1,4        | 0,52                      |
| Ø 1,40          | 3,8        | 1,40                      |
| Ø 1,54          | 5,0        | 1,54                      |

En cada uno de los perfiles estudiado, se analizaron 50 trayectorias diferentes para cada tipo de bloque estudiado (en total se efectuaron los cálculos de más de 2.000 trayectorias).

En los gráficos de las figuras 6.2 y 6.3 se muestran, respectivamente, las distribuciones de energías máximas y medias que han resultado de la simulación de trayectorias de desprendimientos, realizadas para seis tamaños de bloque considerados en los cálculos.

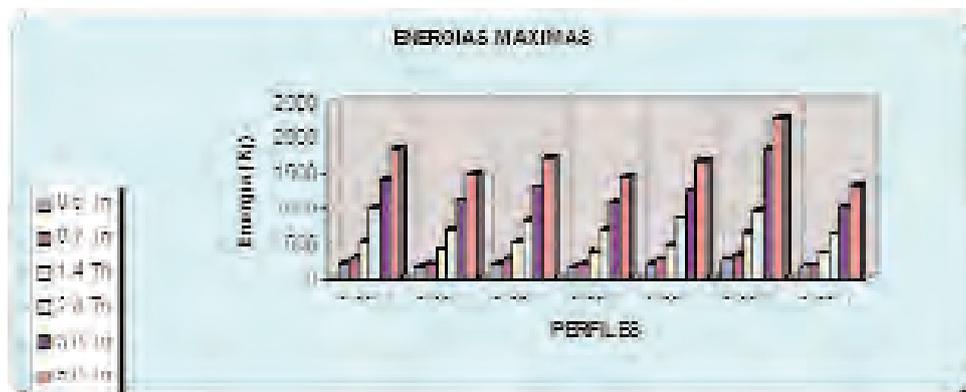


Figura 6.2. DISTRIBUCION DE ENERGIAS MAXIMAS.

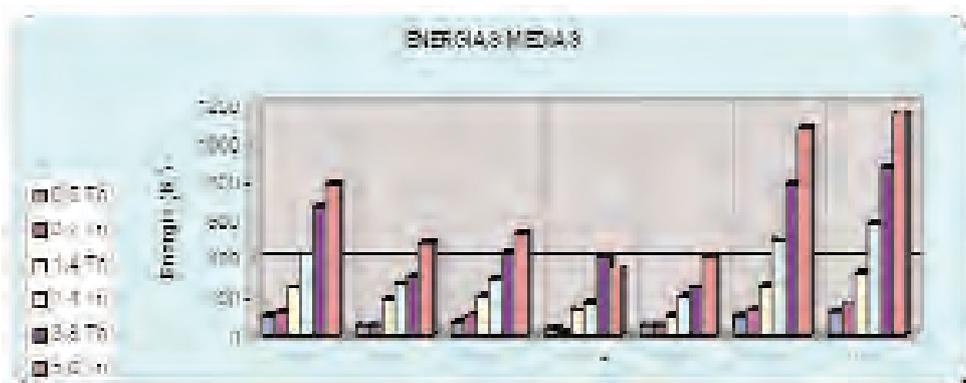


Figura 6.3. DISTRIBUCION DE ENERGIAS MEDIAS.

### 6.1.4. Detalle de las medidas adoptadas y aspectos complementarios

En ese contexto, la problemática global planteada cabe inicialmente enmarcarla en dos grandes aspectos: uno, ligado a las inestabilidades de cuñas, bloques, etc., de pequeño o moderado tamaño, y el otro, relativo a la presencia de algunas grietas observadas en la cabecera del cantil y que posibilitarían, hipotéticamente, el deslizamiento de grandes bloques de roca.

En lo que se refiere a la primera cuestión, cabe indicar que tanto en el talud del desmonte (a veces cuasi vertical, incluso en desplome de modo puntual) como en su coronación se observan cuñas o bloques cuya estabilidad es precaria y que pueden dar origen al desprendimiento de «piedras» de tamaños máximos relativamente moderados (del orden de hasta 2 ó 3 ton).

Fenómenos íntimamente asociados a las características típicas de estos macizos rocosos, de origen volcánico, y que dan lugar con relativa frecuencia a desprendimientos habituales, sobre todo, en época de condiciones climatológicas adversas (en particular, lluvias intensas).

Para su solución, y como se ha señalado ya en apartados anteriores, las medidas a adoptar son las denominadas de tipo «activo», tales como la estabilización superficial mediante la disposición de redes de cables, mallas de triple torsión y elementos similares, que evitan que se desprendan las masas rocosas; añadidas a otras de tipo «pasivo», cuyo objetivo es que los materiales desprendidos no lleguen a alcanzar los elementos vulnerables a proteger, y cuyo prototipo esencial en estos casos es el de las denominadas «barreras dinámicas».

Así mismo, también se considera coniderar medidas específicas que mejoran las condiciones actuales a ese respecto, como son el «recalce» con hormigón de los niveles erosionados, el «cosido» con red de cables de alta capacidad de la coronación superior del cantil, englobando las grietas, así como la disposición de un bulonado largo que ejerza un efecto de cosido transversal de la grieta mayor, incrementando así todavía más los márgenes de seguridad disponibles.

De acuerdo con los principios generales establecidos, según las condiciones geométricas, litológicas y estructurales existentes a lo largo del trazado, se determinaron las medidas correctoras a adoptar (de las que, a título ilustrativo, se incluyen algunos perfiles tipo en las figuras 6.4 a 6.7).

A continuación, y para cada una de las tipologías de las medidas que se proponen, se describe su localización, alcance y zonas afectadas.

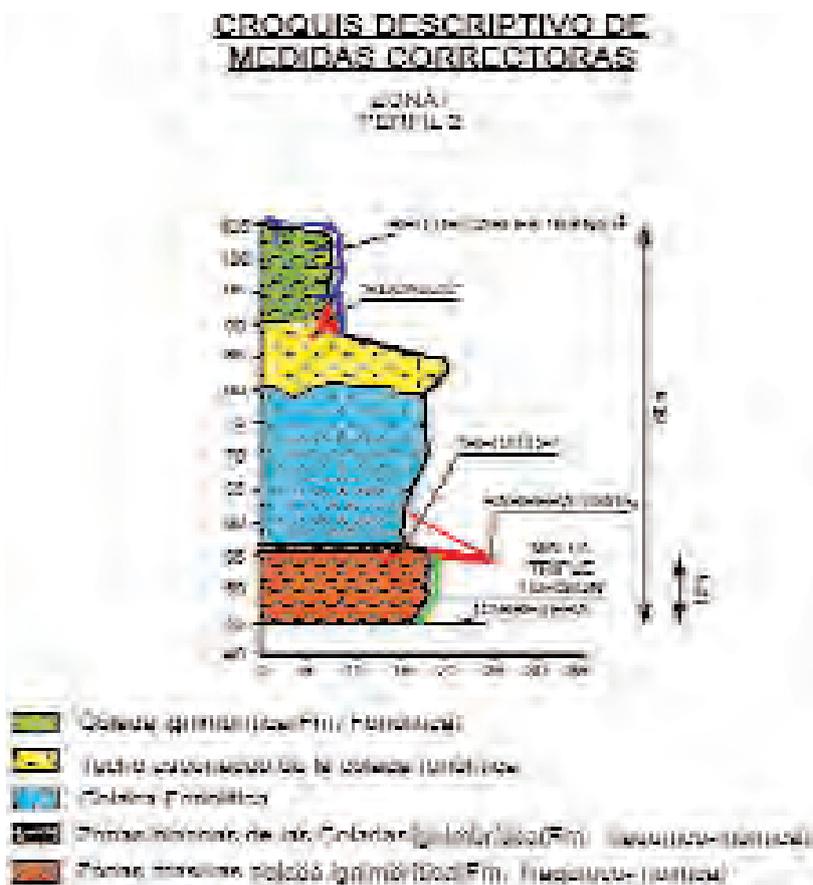


Figura 6.4. MEDIDAS DE ESTABILIZACION: ZONA I, PERFIL 2.

### a) BARRERAS DINAMICAS:

Se disponen donde la altura del cantil sobre la carretera es mayor. A su vez, la energía máxima que deben ser capaces de absorber, en cada caso, depende de la topografía de la litología y tamaño de bloques de posible desprendimiento y de la altura máxima de caída.

De acuerdo con los cálculos realizados, y teniendo en cuenta un amplio margen de seguridad –respecto al tamaño máximo del bloque desprendido– que parece aconsejable (debido a la alta incidencia y el riesgo que ello comporta), se determinó una energía característica de 750 kJ para el sector I y de hasta 1.500 kJ para el sector II.

La barrera se dispone a modo de «visera» sobre la planta de la calzada, con una anchura transversal de 6 m (la máxima que se fabricaba) y a una altura de unos 10 m sobre la cota de la carretera, con objeto de que, incluyendo la eventual «bolsa» que se pueda producir por la retención de una caída, quede un gálibo suficiente para el tránsito de vehículos.

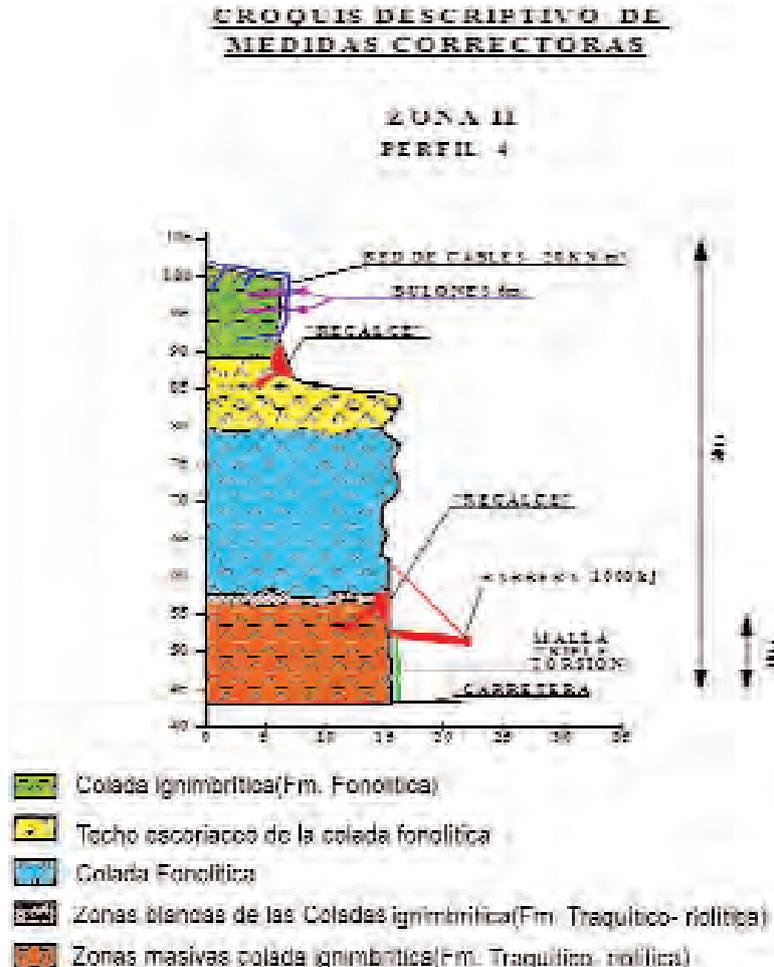


Figura 6.5. MEDIDAS DE ESTABILIZACION: ZONA II, PERFIL 4.

### b) RED DE CABLES Y MALLA TRIPLE TORSION:

Como ha quedado señalado, un elemento esencial de estabilización superficial de desprendimientos es la disposición de redes de cables que, con diferentes capacidades, se adosan al cantil por medio de bulones, completando el sistema la malla de triple torsión que cubre los polígonos conformados por los cables.

Este dispositivo se coloca en la zona de cabecera del cantil, con objeto de sujetar las posibles inestabilidades asociadas a ella, incluidas las zonas de grietas.

A su vez, la capacidad máxima de diseño se adapta en cada caso al tamaño de los posibles bloques desprendidos; disponiéndose redes desde 10 kN/m<sup>2</sup> de capacidad de retención hasta las máximas de 20 kN/m<sup>2</sup>, asociadas en especial a las áreas donde se han observado las grietas.

Por otra parte, en la zona donde no se dispone de barrera dinámica por la menor altura del cantil, se trata la superficie total del mismo mediante redes de cables, distinguiendo dos capacidades, según se trate de las zonas de mayor altura (sobre el nivel blando erosionado) o de la restante. En el primer caso, se adopta una red de 15 kN/m<sup>2</sup> de capacidad, y en el segundo, la red tendría una capacidad de 10 kN/m<sup>2</sup>.

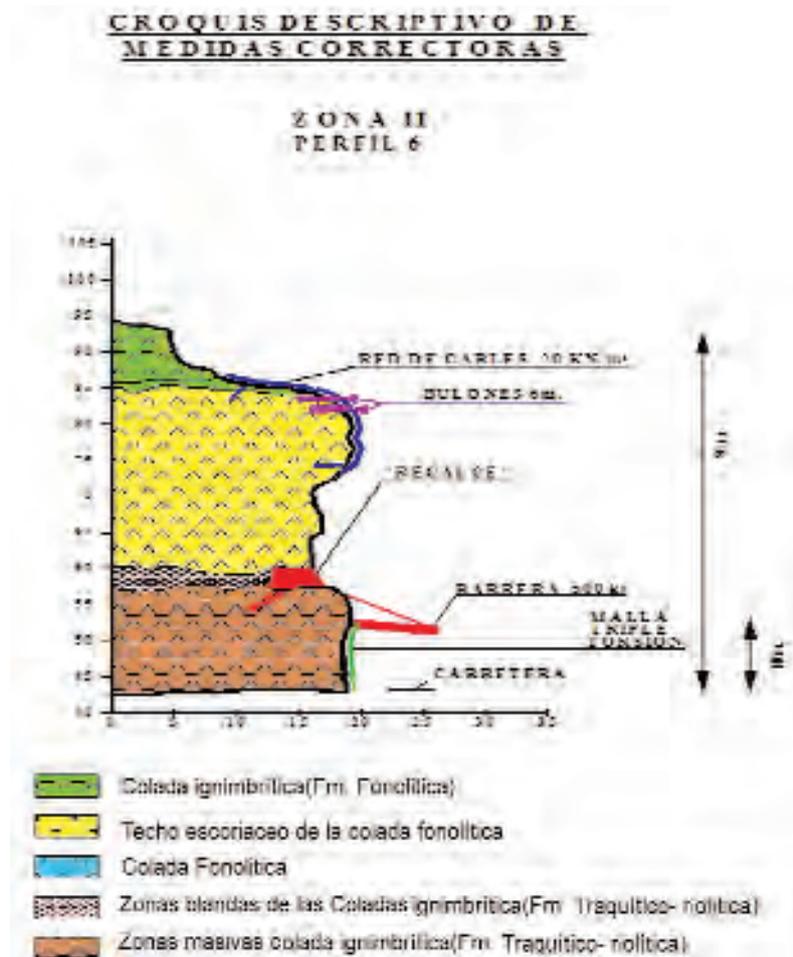


Figura 6.6. MEDIDAS DE ESTABILIZACION: ZONA II, PERFIL 6.

Finalmente, la disposición se completa con el extendido de una malla de triple torsión en la superficie del cantil que queda bajo las barreras dinámicas, y que también es susceptible de sufrir algún desprendimiento de menor entidad.

**c) MEDIDAS COMPLEMENTARIAS:**

Las especiales características del cantil llevaron a la necesidad de completar el tratamiento de estabilización mediante la disposición de otras medidas complementarias que consisten en el recalce de las cavidades longitudinales que, originadas por la meteorización y socavación del nivel blando interpuesto entre las fonolitas y las ignimbritas, descalzan las formaciones superiores, creando posibles grandes bloques inestables (que, en su caso, habrían dado lugar a las grietas observadas).

El efecto de este proceso es potencialmente muy pernicioso desde el punto de vista de la estabilidad del cantil y su repercusión en la carretera, y por ello se ha estimado importante el relleno de ese hueco con hormigón en masa, hecho solidario mediante un cosido con bulones, que ejerce tanto funciones de recalce de los estratos superiores como labor de protección de la capa blanda, de cara al futuro.

Por último, debemos recordar la conveniencia de incrementar la seguridad disponible en las zonas donde se ha observado la presencia de grietas en coronación, mediante el cosido con bulones largos, de unos 6 m, distribuidos en una malla de unos 2,5 m de lado.

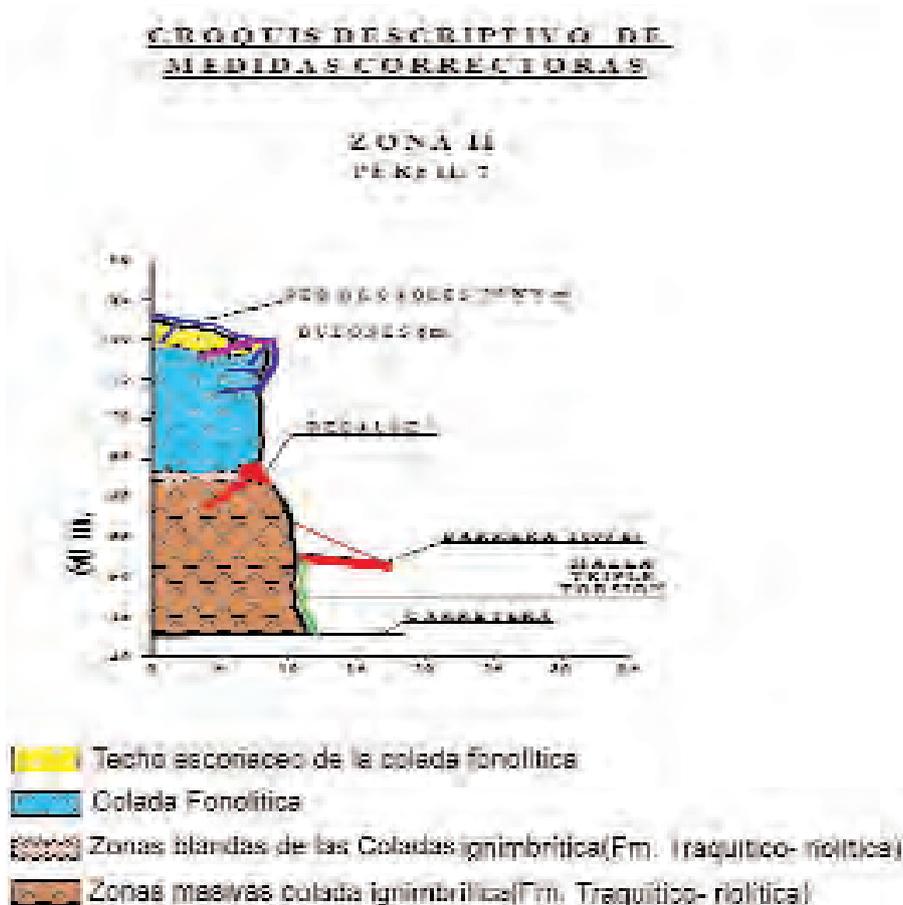


Figura 6.7. MEDIDAS DE ESTABILIZACION: ZONA II, PERFIL 7.

## 6.2. EL CASO DE UN GRAN CANTIL DOLOMITICO FRACTURADO EN CONDICIONES DIFICILES

### 6.2.1. Introducción: características generales del problema

Una de las calzadas de la autovía del Mediterráneo discurre en un estrecho margen de espacio entre un núcleo de viviendas de la localidad de Aguadulce (Almería) y una abrupta ladera, inscrita en un macizo dolomítico.

Por ello, la planta de la traza apenas tenía margen para alejarse de las viviendas, dando lugar a graves problemas afectos al desmonte así originado.

Por otra parte, la ladera queda rematada por un gran cantil rocoso (Foto 6.4), con grandes masas rocosas inestables, que ya ha producido históricamente desprendimientos de grandes volúmenes, llegando a afectar en el pasado no muy lejano a alguna vivienda (Foto 6.5).

A la vista del conjunto de circunstancias presentes se determinó que, para proteger tanto a la propia calzada de la autovía (la zona se localiza a la salida de un túnel, con una curva precedente, disminuyendo la distancia de visibilidad) como a las viviendas, era oportuno adoptar las medidas que resultasen más adecuadas.

Desde el punto de vista geológico, la ladera se inscribe en los materiales permotriásicos del manto de Gádor (dentro del complejo Alpujárride), y más concretamente en el horizonte dolomítico-calizo de dicho manto (trías medio o superior).

Desde la perspectiva litológica, se distinguen dos grandes conjuntos: la formación inferior, de esquistos calcáreos, y la formación superior, netamente dolomítica (que es donde se constituye el cantil propiamente dicho, que a su vez conforma el área fuente de los posibles desprendimientos).

Cabe señalar que las condiciones estructurales del macizo dolomítico resultaban muy desfavorables desde el punto de vista del riesgo de desprendimientos de masas rocosas, debido a la existencia de varias familias de juntas (que originan planos verticales transversales y paralelos al eje longitudinal del cantil, y otros buzando unos 45° hacia el exterior de ladera), lo cual conlleva la generación de cuñas y bloques de grandes tamaños, en condiciones metaestables.



Foto 6.4.



Foto 6.5.

### 6.2.2. Planteamiento y metodología del trabajo efectuado

En ese contexto, se procedió a efectuar un riguroso y detallado estudio de la situación del cantil y de las potenciales masas inestables susceptibles de desprenderse (geometría, situación, tamaño, etc.).

Para lograr ese objetivo se efectuaron trabajos topográficos, levantamientos geológicos, litológicos y estructurales, con observación directa del cantil por geólogos especialistas (alpinistas). Conjunto de datos que permitieron realizar una cartografía de las condiciones del cantil, así como una clasificación de la tipología de las masas rocosas –y su estado– susceptibles de sufrir desprendimientos.

Desde esa perspectiva se estableció una previsión relativa al tamaño de la masas potencialmente inestables y el sistema a emplear para hacer frente al problema así planteado:

- Para tamaños inferiores al rango de 1-1,5 m<sup>3</sup>, el procedimiento previsto fue de tipo «pasivo»: interceptar la roca antes de afectar al elemento vulnerable (autovía-viviendas).
- Para tamaños superiores a 1-1,5 m<sup>3</sup>, la energía de retención resultaría muy grande, y por ello se optó por adoptar una medida de tipo «activo»: evitar que se produjera el movimiento de la masa potencialmente inestable.

En base al conjunto de datos recabados sobre la tipología y tamaño de los bloques de roca existentes en el área fuente del cantil, se agruparon según sus características básicas en ocho grupos y subgrupos, elaborándose una planta (Fig. 6.8) en la que se localizan, y en la que a su vez se representan los rasgos geológicos y estructurales generales (en particular, las fracturas más importantes).

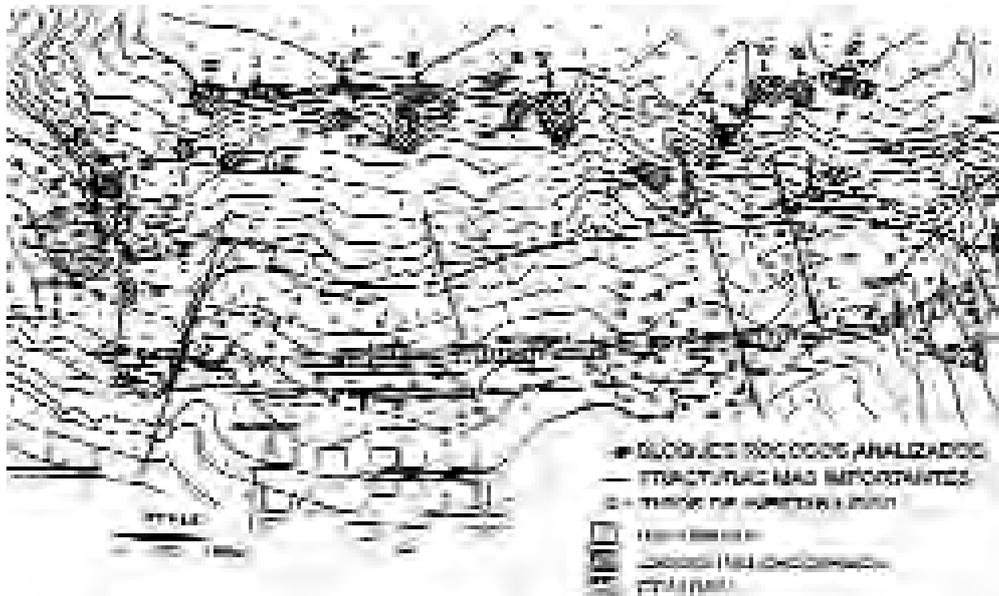


Figura 6.8. LOCALIZACION DE BLOQUES INDIVIDUALES SEGUN TIPOLOGIAS.

En este tipo de planteamiento, diferenciando la tipología básica de las soluciones en función del tamaño de la masa susceptible de desprenderse, adoptar el criterio de «parada» para los tamaños inferiores a un determinado umbral (por medio de barreras o procedimientos similares) y de «sujeción» para los tamaños superiores (por medio de cosido con bulones, redes de cables y mallas, recalces, etc.) es el más apropiado y habitualmente seguido para este tipo de problemas.

La geometría fundamental de los bloques se origina en base a los rasgos estructurales (familias de juntas presentes en el macizo) y a los efectos derivados de los desprendimientos ocurridos en el pasado, que han originado el descalce de bloques y cuñas, cornisas subhorizontales en ménsula, etc.

De acuerdo con ese análisis volumétrico y morfométrico, se diferenciaron esas ocho tipologías básicas, con situaciones que presuponen riesgos de desprendimiento de masas rocosas de tamaños superiores a 1-1,5 m<sup>3</sup> (esquemáticamente, se han representado en las figuras 6.9 y 6.9 bis).

Complementariamente, se analizó la localización de las áreas fuente que podrían originar desprendimientos de tamaños inferiores, identificándose hasta un total de seis zonas.

### 6.2.3. SOLUCIONES ADOPTADAS

Como ha quedado señalado, las soluciones adoptadas fueron de dos grandes tipos, según se tratase de los bloques mayores o de tamaños inferiores.

En el primer caso se recurrió a implantar medidas cuyo objetivo era fijarlos al terreno estable de su entorno más próximo, empleando para ello técnicas basadas en el bulonado (cosido de bloques o zonas inestables), junto al «recalce» o restitución (relleno) de zonas desprendidas mediante gunita para regenerar una geometría estable (Foto 6.6).

En cada uno de los distintos grupos se distribuyeron esas medidas de acuerdo con sus características geométricas y estructurales, como se ha representado en los esquemas correspondientes (Figs. 6.9 y 6.9 bis).

Establecido el objetivo de fijar al terreno esos bloques mayores, para el resto de elementos de tamaños más pequeños se diseñaron medidas basadas en implantar barreras dinámicas de parada, cuya localización se ha representado en la figura 6.10 (en la que también se han diseñado las áreas fuente y las trayectorias de las caídas obtenidas en las simulaciones efectuadas).



Foto 6.6.

Así pues, a la vista del resultado de los análisis y cálculos realizados, obtenidas las trayectorias características y las energías de llegada, se determinó la necesidad de disponer las barreras dinámicas representadas en la planta (Fig. 6.10), con las correspondientes alturas y capacidad de disipación de energía característica de impacto (500, 600 y 750 kJ).

TRATAMIENTOS ESPECIFICOS EFECTUADOS DE ESTABILIZACION DE BLOQUES AISLADOS

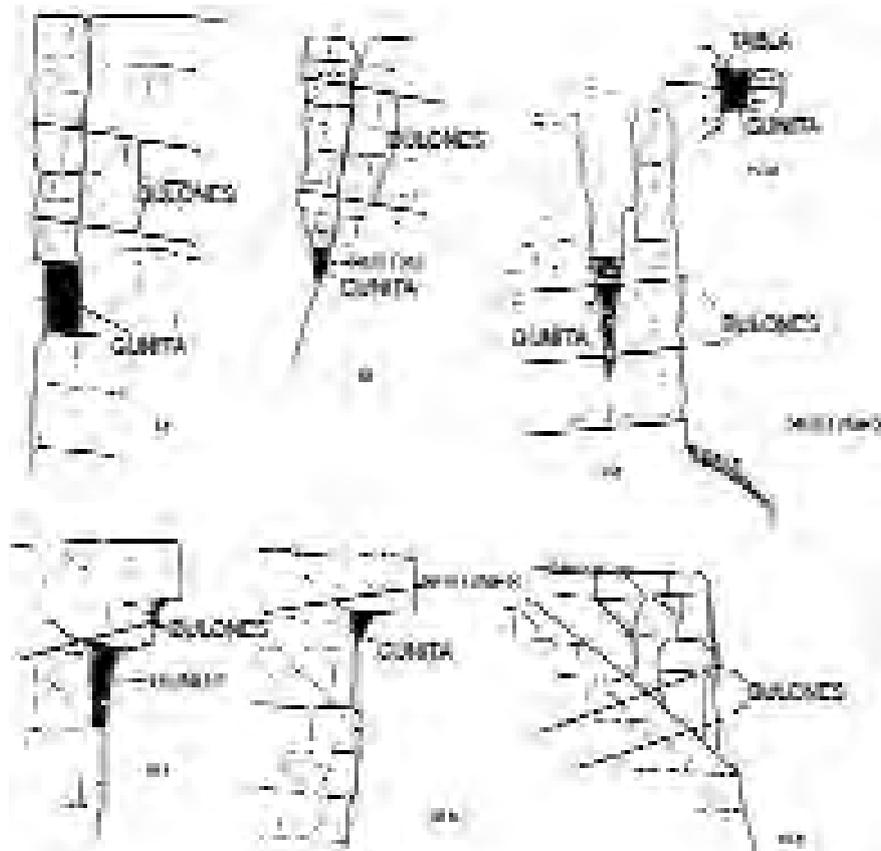


Figura 6.9.

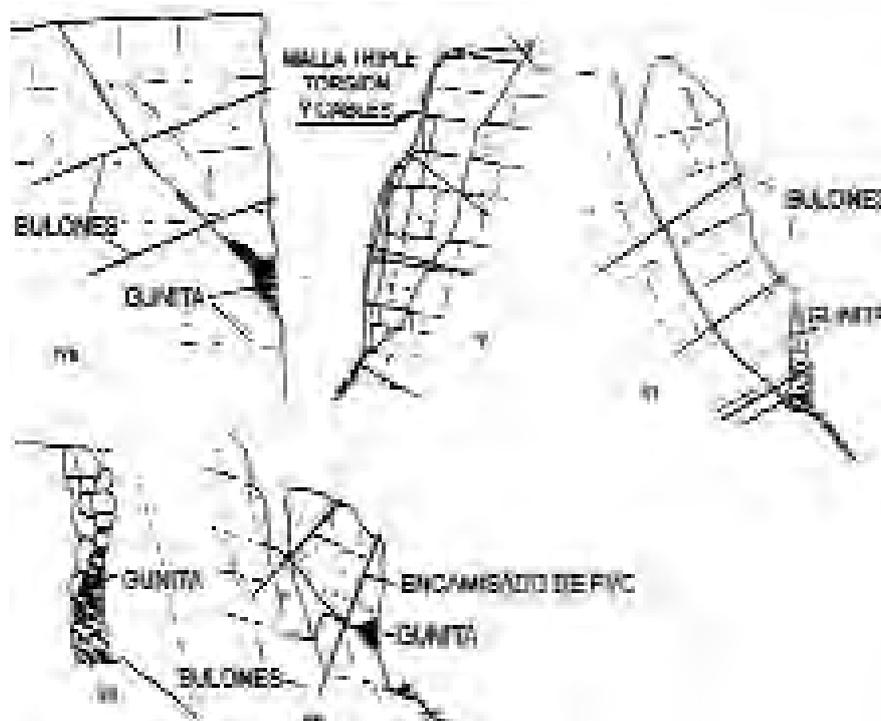


Figura 6.9 bis.

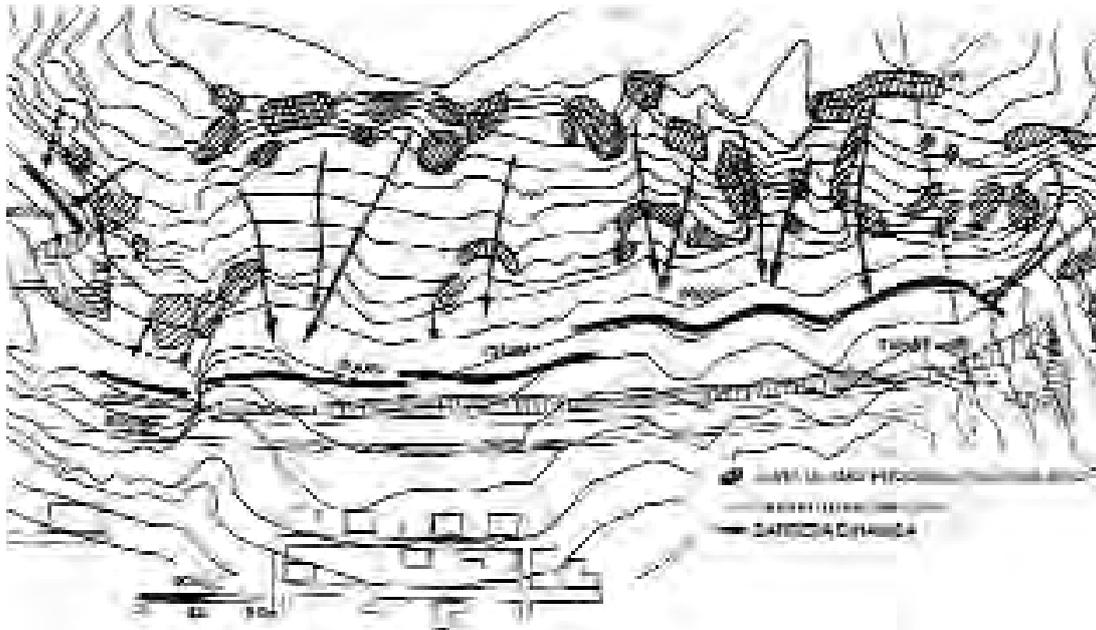


Figura 6.10. PLANTA DE DISPOSICION DE LAS BARRERAS DINAMICAS.

## Agradecimientos

Numerosas son las instituciones y personas que, de una u otra forma, han contribuido y hecho posible el desarrollo de las actuaciones descritas, por lo que resultaría excesivamente prolijo citarlas a todas, con el riesgo de incurrir, además, en algún olvido. En todo caso, deseo expresarles mi más profundo agradecimiento, tanto a las organizaciones públicas y privadas bajo cuyos auspicios se han desarrollado los trabajos como a todos aquellos que, desde diferentes perspectivas, han colaborado, propiciado, autorizado o financiado los mismos.

## Referencias bibliográficas

- Barret, R.K. y White, J.L. (1991). *Rockfall prediction and control*. National Symposium on Highway and Railway. AEG, Chicago.
- Bell, A.L. (1993). *Soil Improvement system*. Cap. 7: «Jet-Grouting». Ed. Balkema. Rotterdam.
- Bieniowski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classification*. J. Wiley and Sons. Nueva York.
- Broms, B.B. (1983). «Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements». *Soils and Foundations*, vol. 23, núm. 3, septiembre, págs. 127-29.
- Castro, D. y Ballester, F. (2002). «Sistema flexible unidireccional para la estabilización de taludes y laderas de suelos o materiales sueltos». *Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*. Cedex. Madrid.
- Castro, D. y Torres Vila, J.A. (2001). *Modelos fisicomatemáticos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexibles como elementos de soporte en la estabilización superficial de taludes*. Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas.
- Castro, D.; Ballester, F. y Del Bosque, E. (2004). *Desarrollo de una red de cables para un sistema de protección de taludes*. V Simposio Nacional de Geotecnia Vial.
- Celma, J.J. (1992). «Parámetros de tratamiento del jet-grouting». *Boletín de Ingeniería Civil*. Cedex.
- De Beer, E.E. (1977). *State-of-the-art report: Piles subjected to static lateral loading*. Proc. Spec. Sess. 10, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., págs. 1-14. Tokio.
- Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento (1997). *Sistemas de estabilización y protección de taludes y laderas rocosas*. Madrid.
- Geobrugg Ibérica. *Catálogos y documentación técnica*.
- Grau, J.F. (1993). «Los pilotes pasivos en la estabilización de taludes». *Boletín de Ingeniería Civil*. Cedex.
- Gudehus, G. y Schwarz, W. (1985). *Stabilization of creeping slopes by dowels*. 11th Int. Conf. ISMFE, vol. 3, págs. 1697-700. San Francisco.
- Ito, T. y Matsui, T. (1977). *The effect of piles in a row on the slope stability*. Proc. Spec. Sess. 10, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., págs. 81-86. Tokio.
- Ito, T.; Matsui, T. y Hong, W.P. (1981). «Design method for stabilizing piles against landslide-one row of piles». *Soils and Foundations*, vol. 21, núm. 1, págs. 21-37.

- Lizzi, F. (1977). *The «in situ» reinforced earth*. Int. Symp. on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri.
- Lloret, A. et al. (1993). «Pruebas de carga horizontal de columnas de suelo tratado mediante *jet-grouting*». Boletín de Ingeniería Civil. Cedex.
- Miki, G. (1984). *Japanese experience on sub-soils reinforcement by jet-grouting*. Lecture Notes for Address Proc. Conf. In-Situ Soil and Rock Reinforcement. 9-11 de octubre, 25 págs. París.
- Mitchell, J.K. (1981). *Soil Improvement-state-of-the-art report*. Proceedings of Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 4, págs. 509-65. Estocolmo.
- Ministerio de Fomento (2002). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. DGC. Madrid.
- Muzás, F. (1989). «Reflexiones sobre el *jet-grouting*». Revista de Obras Públicas. Febrero.
- Oteo, C., et al. (1988). *Failure in a tunnel excavated under an old riverbed in Madrid*. Int. Symp. on Tunnels and Water. Madrid.
- Oteo, C. y Sopeña, L. (1977). *A treatment to Improve very soft fill by compaction injection and «jet-grouting»*. XIV International Conference on S.M. and F.E. Hamburgo.
- Oteo, C. y Sopeña, L. (1991). *The use of «jet-grouting» to improve loose fills*. 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Marzo. Florencia.
- Oteo, C. y Sopeña, L. (1992). *The use of «jet-grouting» to improve loose fills*. X Congreso Europeo de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, Florencia.
- Oteo, C. y Sopeña, L. (1992). *Problemas de estabilidad de laderas en el keuper del valle de Medinaceli (Soria)*. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Coruña.
- Oteo, C. y Sopeña L. (1993). «Deep treatment of uncontrolled urban fills for the construction of a high capacity road system». *Waste disposal by landfill-green'93*. Sarsby (ed.). Balkema. Rotterdam.
- Oteo, C.; Sopeña, L. y Pardo de Santayana, F. (1995). *Stabilization of a natural slope of fractured dolomitic material*. VIII International Congress of the ISRM. Tokio.
- Rodio y C., S.p.a. (1983). «*Jet-grouting* test results Varallo Pombia Rodin jet trial field». Rodio Internal Report, núms. L3052 y 19852. Noviembre.
- Rodríguez Ortiz, J.M.; Hernández del Pozo, J.C. y Castanedo, F.J. (1984). *Slope stabilization in weathered schists and shales by excavation, piles and drainag*. 4th Int. Symp. on Landslides, vol. 2, págs. 173-78. Toronto.
- Simic, D.; Sopeña, L. y Elvira, B. (1997). *Refuerzo del cimiento de un terraplén mediante columnas de jet-grouting en la autovía de Aragón. Medinaceli*. Congreso Internacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada (España).
- Sola, P. (1994). *Tipos especiales de pilotes: micropilotes, «jet-grouting», etc.* Curso sobre Pilotajes y Cimentaciones Especiales. Cedex, Gabinete de Formación y Documentación. Marzo.
- Sopeña, L. y Oteo, C. (1992). *Asentamiento de un gran terraplén sobre una ladera en condiciones difíciles*. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Coruña.
- Sopeña, L. (1996). «Medidas de estabilización de un terraplén sobre una ladera en condiciones inestables». Cedex. Informe no publicado.
- Sopeña, L.M. (1996). *Utilización de micropilotes y jet-grouting en la contención de taludes y desmontes*. Simp. Estructuras de Contención de Terrenos. SEMSC, págs. 345-68. Santander.
- Sopeña, L. y Estaire, J. (2000). *Condiciones geológico-geotécnicas y obras de estabilización de la ladera de Benamejí (Córdoba)*. II Congreso Andaluz de Carreteras. Cádiz.
- Sopeña, L.; Estaire, J.; De las Heras, C. y Salinas, J.L. (2000). «Estabilización de laderas en condiciones singulares». Libro homenaje a J.A. Jiménez Salas: *Geotecnia en el año 2000*.
- Sopeña, L. y Estaire, J. (2000). *Dimensionamiento de las pantallas de contención del deslizamiento de Benamejí*. Simp. Geotecnia Infraestructuras del Transporte. Barcelona.
- Sopeña, L. y De las Heras, C. (2001). *Medidas de estabilización de un desmonte rocoso de gran altura*. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid.
- Sopeña, L. y Estaire, J. (2001). *Estabilización medioambiental de un acantilado rocoso en medio urbano y su integración paisajística*. V Simp. Nac. Taludes y Laderas Inestables. Madrid.
- Torres Vila, J.A. y Castro, D. (2001). *Validación de los modelos físicos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexibles Tecco g-65, como elemento de soporte superficial en la estabilización de taludes*. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid.
- Tubosider. *Catálogos y documentación técnica*.
- Valerio, J. (1992). *La técnica geofísica de las ondas superficiales aplicadas al reconocimiento del terreno*. Curso sobre Nuevas Técnicas de Reconocimiento Geotécnico. Gabinete de Form. y Docum.
- Yamachi, Y. y Imanishi, H. (1996). *Ground behaviour during soil improvement by «jet-grouting»*. Grouting and Deep Mixing. Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems. Tokio.

## MESA REDONDA SOBRE

# Diseño

### PRESIDENTE:

**D. César SAGASETA MILLÁN**

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. PRESIDENTE DE SEMSIG

### MIEMBROS DE LA MESA:

**D. Antonio SORIANO PENA**

UPM

**D. Luis M. SOPENA MANAS**

UPM

### **César Sagaseta Millán**

PRESIDENTE

Muchas gracias por la exposición; llegamos al momento del debate. Cuestiones a los ponentes o aportaciones a los temas tratados. Empiezo yo con una.

Una cosa que me ha llamado la atención, expuesta por Antonio Soriano y Luis Sopena, es el tema de las velocidades de los movimientos y la rotura. Los métodos de cálculo que usamos son métodos estáticos de equilibrio de fuerzas; no hacemos intervenir la deformación, ni el tiempo, ni las velocidades para nada. Yo he tenido alguna experiencia con taludes de los que se hablaba en términos de velocidad de movimiento; pero es difícil, a un director de obra o a una administración, hacerle ver que su talud se mueve y que lo que tiene fijar no es un coeficiente de seguridad, sino una velocidad admisible de movimiento. Vosotros habéis apuntado que un 1 por ciento de la altura al año es un valor razonable para establecer que está o no en rotura.

Los que sí están acostumbrados a medir esto son los gestores de vertederos: basuras, residuos, cosas de esas... Recuerdo un caso en concreto: un vertedero de unos 40 metros de altura que registraba un desplazamiento de unos 10 milímetros al día (unos 3 metros al año), lo que claramente no era aceptable. Después de muchos cálculos, se aceptó una reducción a 1-2 milímetros/día, que se consideraba asumible económicamente, y es del orden de la cifra que habéis comentado. ¿Qué experiencia tenéis con estos valores?

### **Antonio Soriano Peña**

PONENTE

Para mí, es el tema crucial de la estabilidad, algo que se controla mucho en las obras hidráulicas. Los ingenieros tienen que auscultar las presas y mirar los movimientos de las coronaciones cada seis meses, por ejemplo. Saben perfectamente que esas obras se mueven y no tienen problemas en eso, y sin embargo, en otros tipos de obras, si observan que se mueven un poquito, ya están alarmados. Entonces, ¿qué velocidad de movimiento de las obras es admisible? Pues eso es muy difícil de establecer. A mí me agrada oír que una cifra tan redonda como un 1 por ciento de altura al año es algo equivalente a un coeficiente de seguridad 1. No digo yo que esa velocidad no sea admisible. Lo que digo es que la obra está abocada a romperse probablemente a esas velocidades, aunque habrá que comprobar si la velocidad es creciente o no. En cuanto a velocidades, yo he visto las más grandes, de obras que no se han caído, moverse casi a centímetros diarios; por ejemplo, en el caso de un colapso en una estructura de un terraplén. Un colapso con velocidades muy grandes y, sin embargo, no ser necesario hacer nada, porque era un problema estrictamente ajeno a la estabilidad: es decir, el tope de velocidad admisible depende de la causa que provocó el movimiento.

Respecto a las obras de carreteras, hay muchas que se han comentado muy antiguas. Por ejemplo, en las laderas del valle de Cobas tenemos datos desde hace diez, quince, veinte años en los que se han ido midiendo continuamente los movimientos; las velocidades son del orden de 1 centímetro a 2 centímetros/año y, sin embargo, se puede reparar. Esto sucede en sitios normales; pero, claro, existen también obras en las que los movimientos, cuando se va a producir la rotura, no avisan. En cualquier caso, si es centímetros/año, siempre hay que pensárselo. Para mí, y como norma general, se podría decir que el 1 por ciento de la altura de deformación anual supone una condición de estabilidad límite.

**Luis M. Sopeña Mañas**

PONENTE

Yo lo que defiendo apasionadamente en estos casos es que la velocidad no es constante; es más acelerada al principio, en los tres o cuatro primeros años, y después entra en cierta desaceleración, y finalmente se hace un tanto senil, asintótica.

Por poner un ejemplo, con 40-50 metros de altura, los tres o cuatro primeros años la velocidad sería de 10 centímetros al año. Estamos hablando de casi 1 centímetro al mes; evidentemente, eso se mantuvo así hasta que llegamos a unos 30-40 centímetros, cuando empezó a decrecer, y en esa última etapa parecía que se desaceleraba. Yo creo que la tipología, la distribución de las velocidades es algo fundamental para ver, si el movimiento es muy pequeño, de qué tipo puede ser. Pero si estamos hablando de movimientos importantes, posiblemente si no se aprecia una desaceleración en un plazo razonable será signo de alarma, alerta o intervención. La aceleración como criterio añadido a la velocidad sería un concepto importante.

**José Blanco**

GEOPRO

Mi pregunta es relativa a la aplicabilidad de los muros anclados, dentro del conjunto de soluciones que hemos visto hoy.

Los muros anclados son una alternativa de las muchas disponibles. Una reflexión muy general y muy filosófica sobre los anclajes que, como todos sabemos, tiene cierta incertidumbre: sobre todo de esos que tienen que durar cuarenta, cincuenta años o cien. Confiar un riesgo alto a pocos elementos de este tipo no es muy aconsejable. Lo que pasa es que quizá los muros anclados son un conjunto bastante numeroso de este tipo de elementos, y lo que es recomendable es analizar la situación que se puede producir si uno o dos de estos elementos, agrupados o distribuidos de una forma determinada sobre una geométrica o la distribución espacial del problema no funcionan debidamente. Ésa sería una recomendación sobre los sistemas basados en este tipo de dispositivos. Por otra parte, existen las normas de buena práctica de diseño, ejecución y demás.

**Antonio Soriano Peña**

PONENTE

Quizás es la medida más cara y más contundente de los sistemas, y quizá la más efectiva. La experiencia yo creo que es muy buena. En el ejemplo que comentábamos de la presa del Atazar, hace mucho tiempo se planteó un problema grave en la estabilidad de la misma, y se resolvió con una solución de anclajes activos permanentes. Ahora lo que se hace es observarlos, y si existe un problema, incluso se podrían cambiar. Ahora que se observa, pues se ven; las últimas pruebas que se han hecho de ellos –que yo las conozco del año noventa y tantos–, unos treinta, treinta y tantos años después de puestos, estaban todos perfectamente. Había muchos anclajes puestos, y es, evidentemente, la medida más eficaz. Ahora, ¿qué pasa dentro de cien años? Pues lo que hay que hacer es observar los anclajes. Para mí, que mi experiencia no es tan larga y no sé qué va a pasar en tanto tiempo, es que no hay obra pública de éstas, salvo las obras hidráulicas quizá, que no requieran una reforma. Las carreteras cada cien años son inútiles, y estamos haciendo otras, y las vías de ferrocarril estamos haciéndolas nuevas. Pero yo creo que la solución para el problema de la durabilidad es la observación y la posibilidad del recambio de anclajes; esta medida es la más clara y la más contundente. De ahí se pasa, en lugar de ser muros anclados, a refuerzos parecidos tipo gunitas y bulones, y de ahí, a soluciones más locales, como claveteados. Pero la medida excepcional e importante para laderas inestables es la de muros anclados. La primera solución que yo vi fue la ladera de Atazar cuando estaba en obra don Manuel Romana, y es una obra excepcional que se sigue observando y donde la solución de los muros de anclajes ha sido la mejor solución.

**Manuel Romana**

STMR

Por alusiones. La ladera del Atazar que se estaba moviendo se resolvió con una solución de vigas y costillas que servían de apoyo a los anclajes. Tienen una densidad de fuerza del orden 7 toneladas por metro cuadrado, lo cual no es mucho, ni poco. Las laderas tenían una densidad de anclaje de fuerza de 10 toneladas por metro cuadrado, y cuando pasaron la ola de 100 metros cuadrados resistieron perfectamente las laderas. Además, había entre las costillas y las vigas un refuerzo de hormigón proyectado, de gunita. Además de anclado, había drenaje; unos drenajes que funcionan a partir de las galerías de reconocimiento, de manera que el drenaje también ha colaborado, y yo creo que de manera importante, aunque es difícil cuantificar cuánto cada uno.

Sobre mis conocimientos acerca de las velocidades de deformación, basado en mi experiencia y en muchísimos datos de laderas que se movían –las velocidades y mi experiencia personal–, es que el límite de velocidad cuando una ladera va a romperse rápidamente es de 2,5 centímetros por día. Si pasa de 2,5 centímetros por día, lo mejor que se puede hacer es marcharse. Pero por debajo de 2,5 centímetros/día ha habido laderas que se han estabilizado; velocidades inferiores se pueden estabilizar. Estoy trabajando ahora en una presa en México donde un corralito de casi 1 millón de metros cúbicos se llegó a desplazar casi 4 ml diarios, y se ha parado; de manera que ése es un poco el límite peligroso. Entiendo que 1 centímetro al mes necesita estudio, pero no es un riesgo inminente.

**César Sagaseta Millán**

PRESIDENTE

Lo bueno sería que estas magnitudes las diéramos de forma adimensional, si es posible; velocidades en función de la altura: es decir, el tanto por ciento de la altura del talud. Respecto al caso del talud de Yesa, el primero que había nombrado, se había dicho que la fuerza que se había aplicado era de  $0,12 \gamma h^2$ . Es más fácil calibrar la magnitud de esta fuerza si se expresa como  $\frac{1}{2} K \gamma h^2$ ; es decir, como si fuera un empuje lineal de un suelo sobre un muro. En este caso, el coeficiente K es 0,24, lo que supone que prácticamente aplicar una fuerza como si aquello fuera de un suelo, y entonces, obviamente, se calibra simplemente viendo el número, que eso es una fuerza importante. Sí me gustaría insistir en lo importante que son los datos que se dan siempre de obra: presión, fuerza, etcétera; si es posible, darlo de forma adimensional para poder comparar unas obras con otras.

**Antonio Soriano Peña**

PONENTE

Estoy pensando ahora en un compañero de promoción que no está aquí ahora. Tenía una presa que comenzó a moverse; estábamos en la época de navidades, y me llamó. Le pregunté: «¿Y cuánto se mueve, José María?» Me dijo: «Entre ayer y hoy se ha movido como 10 centímetros.» Entonces pensé en hacer lo que está sugiriendo Manuel Romana: salir corriendo. La presa se estaba moviendo tan rápido que el agua ya iba a pasar por encima de la coronación. Pero era un caso de colapso, que es una excepción, porque es una causa que provoca un descenso brusco a una velocidad aguda. El agua iba a pasar por su sitio y no por la coronación, y ésa fue la conversación que tuvimos el 22-23 de diciembre. El constructor de la obra dijo que iba a abrir el desvío del río para que saliera toda el agua por el desvío. Fue una situación dramática: unos señores preparándose para volar el desvío del río, que ya se había clausurado, para que saliera el agua por allí porque no se sabía si iba a verter por la coronación a la velocidad que estaba asentando, o por otro sitio. Aquella velocidad, efectivamente, se paró porque, una vez el colapso producido, ya no sigue produciéndose; es una curva muy brusca con una velocidad inicial muy alta de centímetros/día. No podía haber sido un deslizamiento. La presa era estable, se sabía porque había muchas parecidas, se había hecho ensayos, etcétera; no era un problema de estabilidad. En ese caso, con velocidades tan altas como las que dice Manolo Romana, ninguno salimos corriendo y aguantamos el tipo, y el colapso fue de unos 50/60 centímetros. El margen de desborde era de 1,5 metros, por lo que había bastante seguridad de que el colapso lo iba a superar. El día de Nochebuena, navidad más o menos, la presa comenzó a verter por su aliviadero; se paró el asiento en coronación, y allí paz y después gloria.

Hay veces que asientos de otra causa, asientos de humectación, pueden ser tan bruscos como centímetros diarios. Eso lo he visto ahí, en la presa de Giribalde, en una Semana Santa –parece que siempre coinciden con días festivos–, en que se registraron velocidades de descenso de más de 10 centímetros diarios en la coronación, durante un embalse brusco. Cuando el embalse es brusco y sube 6 metros de agua en un día, uno echa la cuenta de cuánto es el colapso que corresponde a 6 metros de escollera, y te puede explicar todo el asiento. Pero es que, además, se sumaba el colapso que había estado produciéndose, con lo cual se ha llegado a la velocidad de varios centímetros/día sin que hayan sido problema. Nunca han terminado en rotura. En resumen, si se aplica esto sin más, ¡jojo!, porque hay ocasiones tales como inundaciones, colapsos, mal funcionamiento de los drenajes que no significan inestabilidad, pero sí deformaciones muy altas.

**César Sagaseta Millán**

PRESIDENTE

Por eso la relación entre movimiento horizontal y movimiento vertical es un criterio muy claro de estabilidad/inestabilidad.

**Antonio Soriano Peña**

PONENTE

Cuando hacíamos flechitas de movimiento, si las flechitas caían dentro del perfil del movimiento, no me preocupaba; lo malo era cuando se salían, ¿verdad? Cuando bajan es que hay poco desplazamiento horizontal, y es más bien colapso. La dirección de los movimientos es importante.

**César Sagaseta Millán**

PRESIDENTE

Respecto a los inclinómetros que se han mencionado... Sucede en muchas ocasiones que, después de la colocación de los inclinómetros, la única indicación que se tiene de cuál es el eje X o el eje Y del inclinómetro es si la figura se mueve para un lado u otro. Se pierde gran cantidad de información por no saber situar el inclinómetro, porque nadie se ocupa de anotar fehacientemente la dirección X del local que se ha definido, si es la norte/sur, o la longitud del terraplén.

**Luis M. Sopeña Mañas**

PONENTE

Los famosos inclinómetros que se mueven ladera arriba.

**Gustavo Armijo Palacio**

GEOCISA

Una pregunta para Luis Sopeña sobre ejecución. Hemos visto los pozos de drenaje para estabilizar taludes con la construcción de revestimiento con anillos de chapa ondulada. En una bibliografía he visto también que este revestimiento se hace con muros prefabricados de hormigón de 1 metro de altura. Como no hay normativa al respecto: «¿Tienes información sobre el comportamiento de uno y otro revestimiento?»

**Luis M. Sopeña Mañas**

PONENTE

Sí, conozco casos para pozos relativamente moderados de entre 15 y 20 metros que se hacen con anillos sucesivos hincándolos para que se quede así revestido. Las condiciones del terreno, y sobre todo, la profundidad a alcanzar, influyen mucho en el tipo de ejecución y en cómo los diseñamos. Para profundidades relativamente moderadas, 10, 15 ó 20 metros, yo tengo la experiencia de que sí pueden funcionar. Es un sistema de menos rendimiento, un poquito más artesanal; pero, al fin y al cabo, es una alternativa. Evidentemente, luego hay que hacer permeable ese revestimiento. Son tecnologías un poquito diferentes. No obstante, cuando los niveles de exigencia son altos, no hay duda de que debe recurrirse a la chapa de acero y a las tecnologías más avanzadas.

**Gustavo Armijo Palacio**

GEOCISA

El otro comentario, sobre tu experiencia en este sistema. Están los drenes radiales, los pesos, las comunicaciones entre los pesos y el sistema de salida de izado, que es un punto crítico. Has visto alguna obra en la que este sistema de salida se haya duplicado; es decir, no necesitase tubos de salida desde el interior, si es que la topografía lo permite. Pero queda claro que, si se obstruye, es muy complicado volver a perforar.

**Luis M. Sopeña Mañas**

PONENTE

Está claro que a veces los sistemas se duplican porque el no funcionamiento puede ser el origen de un problema bastante grave. Depende del nivel de aseguramiento que se pueda realizar, porque la idea es que estos pozos sean visitables y que por lo menos una vez al año se haga una visita; que se limpien con mangueras con alta presión, por ejemplo, y se compruebe que funciona la conexión hidráulica y demás; pero, aun así, en ocasiones se han hecho duplicados. Y también a veces sucede que, si la distancia a la ladera por la topografía induce a tener que hacer perforaciones de 300 ó 400 metros, como es el caso de la ladera que he comentado antes de la grieta famosa, evidentemente, hay que hacer una evaluación. Es muy deseable que el agua salga por gravedad; pero si no se puede alcanzar esto con unos determinados costes razonables, entonces tenemos que recurrir a otros dispositivos. A veces, lo que se hace es uno o dos pozos colectores en los que se saca el agua por bombeo, y de esta forma estamos reduciendo el riesgo o la probabilidad de no funcionamiento del sistema. En lugar de tener cuarenta pozos y cuarenta motivos de riesgo, estamos concentrando el riesgo en dos pozos. Estos pozos se suelen hacer con un diámetro todavía mayor; son pozos en los cuales se pasa a un diámetro de 2,5 ó 3 metros. (Se han utilizado a veces anillos, que es más costoso, laborioso; pero se trata de hacer unos pozos visitables completamente con medios normales, incluso con montacargas para poder sacar bombas.) Los equipos de bombeo e instalaciones eléctricas se duplican a su vez en cada pozo, con lo cual el riesgo disminuye. Evidentemente, es una alternativa, porque a veces el agua va por gravedad hasta los propios pozos colectores, y de ahí hay que sacarla. Por supuesto, duplicando los equipos en cada pozo y a veces duplicando anillos en los pozos colectores. En los sistemas alternativos el agua pueda evacuar también por sistemas de aliviaderos donde el agua puede alcanzar el nivel del pozo, y si no sale por donde tendría que salir en principio, puede salir alternativamente a otra comunicación. Todo dependerá del nivel de riesgo que podamos asumir, de la sensibilidad del problema de la estabilidad a este drenaje. Como he dicho antes, al drenaje le confiamos una cierta eficacia, le damos un intervalo de confianza. Entonces, a su vez, hay que hacer un análisis de sensibilidad. Si el drenaje estamos suponiendo que le situamos en el nivel del agua permanente a la cota - 45, para entendernos: «¿Qué ocurre si en un determinado momento está a la - 40, o a la - 30, o a la - 20?»... Entonces, viendo eso, tenemos que adoptar medidas de uno u otro tipo de sistema.

**César Sagaseta Millán**

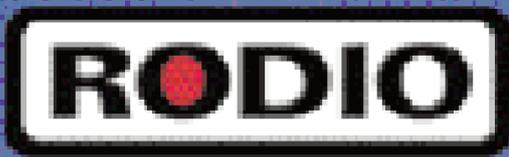
PRESIDENTE

Ya con esta intervención damos por concluida la mesa. La verdad es que ha sido una discusión muy activa, y quisiera dar las gracias a ponentes y participantes por sus aportaciones.

Segunda Sesión:

## EJECUCIÓN Y CONTROL

Ponentes: D. José Luis Fernández Ibarguren (RODIO)  
D. Fernando de la Guardia Escardó (KELLERTERRA)  
D. José Polo Narro (SITE)  
D. José Luis Arcos Álvarez (KRONSA)  
D. Gustavo Armijo Palacio (GEOCISA)



# INGENIERÍA DEL SUBSUELO

Las empresas del Grupo RODIO han colaborado en la ejecución de importantes obras. Su actividad a lo largo de 70 años se ha centrado en la solución de todo tipo de problemas planteados por terrenos difíciles, utilizando una gama muy completa de técnicas, como:

- Pilotes "in situ"
- Pantallas continuas
- Regeneración del hormigón
- Recalce y restauración de edificios
- Inyecciones de compensación
- Inyecciones de impermeabilización y consolidación de obras hidráulicas
- Medio ambiente
- Obra civil
- Andajes
- Pozos preñantes
- Jet-Grouting
- Mejora de suelos



## Actuaciones Geotécnicas para la Protección y Refuerzo de Taludes

RODIO Cimentaciones Especiales, S.A.

Velázquez, 79 - 28º - 28001 MADRID

Tel: 91 562 46 10 / 91 560 18 25

Fax: 91 561 30 13 / 91 569 14 40

E-mail: [rodio@rodio.com](mailto:rodio@rodio.com)

[www.rodio.com](http://www.rodio.com)



# TERRATEST

MUELLE DE MALIAÑO, PUERTO DE SANTANDER



## Pilotes In situ de gran diámetro

La solución adoptada tanto para la cimentación en tierra como la cimentación a flote fue la de pilotes. Así los trabajos sobre tierra consistieron en la ejecución de seis pilotes de  $\phi$  1500 mm y profundidades de aproximadamente 35 m. Estos pilotes formaban los encepados de los dos estribos del puente, uno en cada muelle.

Los trabajos a flote, sobre una pontona, tienen por finalidad la ejecución de dieciséis pilotes de  $\phi$  2000 mm y profundidades de 45 m, a cola de muelle y empotramiento de aproximadamente 30 m en el lecho marino, estos pilotes formarán dos grupos de ocho pilotes, donde se asentarán dos cajones de hormigón prelabrado que albergarán el mecanismo de giro de la estructura.



**TERRATEST**

CIMENTACIONES, S.L.

Miguel Yuste, 45 Bie  
28037 Madrid  
Tel.: 914 23 75 00  
Fax: 914 23 75 01  
<http://www.terratest.es>  
E-mail: [terratest@terratest.es](mailto:terratest@terratest.es)



Miembro de:



# Estabilización de talud. Supermercado Hipermás de Escazú (San José, Costa Rica)

José Luis FERNÁNDEZ IBARGUREN  
RODIO

## 1. Ubicación de la obra

La obra en estudio se halla emplazada en Escazú (oficialmente, San Miguel de Escazú), capital del cantón de Escazú, en la provincia de San José de Costa Rica, a unos 9 km de la capital, San José, en dirección oeste.

## 2. Geología de la zona

El cantón de Escazú está constituido geológicamente por materiales de los periodos terciario y cuaternario, predominando las rocas intrusivas del terciario.

Del periodo terciario se encuentran rocas de origen sedimentario e intrusivo del mioceno.

Las sedimentarias están representadas por una secuencia de materiales constituida por interestratificaciones de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas, limolitas y lutitas, todas tobáceas.

Las rocas intrusivas están constituidas por dioritas cuarcíticas y granodioritas; también gabros y granitos.

Entre los materiales del periodo cuaternario se localizan rocas de origen volcánico y sedimentario del holoceno.

Las primeras pertenecen a materiales volcánicos, tales como lavas, tobas y piroclastos. Las rocas sedimentarias corresponden a depósitos fluviales y coluviales en el sector aledaño a ciudad de Escazú y el área al sur de la misma.

ESCAZÚ



Figura 1. ESCAZÚ.



Figura 2. COSTA RICA.

### 3. Estratigrafía general de la zona en estudio

La estratigrafía determinada por medio de los sondeos presentaba la siguiente configuración:

- **Rellenos heterogéneos**, predominantemente limosos, entre 0 y 10 m de profundidad, con presencia de material vegetal orgánico en capas alternas.
- **Arcillas y limos** de alta compresibilidad, entre 6,50 y 7,50 m de profundidad.
- **Lahares** (lavina), gravas y bolos, en matriz limo arenoso, entre 10 y 17 m de profundidad.
- **Toba volcánica** entre 17 y 32 m de profundidad.

A efectos del estudio realizado se consideraron únicamente los rellenos, los lahares y la toba volcánica, materiales estos directamente implicados en lo acaecido.

### 4. Sismicidad de la zona en estudio

A los efectos de cálculo de la solución estudiada se adoptó un coeficiente de aceleración sísmica horizontal de 0,20 g.

### 5. Resumen cronológico de los hechos acaecidos

En el mes de enero del 2003 se inicia la construcción de una nave comercial de aproximadamente 8.000 m<sup>2</sup> de superficie, en la que se albergaría uno de los supermercados de mayor envergadura del país: Hipermás.

La nave es una estructura metálica porticada y cimentada mediante zapatas de hormigón armado.

Con la finalidad de disponer de la superficie de 8.000m<sup>2</sup> requerida se recurre al relleno en media ladera de aproximadamente 2/3 de dicha superficie.

El relleno se realiza mediante material limoso compactado procedente de zonas de préstamos cercanas, predominantemente de los trabajos de construcción de la carretera aledaña.



Figura 3. VISTA GENERAL DE LA NAVE UNA VEZ FINALIZADA.

Una vez finalizada la construcción de la nave, ésta debía estar operativa antes de la navidad del 2003.

En julio de dicho año, en plena época de lluvias, se detectan algunas grietas en la nave comercial y en obras circundantes también cimentadas sobre el relleno realizado.

En las mismas fechas se inician por parte de la empresa consultora de geotecnia los estudios para evaluar la estabilidad del talud.

En octubre comienzan a detectarse grietas en la losa de la nave comercial y se contrata a Rodio Swissboring para realizar el sellado de las mismas mediante inyecciones de lechada de cemento por gravedad.

De forma paralela se inician labores generales de auscultación de la estructura.

Como resultado de dichas labores de auscultación se comienzan a detectar asentamientos en el primer pódico paralelo y más cercano al borde del talud. Por lo que la empresa consultora de geotecnia propone:

- Recalce de todas las zapatas perimetrales próximas al borde del talud, tarea asignada a Rodio Swissboring.
- Estabilización del espesor de relleno mediante la ejecución cercano al borde del talud de una pantalla de pilotes de  $\phi$  300 mm de 18 m de profundidad y espaciados aproximadamente cada 1 m, tarea asignada a otra empresa.

Durante el proceso de ejecución de los pilotes y de los micropilotes, el 12 de noviembre ocurre un deslizamiento de dimensiones considerables en el borde del talud.

El deslizamiento es consecuencia de la propia inestabilidad del talud y ayudado por la perforación de los pilotes a causa de la acción del agua.

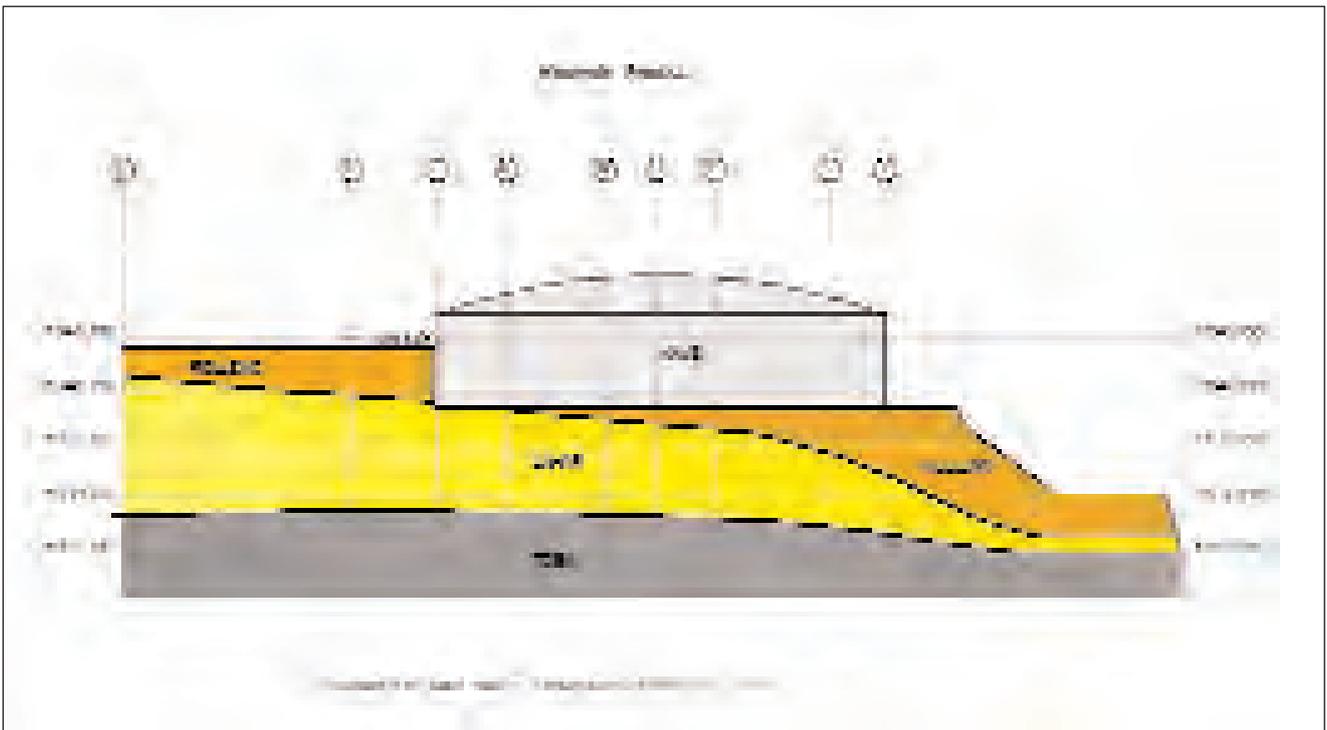


Figura 4. CORTE LITOLÓGICO.

El 14 de noviembre, Rodio Swissboring comienza los trabajos de mitigación en la zona de derrumbe consistentes en el saneamiento de la zona derrumbada y ejecución de un muro de hormigón proyectado anclado con dos hileras de anclajes para tratar de preservar la integridad de la estructura.

En las mismas fechas se colocan tres inclinómetros con objeto de detectar y cuantificar los posibles deslizamientos generales del talud.



Figuras 5 y 6. DESLIZAMIENTO DEL 12 DE NOVIEMBRE DE 2003.





Figuras 7 y 8. TRABAJOS DE MITIGACIÓN.



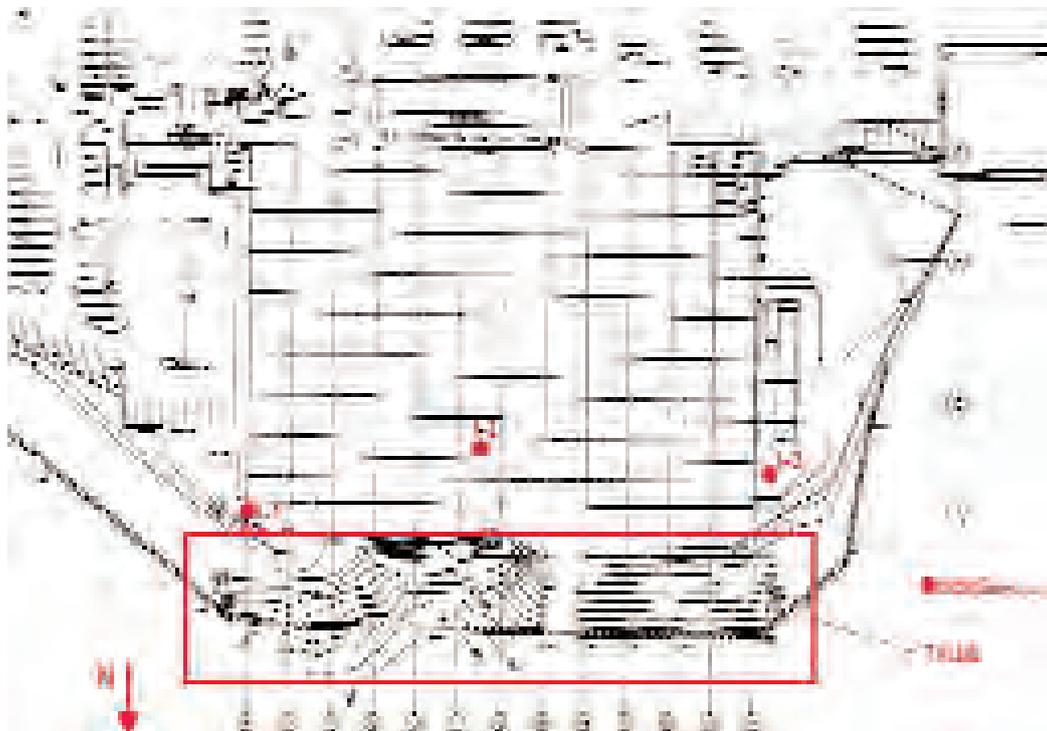
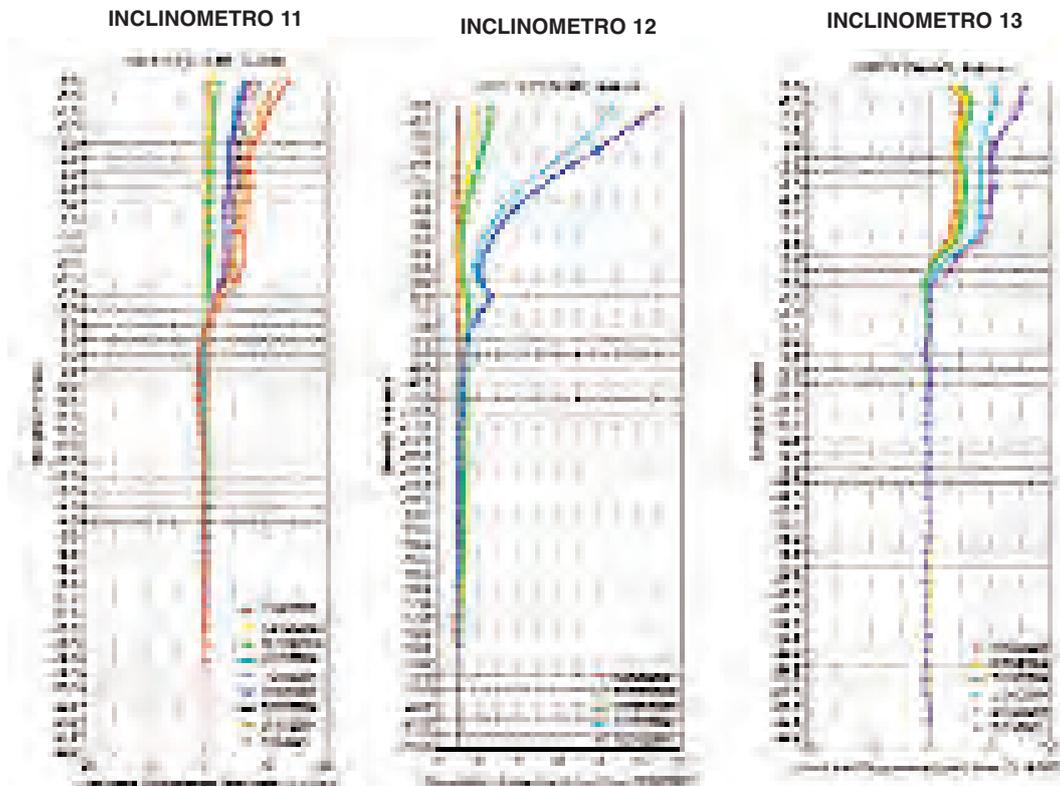


Figura 9. UBICACIÓN DE LOS INCLINÓMETROS.



Figuras 10, 11 y 12. LECTURAS DE LOS INCLINÓMETROS.

Durante el mes de diciembre se terminan los trabajos de mitigación.

A partir de las lecturas realizadas en los inclinómetros colocados y de los daños observados en la estructura se confirma la existencia de una falla de bloque aproximadamente en el contacto entre el relleno y el lahar.

En forma paralela a los trabajos de mitigación se realiza un proyecto de estabilización del talud consistente en :

- Ejecución de un muro de hormigón proyectado de 30 cm de espesor.
- Ejecución de seis niveles de anclajes de larga duración (doble protección).
- Ejecución en la base del talud de una pantalla de micropilotes, en cuya cabeza se ejecuta la última hilera de anclajes.
- Ejecución de drenes subhorizontales.

En el mes de diciembre, y a continuación de los trabajos de mitigación, se comienza a ejecutar el proyecto de estabilización definitiva.

## 6. Análisis de la estabilidad del talud

Los cálculos referentes a la estabilidad del conjunto se realizaron con ayuda del programa Talren 97, analizándose dos situaciones:

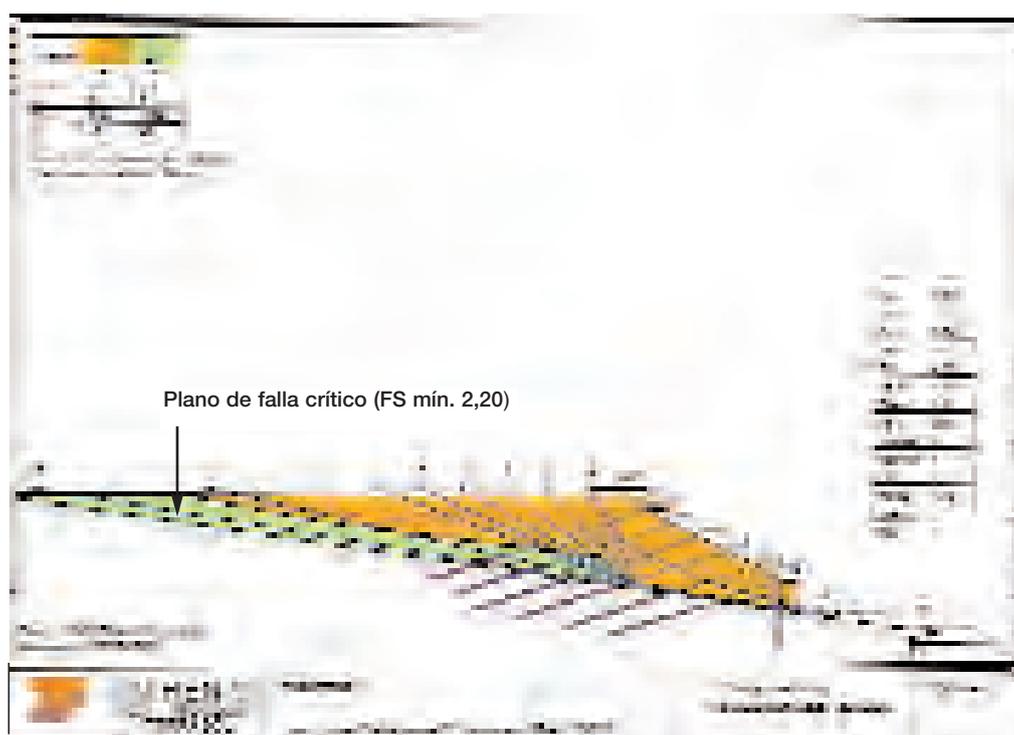


Figura 13. SITUACIÓN SIN SISMO.

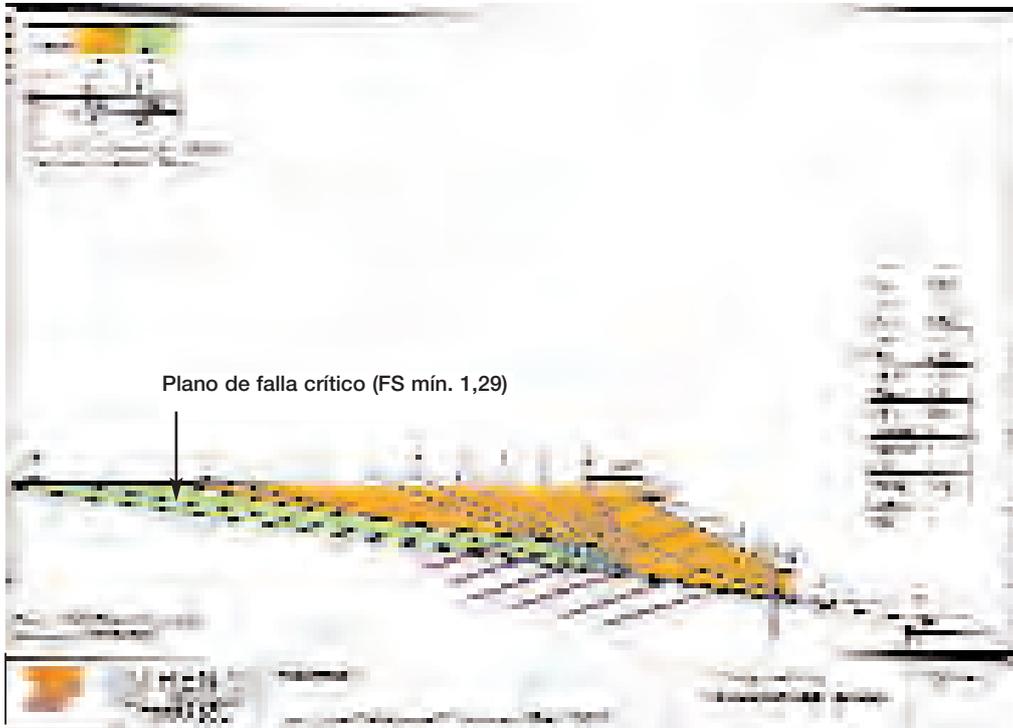


Figura 14. SITUACIÓN CON SISMO (FS MÍNIMO TEÓRICO: 1,29).

## 7. Sección esquemática de la solución adoptada

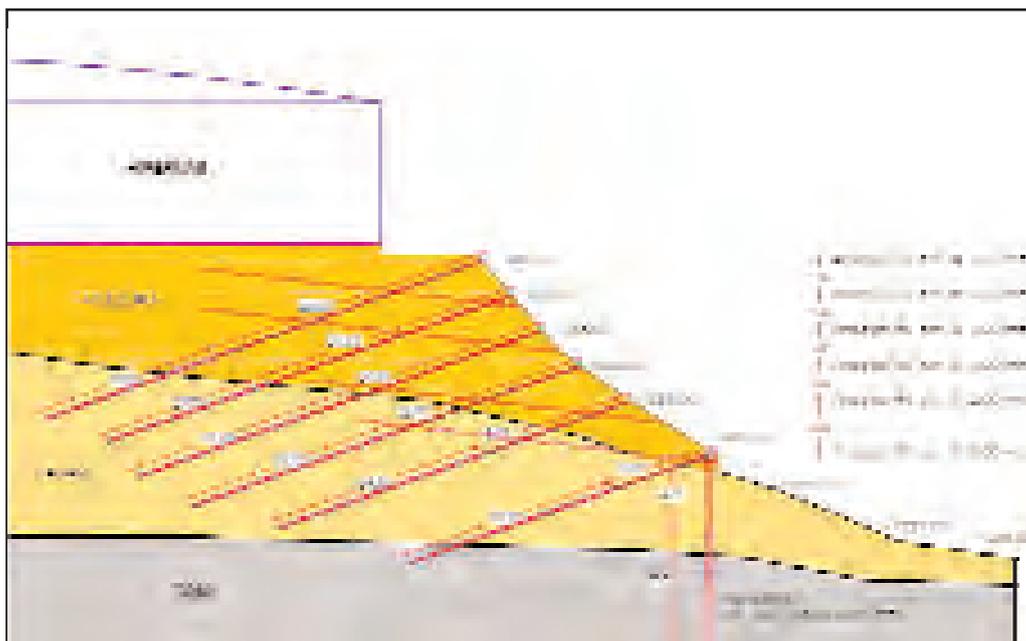


Figura 15.



#### **d) INYECCION DE PRESIÓN**

Transcurridas doce horas desde la inyección de relleno, se procede a inyectar a presión.

La inyección se realiza por medio de un circuito que enlaza la bomba con el punto obturado.

La presión de inyección se mide en boca de taladro y la inyección se hace a través de válvulas antirretorno (manguitos de goma) situadas en la zona de bulbo del anclaje.

#### **e) TENSADO**

Una vez transcurrido el tiempo necesario para el fraguado y endurecimiento de la lechada de inyección, se procede al tensado de los anclajes, previa colocación de cuñas de bloqueo y demás elementos necesarios.

#### **f) PROTECCION FINAL DE LAS CABEZAS**

La cabeza de los anclajes de larga duración se cubrieron con una tapa protectora.

El interior de esta cabeza se rellenó de grasa de protección.

### **MICROPILOTES**

#### **a) PERFORACION**

La perforación se realizó emboquillando en los puntos y con las inclinaciones especificadas en el proyecto.

Se separaron en planta 0,75 m.

El diámetro de perforación fue de 200 mm.

El método de perforación se eligió en función de la naturaleza y características del terreno a atravesar, realizándose con equipos hidráulicos a rotación y rotoperCUSión, dotados con martillo en cabeza, y manteniéndose las paredes de la perforación mediante entubación provisional.

#### **b) INSTALACION DE LA ARMADURA**

Una vez terminada la perforación y limpia de detritus, se rellenó el interior de la tubería de revestimiento con lechada de cemento, y se colocó la armadura del micropilote.

La armadura de los micropilotes está formada por perfiles IPN-120 ( $f_e \approx 2.530 \text{ kg/cm}^2$ ).

#### **c) INYECCION**

La dosificación de la lechada de inyección fue la siguiente:

- Cemento            100 kg.
- Agua                50 l.

## 9. Secuencia gráfica de los trabajos realizados



Figura 18. SANEAMIENTO Y EJECUCION DE ANCLAJES (1ª fila).



Figura 19. COLOCACION DEL ACERO DEL MURO (1ª fila).



Figura 20. PERFORACION DE ANCLAJES (3ª fila, parte central).



Figura 21. LANZADO DE HORMIGON.



Figura 22. VISTA DEL MURO LADO ESTE (3ª fila).



Figura 23. VISTA DEL MURO LADO OESTE (3ª y 4ª fila).



Figura 24. VISTA DEL MURO LADO ESTE CON LOS MICROPILOTES EN EL PIE DEL TALUD.



Figura 25. VISTA DEL MURO EN LA ACTUALIDAD.

## 10. Instrumentación realizada en obra

Se instalaron:

- 3 inclinómetros en la zona de la nave 11, 12 y 13, con lecturas semanales al comienzo de la obra y espaciándose luego a 10 días hasta la conclusión de la obra, y cada 6 meses, una vez concluida la obra.
- 4 inclinómetros en dos ejes verticales, con lecturas semanales.
- 10 celdas de carga, con lecturas cada 45 días durante la fase de construcción, y semestralmente, una vez finalizada la obra.



Figura 26. VISTA GENERAL DE LA OBRA UNA VEZ TERMINADA.

# KELLERTERRA

Estabilización de ladera en las Ramblas de Jinamar, Las Palmas

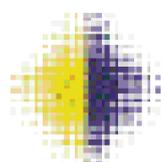
## Anclajes, SoilNailing, Micropilotes, Auscultación

El proyecto de estabilización de la ladera de las Ramblas de Jinamar, Las Palmas, consistió en la ejecución de un sistema de estabilización de ladera por anclajes y micropilotes, así como de un sistema de monitorización de la ladera mediante el uso de sensores de desplazamiento y inclinación.

El sistema de estabilización de ladera se ejecutó mediante el uso de anclajes y micropilotes, así como de un sistema de monitorización de la ladera mediante el uso de sensores de desplazamiento y inclinación.

El sistema de monitorización de la ladera se ejecutó mediante el uso de sensores de desplazamiento y inclinación, así como de un sistema de alertas por correo electrónico y SMS.

El sistema de estabilización de ladera se ejecutó mediante el uso de anclajes y micropilotes, así como de un sistema de monitorización de la ladera mediante el uso de sensores de desplazamiento y inclinación.



**KELLERTERRA**

Miguel Vico, 45 Dto  
28037 Madrid  
Tel: 914 29 76 61 Fax: 914 29 76 61  
http: [www.kellerterra.com](http://www.kellerterra.com)  
E-mail: [kellerterra@kellerterra.com](mailto:kellerterra@kellerterra.com)



# Actuamos en el presente,

Rehabilitación de estructura en la "Curva del Plátano" (Ceuta)

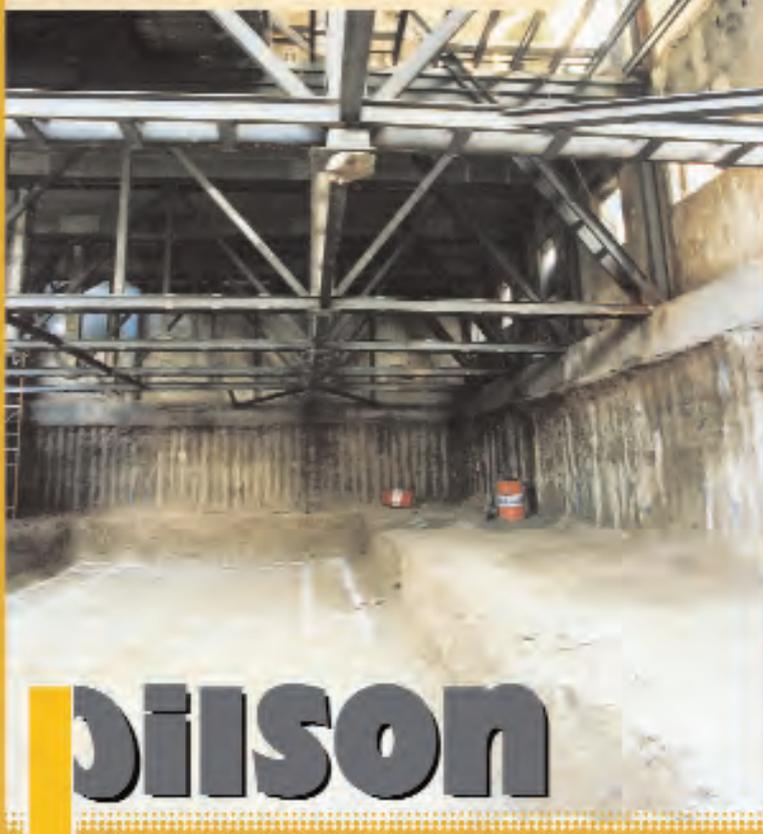


Rehabilitación y creación de sótano en un edificio para el Museo de Artes y Tradiciones Populares de Madrid (C/ Carlos Arniches)

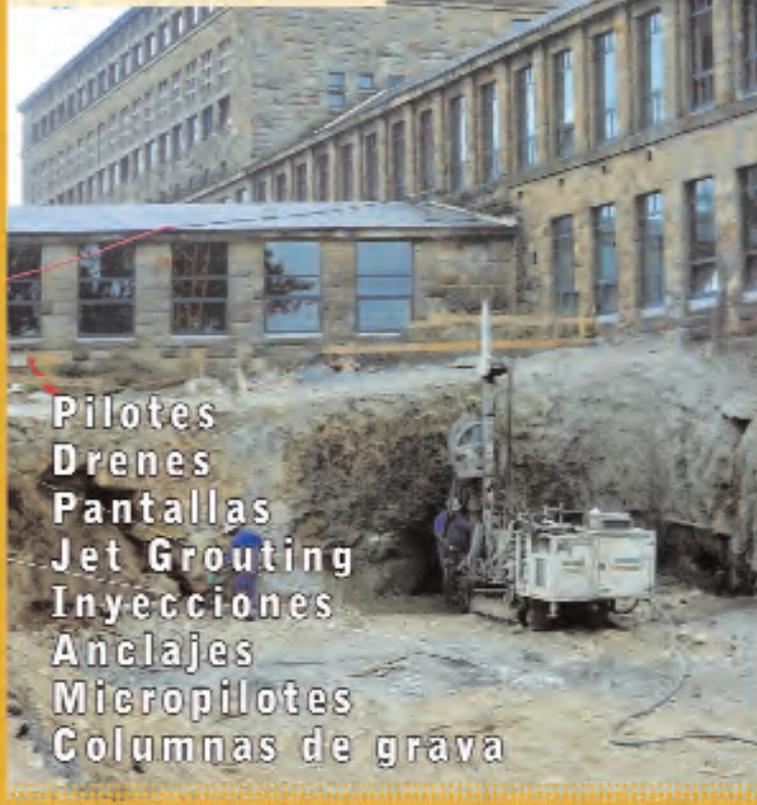


# Rehabilitamos el pasado

Rehabilitación con creación de sótanos en un edificio en el Paseo de Extremadura (Madrid)



Rehabilitación de Sala para Teatro y Audiciones en la Universidad Laboral (Gijón)



- Pilotes
- Drenes
- Pantallas
- Jet Grouting
- Inyecciones
- Anclajes
- Micropilotes
- Columnas de grava

# Pilson

TECNICAS DEL SUBSUELO

[www.pilson-ts.com](http://www.pilson-ts.com)

PÉLIX BOIX, 7 - 28036 MADRID - Tel: 91 359 00 01 - Fax: 91 359 99 62



# Estabilización de ladera en las Ramblas de Jinamar (Las Palmas de Gran Canaria)

**Fernando DE LA GUARDIA ESCARDÓ**  
INGENIERO AGRÓNOMO  
KELLERTERRA

## 1. Introducción

El domingo 28 de enero de 2007 se produjo el derrumbe accidental de parte del muro de contención sito en la trasera de los bloques 1 al 6 del grupo de 594 viviendas de protección oficial de promoción pública en uno de los muros de la zona norte de la Rambla central del polígono de Jinamar, en las Palmas de Gran Canaria.

El derrumbe generó cierta alarma social respecto a las posibles afecciones que podrían originarse con el fallo de los otros muros y taludes, por lo que se procedió al desalojo de varias viviendas dentro de un perímetro de seguridad.

La rotura del muro, denominado M3 (Fotografía 1), se produjo en una zona en la que éste tenía una altura aproximada de 9,5 m, contando con tres niveles de anclaje al terreno en el alzado del muro y uno al nivel de cimentación.



**Fotografía 1. MURO DERRUIDO.**

La invasión de los taludes de coronación de los muros, por edificaciones en mal estado de conservación, había convertido la coronación de los taludes en un depósito de escombros y basura. Se destaca que las edificaciones de los taludes de coronación (Fotografía 2) se entienden como una sobrecarga no contemplada en el proyecto de ejecución del muro, habiendo incrementado las solicitaciones sobre el muro y los anclajes.

Asimismo hay que destacar el aumento de las filtraciones de agua en los taludes, provenientes de piscinas, aljibes y huertas, no previstas inicialmente pero existentes *de facto*, a las que hay que sumar las de la escorrentía natural del agua de lluvia.

Las escasas huellas que reflejan el drenaje del muro se encuentran precisamente en las cabezas de los anclajes, estando éstas marcadas por restos de oxidación, lo cual indica que el drenaje no se había estado produciendo por el camino habitual, que serían los mechinales, probablemente obstruidos por falta de mantenimiento.

En la inspección realizada se pudo constatar que los anclajes del muro derruido presentaban corrosión, probablemente debido a la infiltración de humedades dentro del sistema de protección de los mismos, que parece corresponderse con la técnica usada habitualmente por las empresas locales en las islas en la época en que se construyó el muro.

La disminución de la protección contra la corrosión, atribuible a la penetración de los agentes agresivos externos, junto con el incremento de carga sobre el muro, debido a la presión del agua infiltrada en su trasdós tras los sucesivos episodios de lluvias acaecidos a lo largo de los años de servicio, han inducido a la pérdida de sección de los cables por corrosión y, por tanto, de su capacidad resistente, lo cual ha ocasionado la rotura de los mismos.

Por otra parte, la posibilidad de que la sobrecarga que originó la rotura fuera el agua acumulada tras el muro se ve apoyada por el estado de los drenajes del muro, mecinales, que no tienen continuidad en el terreno del trasdós, y que estaban cegados en su mayor parte.

La falta de mantenimiento de los mecinales del muro, de la cuneta y de los taludes de coronación ha potenciado las patologías comentadas, llegando al colapso del sistema estructural.



Fotografía 2. VISTA AREA DE LA ZONA DE ACTUACION.

Existían, además, otras zonas asociadas a la misma ladera, con taludes que presentaban una inclinación muy elevada, superior a  $75^\circ$  en muchos casos, estando formados por alternancias de distintos terrenos con estructura de suelo, estimándose unas condiciones de estabilidad muy estrictas.

Debido a procesos de alteración y meteorización, se consideró que podría estar produciéndose una paulatina pérdida de cohesión de estos materiales, con la consiguiente disminución del coeficiente de seguridad. Indicativo de este proceso de deterioro paulatino son los pequeños conos de derrubios presentes al pie de ciertas zonas de los taludes.

En la parte en que los materiales –de estructura rocosa– que forman los taludes presentan elevada cohesión existían abundantes signos de inestabilidad potencial tales como fisuras y grietas. Existían también zonas en las que, fruto de la erosión, quedaban bloques descalzados, alcanzando una estabilidad muy estricta a medio plazo.

En estos taludes que presentan un riesgo alto de inestabilidad a medio/corto plazo también se diseñó una estabilización.

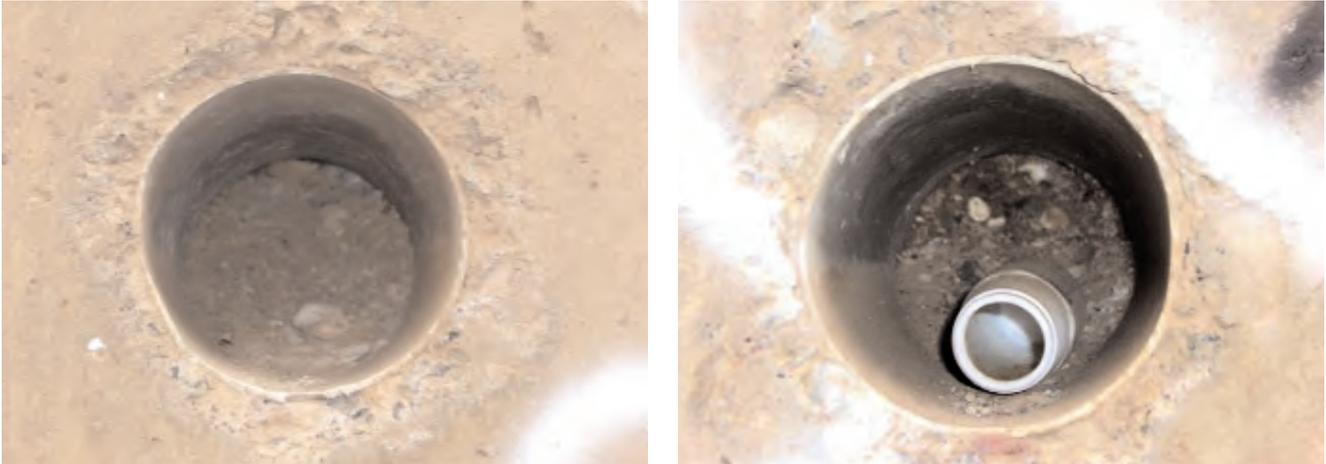
## 2. Análisis de causas del fallo del muro anclado

Kellerterra realizó, en situación de emergencia, un levantamiento topográfico de la situación actual de los muros, controlando los movimientos de los mismos y saneando los mecinales, con la finalidad de aliviar las posibles presiones que bolsas de agua pudieran estar generando en los muros, así como un estudio geotécnico de la zona para poder disponer de los parámetros de cálculo que definirían la solución definitiva.

Se realizó, además, una exhaustiva inspección visual, y se dispuso de la información referente al proyecto de ejecución de los muros.

Así pues, se consideró la siguiente información de partida:

- Planos núms. 2, 3 y 4 de junio de 1993, del anclaje-muro pantalla del primer proyecto modificado al complementario de acondicionamiento de la parcela, muro de contención, zona norte, bloques 1-6.
- Memoria descriptiva del expediente de construcción del muro-pantalla de hormigón armado anclado al terreno, para sujeción de las tierras de la ladera posterior, indicando las incidencias de construcción con fecha 5 de octubre de 1992.
- Informe geotécnico del terreno realizado por Kellerterra, con registro núm. 1004, de febrero del 2007.



Fotografía 3. MECHINALES OBSTRUIDOS.

- Planos topográficos y fotografías aéreas del área de afección.
- Control topográfico del movimiento de los muros sobre catorce perfiles desde febrero de 2007.
- Visitas de inspección del personal especializado de Kellerterra.

La rotura del muro se produjo en una zona en la que éste tenía una altura de aproximadamente 9,5 m, contando con tres niveles de anclajes al terreno en el alzado del muro y uno al nivel de cimentación.

En esta tipología de muro, el fallo o rotura suele desprenderse de un fallo en los anclajes, produciéndose un fenómeno de rotura progresiva.

La rotura progresiva se produce porque el fallo de un anclaje (rotura o disminución de su capacidad) sobrecarga los anclajes adyacentes, produciendo el fallo de éstos y repitiéndose el fenómeno progresivamente hasta que la rotura se ve detenida por una discontinuidad en el muro (junta de dilatación, como es nuestro caso), o se llega a una zona menos cargada del muro por contar con mejor terreno en el trasdós, menor empuje de agua, etc.

La posibilidad de que la sobrecarga que originó la rotura fuera el agua acumulada tras el muro se ve apoyada por el estado de los drenajes del muro (mechinales), que no tienen continuidad en el terreno del trasdós y que estaban cegados en su mayor parte, como puede observarse a continuación (Fotografía 3).

Los primeros resultados del saneo de los mechinales del muro no ofrecieron los resultados esperados, pues no se liberó ninguna bolsa de agua. Este hecho hizo pensar en que la acumulación de agua se produjo superficialmente actuando como una sobrecarga en la coronación.

En la inspección visual realizada se constató que los anclajes existentes contaban con un insuficiente sistema de protección contra la corrosión. En la siguiente fotografía (Fotografía 4) se aprecia cómo los cables de anclaje únicamente



Fotografía 4. PROTECCION ANTE LA CORROSION DEFICIENTE EN ANCLAJES PERMANENTES.

están recubiertos por una vaina de material plástico, siendo patentes los signos de corrosión. Las escasas huellas que refleja el drenaje del muro se encuentran precisamente en las cabezas de los anclajes, estando éstas patentes por restos de oxidación, lo que indica claramente que el sistema de anclaje se encuentra en mal estado.

De hecho las comprobaciones realizadas en obras constatan que las partes más afectadas por corrosión en estos anclajes corresponden al primer metro, corroborando las teorías de diversos autores en esta materia. De acuerdo con la *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*, del Ministerio de Fomento, el sistema de protección anticorrosión en anclajes permanentes se indica en la siguiente tabla, extraída de la citada guía:

| ZONA DEL ANCLAJE                        | SISTEMA DE PROTECCIÓN  |  |
|---|--|--|
| <b>Zona de bulbo</b>                    | Uno de entre los que se citan  | Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, con vaina estanca entre la lechada de cemento que protege el tirante y la inyección del bulbo. Espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo: 5 mm.       |
|   |  | Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, preinyectado con lechada de cemento. Espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo: 5 mm.   |
|   |  | Dos tubos concéntricos corrugados conteniendo el tirante, preinyectados, la zona central y el espacio anular, con un producto viscoso de protección o lechada de cemento. Espesor mínimo de recubrimiento: 5 mm. |
| <b>Zona libre</b>                       | Uno de entre los que se citan  | Una vaina de plástico por tendón, rellena de producto viscoso de protección. Más A, B o C de la relación siguiente.  |
|   |  | Una vaina de plástico por tendón, rellena de lechada de cemento. Más A o B.  |
|   |  | Una vaina de plástico común al tirante, rellena de lechada de cemento. Más B de la relación siguiente.   |
|   |  | A) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de producto viscoso anticorrosión.  |
|   |  | B) Un tubo de plástico común al tirante, con los extremos soldados y estancos a la humedad.  |
|   |  | C) Un tubo de plástico común al tirante, relleno de lechada de cemento.  |
| <b>Enlace entre cabeza y zona libre</b> | Un tubo metálico, o de plástico, estanco y solidario a la placa de anclaje. Se unirá de forma estanca –o se emplearán juntas tóricas– al tubo de plástico exterior de la zona libre. Se rellenará de lechada de cemento o un producto viscoso de protección.     |  |
| <b>Cabeza</b>                           | Caperuza metálica revestida o galvanizada, de 3 mm de espesor mínimo de pared, o caperuza rígida de plástico, de al menos 5 mm de espesor de pared, fijada a la placa de apoyo. Se rellenará de un producto viscoso contra la corrosión y junta de estanqueidad. |  |

La falta de una correcta protección contra la corrosión provocó la pérdida de sección de los cables y, por tanto, de su capacidad resistente. Esta pérdida de capacidad, junto con un posible incremento de carga sobre el muro debido a la presión del agua infiltrada en su trasdós tras los últimos episodios de lluvias, produjo la rotura de los mismos, como puede observarse (Fotografía 5):

También, confirmando las hipótesis de fallo de los anclajes, se apreciaban desplomes del muro y separación del muro y la cuneta colocada en el trasdós. Además, la cuneta presentaba en ciertas zonas grietas y fisuras, indicativas de movimientos en el terreno. Estas circunstancias se aprecian en la siguiente fotografía (Fotografía 6).



Fotografía 5. PROTECCION CONTRA LA CORROSION DEFICIENTE EN ANCLAJES.



Fotografía 6. DESPLOMES EN EL MURO Y CUNETETA.

El muro de hormigón armado presentaba agrietamientos y fisuraciones en su cara vista, si bien el mecanismo de rotura debido al fallo de los anclajes llevaría a la generación y redistribución de esfuerzos no previstos, aumentando dichas grietas y fisuras.

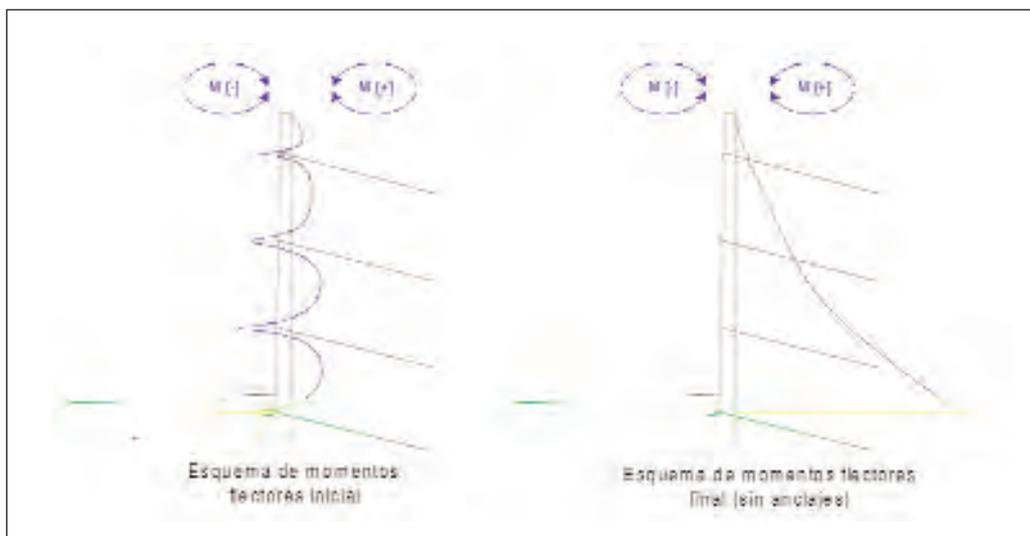
En caso de que los anclajes vayan perdiendo capacidad, el muro pasa a tener un esquema estructural en ménsula en que los momentos en la base se incrementan por encima del momento último de diseño.

La siguiente figura esquematiza las leyes de momentos flectores con los anclajes funcionando (situación prevista en proyecto) y la final en que los anclajes han perdido totalmente su capacidad de carga.

Dado el incremento de los esfuerzos de flexión y cortante, puede llegarse a la rotura incluso antes de que se produzca el fallo total de todos los anclajes.

Adicionalmente, la pérdida de fuerza de anclaje supone un incremento de las solicitaciones a nivel de cimentación muy importante, pudiendo producirse el hundimiento por presión excesiva y/o el vuelco del muro dadas las estrictas dimensiones de la cimentación concebida para el mecanismo resistente inicial.

De cara a la evaluación de la capacidad estructural del muro, cabe señalar los siguientes aspectos:



- La manifestación de la patología del muro se produce en la cara de tierras, dado el esquema de las solicitaciones, pudiendo llegarse a la rotura sin que en el paramento visto se aprecien fisuras importantes hasta poco tiempo antes de la rotura.
- Los recubrimientos en la cara de tierras del muro son muy escasos: 3,2 cm, según los planos de proyecto, frente a los 7 cm que la Instrucción de Hormigón Estructural EHE vigente exige a los elementos en contacto con las tierras.
- Adicionalmente, tal y como se observa en las siguientes fotografías, correspondientes a la zona de la rotura (Fotografía 7), el recubrimiento real de las armaduras puede ser nulo en algunos puntos, presentando las armaduras signos evidentes de corrosión.

Por las razones anteriores se estima que la capacidad mecánica del muro puede estar mermada de forma importante debido al cambio progresivo de las solicitaciones producidas por la disminución de la fuerza de anclaje, pudiendo haberse alcanzado la plastificación en algunos puntos. Además de que la corrosión de las armaduras en la cara de tierras (armaduras más solicitadas conforme va disminuyendo la carga de los anclajes) puede haber disminuido su capacidad mecánica.



**Fotografía 7. ZONA DE ROTURA.**

Por tanto, el muro se estima que cuenta con unas condiciones de seguridad y capacidad mecánica inferiores a las proyectadas, contando además con un estado de deterioro que, si bien no es fácilmente evaluable, sí hace recomendable su no consideración resistente en futuras actuaciones

Los taludes naturales de la zona presentan un elevado grado de erosión, tal y como puede apreciarse (Fotografías 8 y 9).

Gran parte de estos taludes cuentan con una inclinación muy elevada, superior a 75° en muchas zonas, y están formados por terreno con estructura de suelo, estimándose unas condiciones de estabilidad muy estrictas.

Además, debido al proceso de alteración y meteorización, se estima se está produciendo una paulatina pérdida de cohesión de estos materiales, con la consiguiente disminución del coeficiente de seguridad.

Indicativo de este proceso de deterioro paulatino son los pequeños conos de derrubios presentes al pie de ciertas zonas de los taludes.

En la parte en la que los materiales que forman los taludes presentan elevada cohesión, teniendo estructura rocosa, existen abundantes signos de inestabilidad potencial, tales como fisuras y grietas, alguna de las cuales se muestran a continuación (Fotografía 10).



Fotografías 8 y 9. EROSION EN TALUDES NATURALES.

Existen también zonas en las que, fruto de la erosión, se han quedado bloques descalzados, teniendo una estabilidad muy estricta a medio plazo.

Por tanto, por los motivos expuestos se considera que los taludes presentan un riesgo alto de inestabilidad a medio/corto plazo.

### 3. Descripción del marco geológico-geotécnico

El marco geológico de la parcela se encuentra en la unidad denominada «Coladas piroclásticas de tipo *ash and pumice*». Son depósitos bastante masivos vesiculares y porosos, compuestos principalmente por un alto porcentaje de pómez de composición fonolítica. Adquieren tonalidades blancuzcas o anaranjadas según el grado de oxidación.



Fotografía 10. FISURAS Y GRIETAS EN TALUDES NATURALES.

Los cuatro sondeos de exploración realizados se hicieron uno a pie de cada muro (M1, M2 y M3) y uno en la coronación del trasdós del muro denominado M1, y distinguían los siguientes estratos:

- **Nivel I: Rellenos.** Terreno cohesivo, de color marrón. Se trata de un nivel de rellenos heterogéneos, no aptos para cimentar. Su espesor es de 2,10 m (según puntos de investigación). Sólo se detecta en el sondeo núm. 4.
- **Nivel II: Conglomerado de gravas limoarenosas.** Terreno granular, de color marrón. Está constituido por un entramado de gravas empastado en una matriz limo-arenosa. Según U.S.C.S., se clasifica como GM (grava limosa con arena). Presenta un 27,8 % de finos (LL: 42; IP: 8,6). Su peso específico es de 2,19 g/cm<sup>3</sup> y el contenido en sulfatos solubles es de 0,013 %. Se ha realizado un ensayo de expansividad en aparato Lambe, obteniéndose un resultado de «no crítico». No se detecta en el sondeo núm. 1. Su espesor es de 0,45 a 2,85 m (según profundidad de investigación) (N<sub>30</sub>: 35).
- **Nivel III: Toba pumítica.** Terreno cohesivo, de color blanco y beige-amarillento. Se trata de un nivel bastante homogéneo de limos expansivos con gravas y pómez. Según U.S.C.S., se clasifica como MH (limos de alta plasticidad con arena). Presenta un contenido en finos de 84,8 % (LL: 110; IP: 36,4). Se ha realizado un ensayo de expansividad en aparato Lambe, clasificándose el nivel como «muy crítico». Su peso específico es de 1,56 g/cm<sup>3</sup> y el contenido en sulfatos solubles es de 0,011 % (N<sub>30</sub>: 13). Se detecta en los sondeos núms. 1 y 3. Su espesor es de 4,35 a 5,0 m (según puntos y profundidad investigada). No se considera un nivel apto para cimentar.
- **Nivel IV: Conglomerado arenolimoso («canto blanco»).** Terreno granular, de color marrón achocolatado. Se trata de un entramado bastante homogéneo de arenas limosas con indicios de gravas y pómez. Según U.S.C.S., se clasifica como SM (arenas limosas). En algunos tramos se detectan bolos intercalados de composición basanítica. No se detecta en el sondeo núm. 2. Su espesor es de 4,40 a 8,50 m (según puntos de investigación). Se han realizado varios ensayos de SPT, obteniéndose un rechazo (N<sub>30</sub>: 13). En cuanto a expansividad, el nivel se clasifica como «marginal».



Fotografía 11. VISTA DE DETALLE DEL SONDEO N° 3, DE 4,50 A 9,60 m DE PROFUNDIDAD. CAJA 2 DE 3.

Adicionalmente se han realizado perforaciones horizontales a lo largo de los muros, a aproximadamente 1 m de altura, donde se ha detectado la presencia de la unidad de conglomerados a una distancia entre 1,00 y 3,00 m.

Las propiedades geomecánicas para el modelo de análisis, tomando las unidades de suelos como isotrópicas y homogéneas, fueron éstas:

| NIVEL | DESCRIPCION   | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\phi$ (°) | C (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-------|---------------|-------------------------------|------------|------------------------|
| I     | Relleno       | 18                            | 25         | 5                      |
| II    | Conglomerados | 22                            | 35         | 40-45                  |

Para definir los parámetros geomecánicos de la unidad de conglomerados se partió de la experiencia local y de la estabilidad de los taludes existentes mediante retroanálisis.

El nivel freático no aparece en la zona analizada en las investigaciones realizadas, por lo que no se tiene en cuenta su presencia como situación permanente.

#### 4. Descripción de la solución adoptada

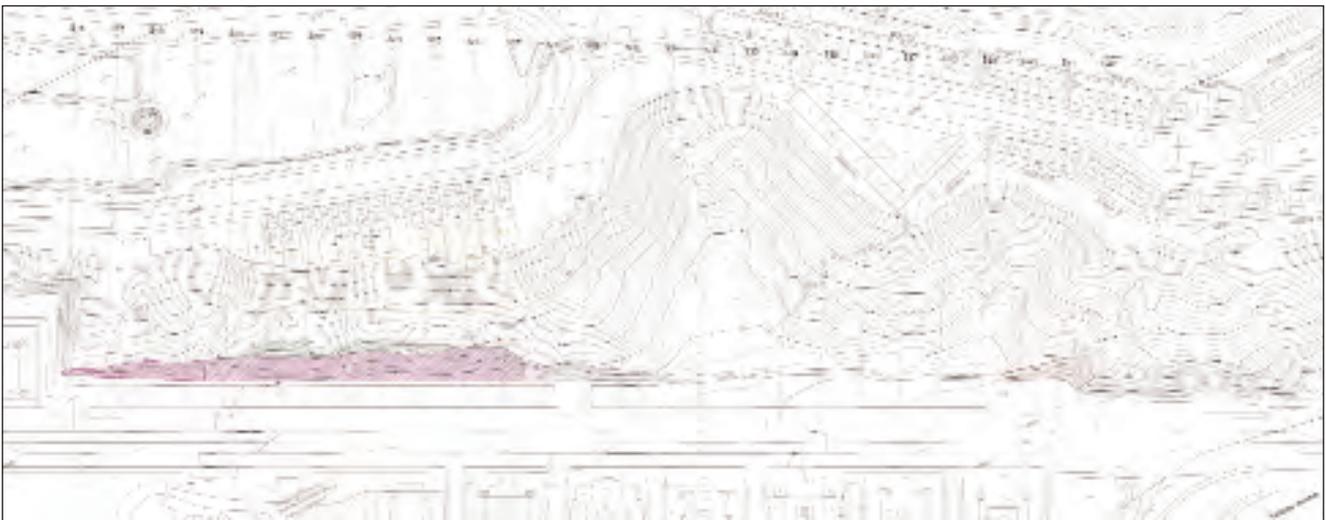
Se ha procedido a tramificar las actuaciones en dos fases o zonas de actuación:

- **Zona 1** (Plano 1), correspondiente a la restauración y reconstrucción del muro de contención sito en la trasera de los bloques 1 al 6 del grupo de 594 viviendas de protección oficial de promoción pública (expediente GC-13-19/88).



Plano 1. PLANTA DE ACTUACION ZONA 1.

- **Zona 2** (Plano 2), correspondiente a la contención de la ladera de la montaña existente en la trasera de los grupos de 19, 32, 33 y 38, 38 y 38 viviendas de protección oficial de promoción pública (expediente GC-01-06/98).



Plano 2. PLANTA DE ACTUACION ZONA 2.

##### a) ZONA 1:

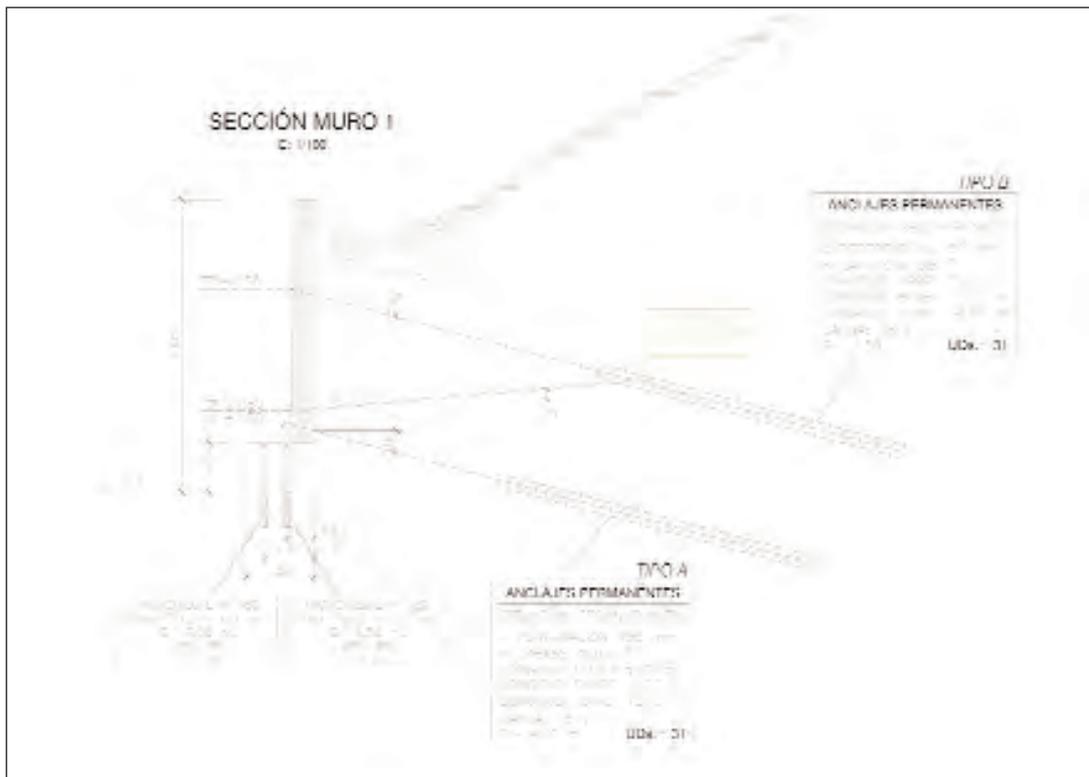
En la zona 1, las actuaciones ejecutadas fueron el refuerzo del muro existente mediante construcción de un nuevo muro anclado, con anclajes permanentes y con doble protección contra la corrosión, según la normativa existente, lo cual garantizará la vida útil de la contención.

Este muro posee tres denominaciones correspondiéndose con tres alturas diferentes:

- **Muro M1** (Plano 3): De altura 6,50 m, está cimentado con dos hileras de micropilotes de  $\phi$  150 mm cada 1,50 m, los delanteros, y cada 2,00 m, los traseros, armados con tubo de acero de  $\phi$  114,3  $\times$  6,3 mm de calidad MPV-80 (L.E. 5.600 kp/cm<sup>2</sup>).

Los micropilotes poseen una longitud total de 11,00 m. Se conectan a un encepado corrido de 1,50  $\times$  1,10 m. El muro, de 0,50 m de espesor, está anclado en dos niveles mediante anclajes permanentes perforados e inyectados en el terreno de 78 ton, espaciados horizontalmente cada 4,50 m, con una inclinación respecto de la horizontal de 15°.

También posee un nivel de drenaje subhorizontal, dren californiano, que ayuda a evacuar las aguas del trasdós del muro. La longitud aproximada de este muro es de 120 m.



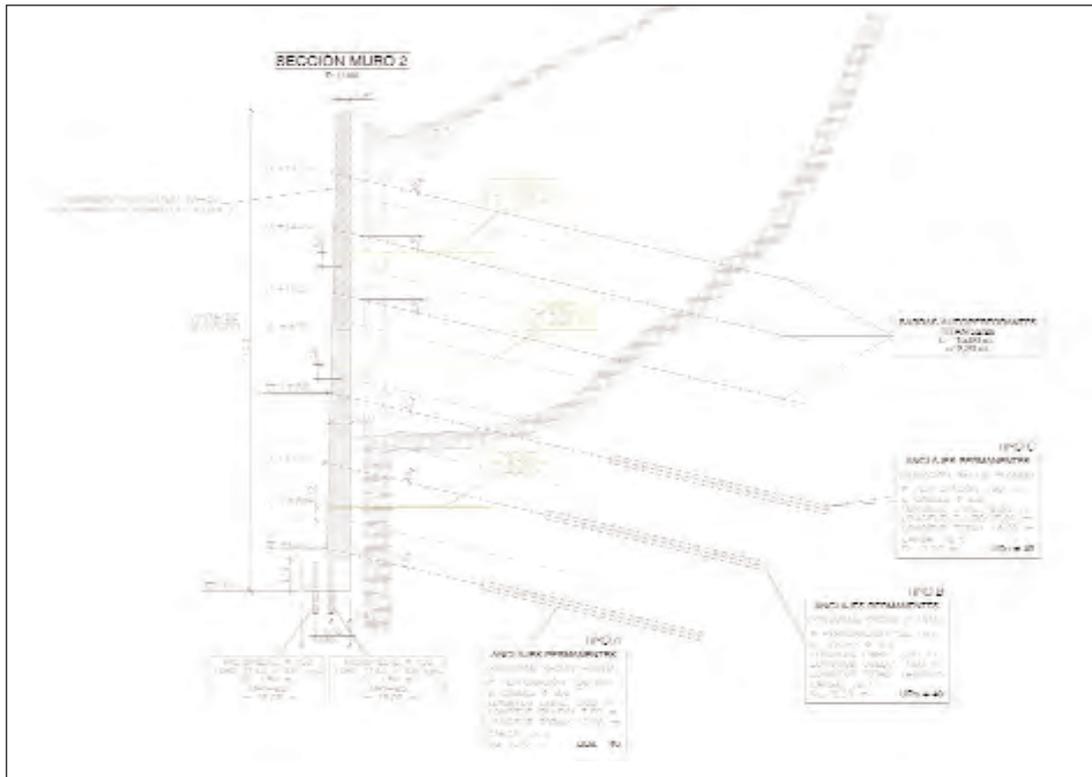
Plano 3. SECCION DEL MURO M1 EN ZONA 1.

- **Muro M2** (Plano 4): De altura 17,00 m, está cimentado con dos hileras de micropilotes de  $\phi$  150 mm cada 1,50 m, tanto los delanteros como los traseros, armados con tubo de acero de  $\phi$  114,3  $\times$  6,3 mm de calidad MPV-80 (L.E. 5.600 kp/cm<sup>2</sup>). Los micropilotes poseen una longitud total de 15,00 m.

Se conectan a un encepado corrido de 1,50  $\times$  1,10 m. El muro, de 0,50 m de espesor, está anclado en seis niveles mediante anclajes permanentes perforados e inyectados en el terreno. Las tres líneas inferiores son anclajes activos de 78 ton, espaciados horizontalmente cada 2,20 m, con una inclinación respecto de la horizontal de 15°.

El muro tendrá una junta a los 9,50 m que lo desconectará estructuralmente con el muro superior, permitiendo en el futuro, en caso de necesidad, uniformizar la altura máxima de los muros. La parte superior del muro posee tres niveles de anclajes permanentes pasivos de 30 ton, con un espaciamiento horizontal de 2,20 m.

También posee tres niveles de drenaje subhorizontal, dren californiano, de pequeña longitud por la interferencia con los anclajes existentes, que ayudan a evacuar las aguas del trasdós del muro. La longitud aproximada de este muro es de 91 m.

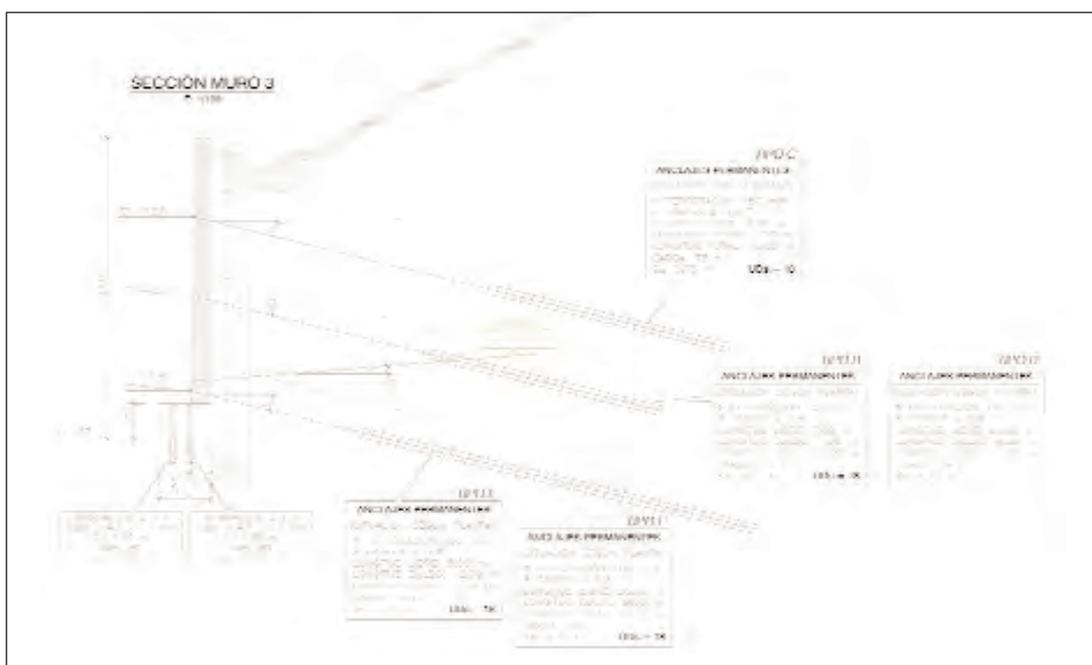


Plano 4. SECCION DEL MURO M2 EN ZONA 1.

- **Muro M3** (Plano 5): De altura 9,50 m, está cimentado con dos hileras de micropilotes de  $\phi$  150 mm cada 1,50 m, los delanteros, y cada 2,00 m, los traseros, armados con tubo de acero de  $\phi$  114,3  $\times$  6,3 mm de calidad MPV-80 (L.E. 5.600 kp/cm<sup>2</sup>).

Los micropilotes poseen una longitud total de 13,0 m. Se conectan a un encepado corrido de 1,50  $\times$  1,10 m.

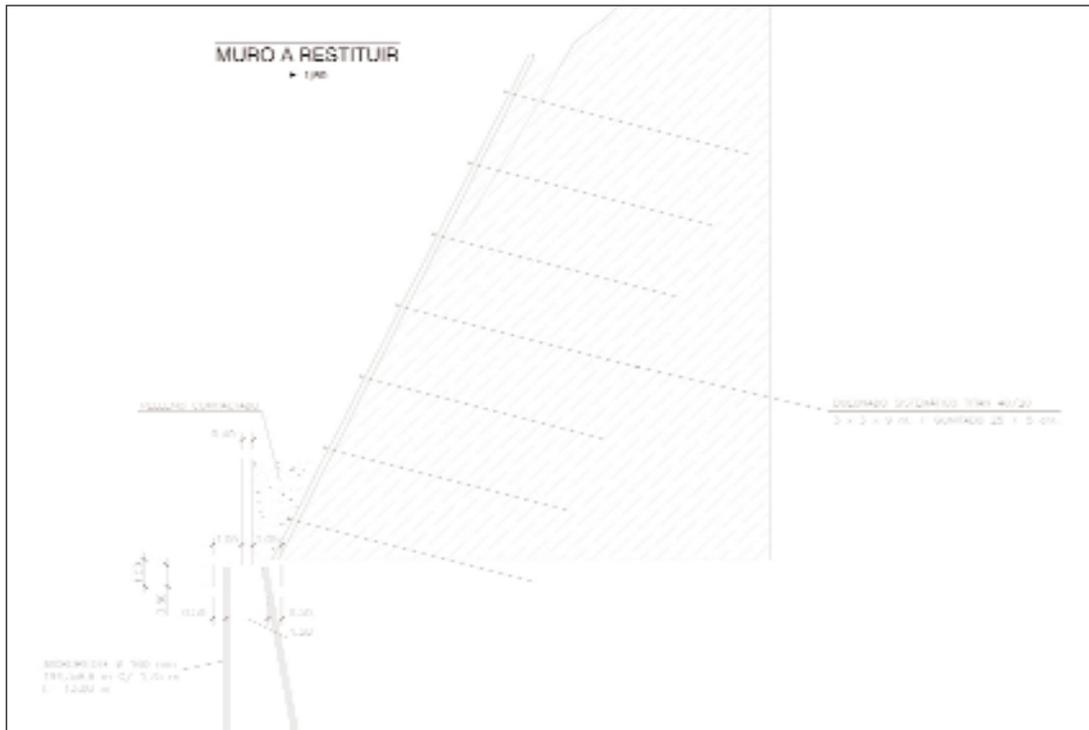
El muro, de 0,50 m de espesor, está anclado en tres niveles mediante anclajes permanentes perforados e inyectados en el terreno de 78 y 100 ton, espaciados horizontalmente cada 3,75 m, con una inclinación respecto de la horizontal de 15°. También posee un nivel de drenaje subhorizontal, dren californiano, que ayuda a evacuar las aguas del trasdós del muro. La longitud aproximada de este muro es de 64 m.



Plano 5. SECCION DEL MURO M3 EN ZONA 2.

Dentro de la zona a restituir (Plano 6), se distingue un primer tratamiento de estabilización del talud actual, consistente en un bulonado sistemático de la zona colapsada, conformando una solución permanente que eleve el coeficiente de seguridad actual del talud. Este tratamiento consiste en la aplicación combinada de anclajes pasivos de  $\phi$  40 mm en una malla de 3,00 x 3,00 m, con una longitud de 9,00 m, y un hormigón proyectado armado con fibras de acero, el cual se podrá adaptar más fácilmente a la geometría irregular del talud para evitar un exceso de trabajos de regularización y montaje en altura.

Una vez estabilizado el corte se procederá a construir un muro de hormigón armado a dos caras, de 4,00 m de altura libre y cimentado con micropilotes, que cumplirá la función principal de acumular el desprendimiento de los materiales de arrastre de la ladera. Tendrá una transición desde la altura del muro contiguo de 9,50 m a 4,00, m que irá anclado. La longitud aproximada de este muro es de 39 m.



Plano 6. SECCION DEL MURO 3 EN ZONA 1. MURO A RESTITUIR.

Están previstas otras actuaciones de estabilización, consistentes en la instalación de mallas de protección de triple torsión en el talud posterior al muro M3, a fin de reducir al mínimo el tamaño del material de arrastre y controlar la erosión superficial.

La instalación de un sistema de drenaje superficial en la coronación de los muros, así como la limpieza de la canaleta-cuneta de coronación y el sellado de la junta contra el trasdós del muro, permitirán conducir adecuadamente el posible flujo de agua superficial y evitar que el mismo se infiltre en el trasdós del muro de forma directa.

En la zona superior al muro M1 existe un sector donde se dispondrá un tratamiento de estabilización del talud actual, consistente en un bulonado sistemático destinado a aumentar el coeficiente de seguridad actual. Este tratamiento consiste en la aplicación combinada de anclajes pasivos de  $\phi$  30 mm en una malla de 2,5 x 2,5 m, con una longitud de 6,00 m, y un hormigón proyectado armado con fibras de acero, el cual se podrá adaptar más fácilmente a la geometría irregular del talud para evitar un exceso de trabajos de regularización y montaje en altura.

## b) ZONA 2:

En la zona 2, las actuaciones de contención de la ladera ejecutadas consistieron en la estabilización del talud mediante bulonado sistemático e instalación de mallas de protección.

El tratamiento de estabilización del talud actual consistió en un bulonado sistemático de las zonas con mayor pendiente y con riesgo de desprendimiento. Se ejecutaron en forma combinada anclajes pasivos de  $\phi$  30 y 40 mm, en una malla de 3,00 x 3,00 m y 4,00 x 4,00 m y con longitudes de 7,50 y 9,00 m, dependiendo de alturas y pendientes, y un hormigón proyectado armado con fibras de acero, el cual se podría adaptar más fácilmente a la geometría irregular del talud para evitar un exceso de trabajos de regularización y montaje en altura.

Estaban previstas otras actuaciones de estabilización consistentes en la instalación de mallas de protección de triple torsión en el talud para reducir el tamaño del material de arrastre y controlar la erosión superficial.

## 5. Auscultación

La creciente preocupación en nuestra sociedad por la seguridad y el historial de desperfectos de este muro aconsejaron la implantación de un sistema de auscultación.

Auscultar es informar en plazo y forma. Para tomar una decisión es necesario disponer de información útil en un plazo de tiempo razonable que permita la acometida de medidas correctoras. Por esta razón se consideró necesario instalar dos tipos de instrumentos: instrumentos de lectura automática y remota e instrumentos de lectura manual.

La auscultación automática tiene por objeto proporcionar datos en tiempo real sobre la respuesta del muro ante las diferentes sollicitaciones a que se enfrente durante su vida útil. La automatización de la auscultación tiene las siguientes ventajas:

- Facilita el manejo, almacenamiento y conversión a unidades de ingeniería de un gran volumen de datos.
- Proporciona datos en tiempo real, tanto durante periodos de carga normal como en momentos de gran sollicitación, tales como trombas de agua, subidas del nivel freático, etc.

La auscultación manual complementa a la automática. Es otra fuente de información totalmente independiente que contrasta y amplía los datos automáticos.

Hacemos notar que, aunque la auscultación automática facilita enormemente la correcta y segura explotación del muro, en ningún caso sustituirá completamente a las inspecciones oculares periódicas. Éstas son muy importantes porque en ellas se observan pequeños detalles en zonas no instrumentadas y se obtiene una visión global del muro y sus aledaños.

Las principales variables a medir han sido la verticalidad, el asiento y el nivel freático.

- La verticalidad del muro es una medida de la respuesta del mismo ante diferentes estados tensionales. Esta variable se controlará a través de dianas de puntería topográfica, inclinómetros y extensómetros de varilla.
  - Una diana es un objetivo al que se apunta con un instrumento topográfico para obtener la posición de la misma en el espacio; es decir, las coordenadas x,y,z. La toma de lecturas a largo plazo y la comparación de resultados permiten conocer el movimiento de la diana en el espacio, y por tanto, del muro.
  - Un inclinómetro es un instrumento que permite conocer el desplazamiento lateral del suelo a diferentes profundidades. Es una herramienta muy útil para detallar los estratos y zonas donde se producen los mayores movimientos horizontales. Si se instala dentro de un muro facilita la deformada horizontal del muro a lo largo de un perfil vertical.
  - Un extensómetro de varillas se instala cuando es necesario conocer el desplazamiento de un punto respecto a otro punto inmóvil. En caso de un muro, el punto potencialmente móvil es el paramento, y el punto fijo, un anclaje situado muy por detrás de la cuña activa de empuje del suelo. La diferencia en la distancia entre estos dos puntos es una medida del desplazamiento horizontal del muro.
- El asiento vertical se controlará a través de clavos de nivelación instalados en la cara superior del encepado.
- Una de las variables más perniciosas para la estabilidad de un muro es la subida del nivel freático en el trasdós. Aunque en la actualidad el nivel freático está situado por debajo de la cota de cimentación del muro, es posible que suba en el futuro. También, y a muy corto plazo, después de una fuerte tromba de agua, puede acumularse una bolsa de agua en el trasdós hasta que los mechinales alivien.
  - Una situación similar a esta última hipótesis se detectó durante la perforación de los micropilotes situados junto al muro colapsado. Las perforaciones exhibieron un nivel freático 1 m por debajo de la acera, mientras que en ninguna otra perforación del muro se detectó la presencia de agua. Esto induce a pensar que se trata de una bolsa de agua residual perteneciente a la acumulada en el trasdós del muro previo a su colapso.
  - La cota del nivel freático se mide con mucha facilidad mediante piezómetro.

### AUTOMATIZACION

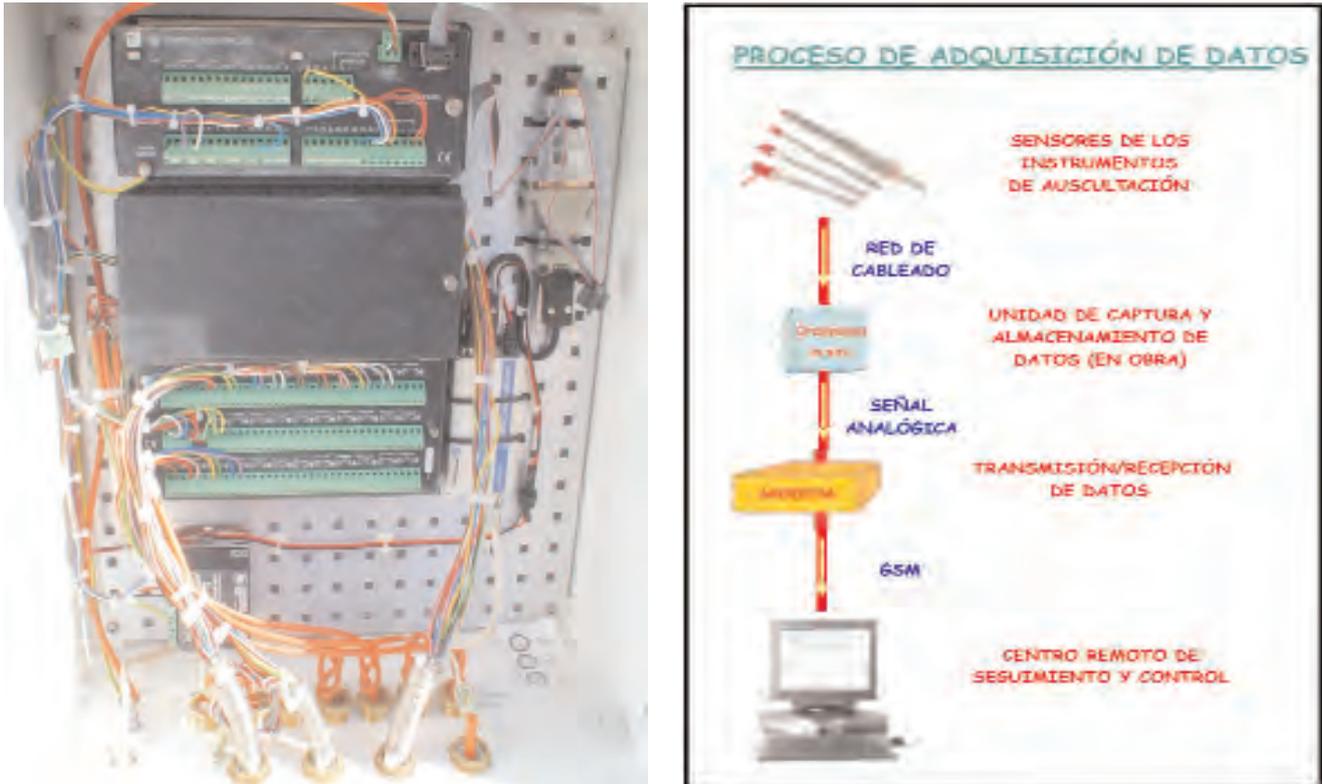
El equipo de automatización recoge y almacena los datos de los instrumentos de auscultación instalados en la obra y permite el control remoto de la explotación del muro. En concreto, se dispuso la automatización de los siguientes instrumentos:

- 10 extensómetros de varillas y de cuerda vibrante.
- 3 piezómetros de cuerda vibrante.

El equipo se instaló en el centro del muro M2, en su zona de hormigón armado. Se adosó al paramento mediante tornillos tirafondo a una altura del suelo suficiente para evitar su alcance por personas ajenas a la obra.

Los componentes fundamentales del equipo son el ordenador, la fuente de alimentación, el multiplexor, el módulo de cuerda vibrante, la caja intemperie y los periféricos de comunicaciones remotas. Hacemos una breve descripción de cada uno de ellos.

La unidad de captura y almacenamiento de datos (Fotografía 12) es el «cerebro» del sistema en la obra. Básicamente, es un ordenador industrial dotado de los necesarios accesorios para recibir instrucciones y ejecutarlas. Las instrucciones se reciben en forma de un programa informático diseñado específicamente para la obra y reflejando las



Fotografía 12. DETALLE TIPO DE UNA UNIDAD DE CAPTURA Y ALMACENAMIENTO DE DATOS (INSTALADA EN OBRA).

singularidades de la misma, número y clase de instrumentos, calibraciones individuales de cada instrumento, frecuencia de lecturas, unidades de *output*, etc. La ejecución de estas sentencias consiste en producir la señal necesaria para excitar los instrumentos y forzarlos a emitir una señal de respuesta que, una vez recibida por la unidad, es almacenada en la memoria de la misma y preparada para su transmisión.

Todas las instrucciones se reciben a través de un sistema de comunicación remota que puede ser vía módem (GSM), radiofrecuencia, fibra óptica, etc. En nuestro caso se eligió la comunicación vía módem por la buena cobertura de señal GSM en la zona y la facilidad para transmitir y recibir datos que otorga esta técnica.



Fotografía 13. DETALLE DE SISTEMA DE AUSCULTACION AUTOMATICO EN MURO TERMINADO.



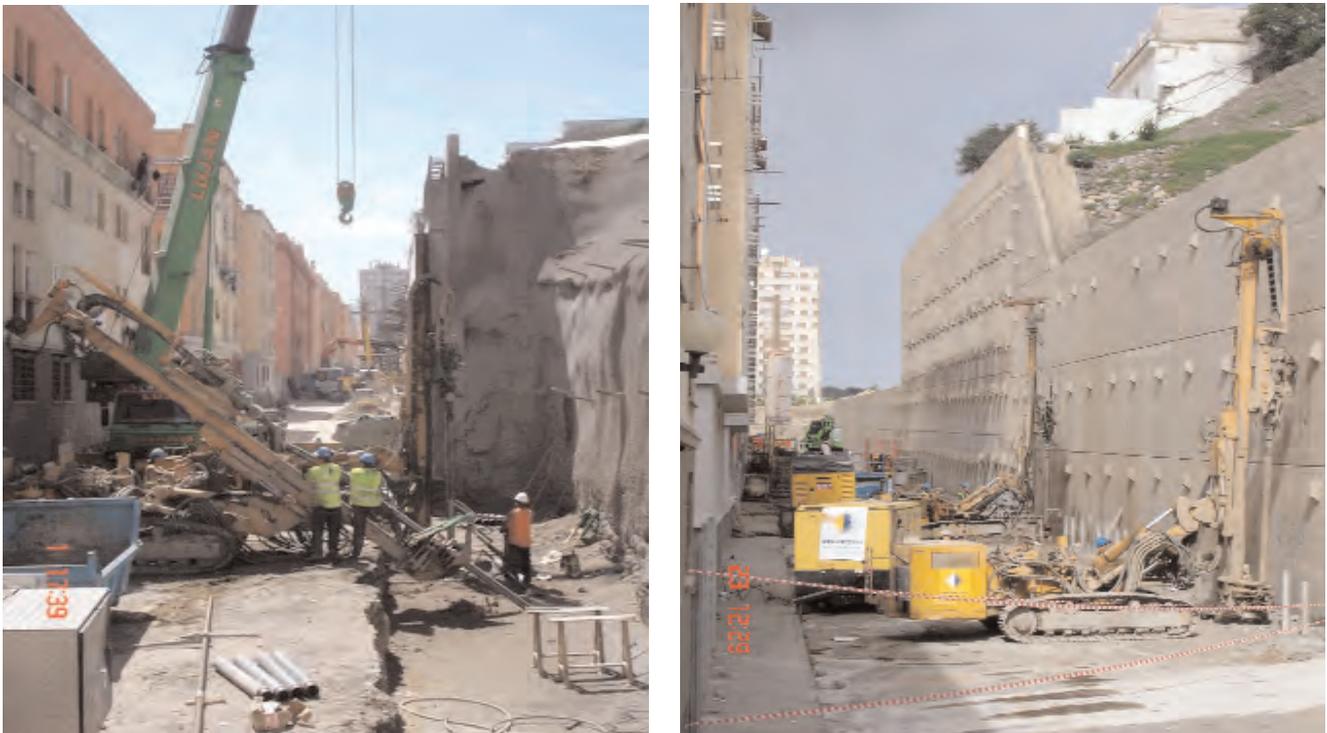
Una vez realizada la adecuación de la plataforma de trabajo, se ejecutó el replanteo a eje del micropilote, y tras ello dio comienzo la perforación de los micropilotes, utilizándose dos carros perforadores de accionamiento hidráulico sobre orugas tipo Klemm KR 806 que realizaron la perforación completa de cada taladro.

Luego de situado el equipo de perforación en el eje de la boca de perforación (Fotografía 15), sobre la parte superior del punto de replanteo, se fija la dirección e inclinación de la corredera según la definición de los micropilotes, comprobando que las inclinaciones de los micropilotes estén de acuerdo al proyecto. Perforando no más de 1 m, se comprueban de nuevo tanto la verticalidad o inclinación del útil de perforación como su posición en planta.

Las perforaciones, con diámetro 150,00 mm, se realizaron a rotoperCUSión utilizando como sistema de perforación el sistema de doble varillaje tipo OD, perforación al amparo de entubación metálica recuperable, y empleándose el agua como fluido de barrido y refrigeración.

Una vez terminado y limpio el taladro, garantizando la limpieza del fondo de perforación hasta que el fluido de perforación saliera sin resto algunos de detritus, se introducía hasta el fondo del mismo la armadura metálica de 114,3 x 101,7 mm.

La armadura tubular se colocó por tramos, utilizando la propia máquina de perforación, de forma que, una vez introducida toda la longitud de armadura, se suspende de su parte superior para que no quede en contacto con el fondo del taladro.



**Fotografía 15. PROCESO DE EJECUCION DE MICROPILOTES.**

A continuación se procedió a la inyección del micropilote. Las características de la inyección fueron:

- Resistencia característica la lechada de inyección: 25 MPa (valor a 28 días).
- Tipo de inyección: IU.
- Dosificación de la lechada de cemento de inyección: A/C: 1/2.

La inyección, con lechada de cemento, se realizó en una sola fase, a través de la armadura tubular, instalándose un adaptador roscado en el extremo de la armadura tubular, de modo que la lechada se bombeaba por el interior de la armadura hasta su salida por el fondo de la perforación, recorriendo el espacio anular existente entre la armadura y la perforación, desplazando hacia el exterior los posibles detritus de perforación y dejando fluir la inyección por la boca del taladro hasta que su densidad y calidad sean las mismas que se obtienen en la mezcladora.

Para ambas fases se retira la tubería de revestimiento por tramos, manteniéndose la inyección de lechada por la boca del micropilote para compensar el aumento de volumen que crea la extracción de la entubación.

Las mezclas para inyección se prepararon en la planta informatizada fija, instalada en la zona de montaje, y se enviaban a los equipos intermedios situados en boca de taladro. La mezcla se realizó siempre con equipos de alta turbulencia, vigilándose los tiempos de amasado máximos y mínimos para el cemento.

Las mezclas utilizadas eran sometidas a los siguientes ensayos, realizados de forma previa al comienzo de los trabajos:

- Viscosidad.
- Agua libre/decantación.
- Control de densidad de la lechada.

La instalación de inyección está provista de líneas de retorno que permiten la circulación de la mezcla durante los momentos en los que se inyecte y con un desperdicio mínimo de material en los lavados para evitar contaminación.

La mezcla a inyectar era bombeada desde la planta de inyección, modelo HANY marca ZMP-710, situada en la zona de montaje y hasta bombas intermedias situadas en boca de taladro marca Domine PH 2 × 5.

Esta bomba realiza de forma automática un control de presión, volumen y caudal/tiempo, para completar los criterios de inyección señalados en proyecto, teniendo especialmente cuidado en el control de admisiones de lechada y siendo comunicada inmediatamente a la dirección de obra cualquier incidencia en la misma.

A medida que los trabajos de micropilotaje fueron completándose, se procedió a la conexión de los mismos con la estructura mediante una viga de atado de dimensiones 1,50 × 1,10 ml que constituiría la zapata del nuevo muro a reconstruir.

De este modo, y una vez limpia de lechada la zona de armadura tubular que quedará en contacto con el hormigón armado de la viga de atado, se colocan en dicho tramo los conectores previstos en el proyecto de ejecución. Dichos conectores eran 3 Ø 20 soldados al tubo en conexión con el encepado (Fotografía 16).

A continuación se procedió a realizar el armado, encofrado y hormigonado de la viga de atado, dejando listas las esperas correspondientes a la armadura vertical del muro vertical a ejecutar.

De este modo se continuó ferrallando y encofrando el muro de 0,50 m de espesor y de altura variable según la zona de la obra en la cual actuábamos, pero de forma general y con las siguientes alturas:

- **Muro M1:** De 6,50 m de altura, de 0,50 m de espesor y con una longitud en planta de 120,00 m.
- **Muro M2:** De 17,00 m de altura, de 0,50 m de espesor y con un longitud en planta de 91,00 m.
- **Muro M3:** De 9,50 m de altura, de 0,50 m de espesor y con una longitud en planta de 64,00 m.



Fotografía 16. CONECTORES DE CONEXION. MICROPILOTES.



Fotografía 17. DETALLE DEL ARMADO DEL MURO CON LOS PASATUBOS EMBEBIDOS.

Una vez ferrallado el muro, se procedió a colocar pasatubos embebidos en la armadura (Fotografía 17), evitando perforar posteriormente la armadura del mismo para ejecución de los distintos anclajes y drenes californianos en las distintas cotas y con las inclinaciones reflejadas en el proyecto de ejecución.

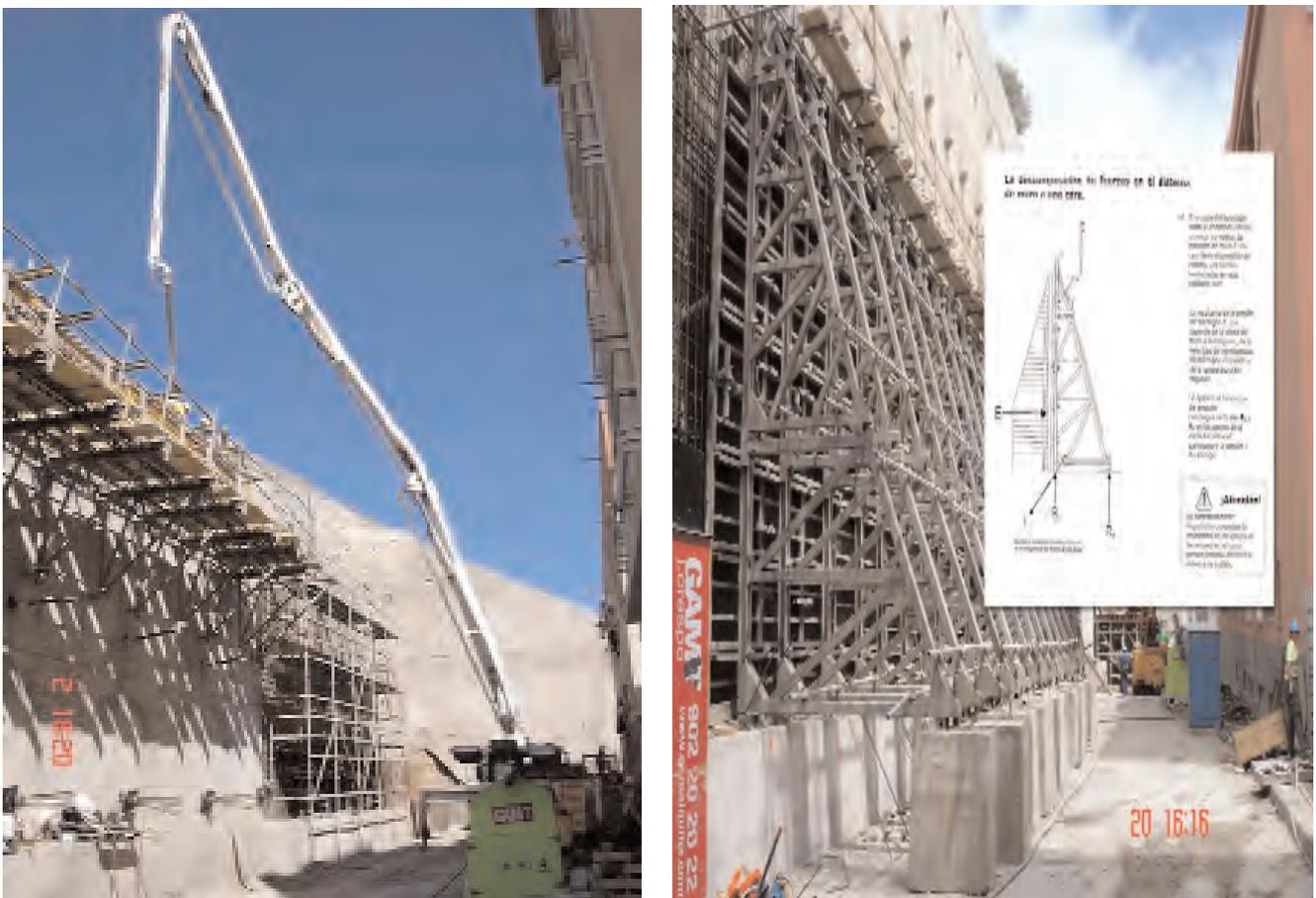
Uno de los grandes desafíos de la obra, debido por un lado a lo ajustado de los plazos de ejecución y por otro lado a que se trataba de una obra lineal con un único acceso al principio de los trabajos, fue el sistema de encofrado a emplear.

La longitud total de la obra en planta era de 400,00 m en la zona 1 y con una anchura variable desde 9,00 m en la zona más ancha.

Dicho desafío radicaba en que para encofrar grandes alturas se exigía una importante ocupación en planta, lo cual condicionaba los plazos de ejecución.

Por todo ello se emplearon encofrados compuestos por piezas tipo *puzzle* (Fotografía 18) cuyo desarrollo permitía alturas máximas de hormigonado de hasta 8,10 m de altura con una mínima ocupación en planta.

Además, este sistema permitía realizar la operación de encofrar, desencofrar y hormigonar en una único día empleando paneles de 4,00 m de anchura.



Fotografía 18. ENCOFRADO DEL MURO DE HORMIGÓN.

En total se ejecutaron 157.000 kg de acero B500S en el armado de la viga de atado, y en el muro de hormigón, un total de 1.630,00 m<sup>3</sup> de hormigón bombeado y 2.760,00 m<sup>2</sup> de encofrado.

Una vez completado el hormigonado del muro, se procedió a la ejecución de los anclajes permanentes. El proyecto de ejecución se transcribe a continuación:

| MURO | UNIDADES | COTA EMBOQUILLE | Ø PERFORACION (mm) | LONGITUD LIBRE (mm) | LONGITUD BULBO (mm) | CAPACIDAD (ton) |
|------|----------|-----------------|--------------------|---------------------|---------------------|-----------------|
| 1    | 31       | + 1,50          | 150                | 5,00                | 7,00                | 78              |
| 1    | 31       | + 4,50          | 150                | 7,00                | 7,00                | 78              |
| 2    | 40       | + 1,50          | 150                | 5,00                | 7,00                | 78              |
| 2    | 40       | + 4,50          | 150                | 7,00                | 7,00                | 78              |
| 2    | 40       | + 7,00          | 150                | 9,00                | 7,00                | 78              |
| 3    | 18       | + 1,50          | 180                | 5,00                | 7,00                | 100             |
| 3    | 18       | + 4,50          | 150                | 7,00                | 7,00                | 78              |
| 3    | 18       | + 7,00          | 150                | 9,00                | 7,00                | 78              |

La perforación de los anclajes se realizó a rotopercusión con sistema OD perforación al amparo de entubación metálica recuperable, empleándose el agua como fluido de barrido y refrigeración

Durante la perforación, además, se controla la naturaleza del terreno perforado, especialmente en la zona correspondiente al bulbo fijado en proyecto.

Asimismo se comprueba la limpieza del fondo de la perforación hasta que el fluido de barrido, agua, salga sin detritus, antes de la introducción de los anclajes. A continuación se introduce el anclaje hasta el fondo de la perforación.

Una vez colocado el anclaje en el interior de la perforación con los centradores necesarios que garantizan su correcta colocación, se procedía a inyectarlo a través de los dos macarrones de inyección tanto el interior como el exterior de la doble protección del propio anclaje, en circulación inversa y de forma lenta pero continua.

La lechada asciende desde el fondo hasta la boca de la perforación, garantizando que todo el detritus de la perforación sale al exterior. La inyección continúa hasta que la lechada que sale por la boca de la perforación tiene las mismas características que la que se encuentra en el tanque mezclador de la planta de inyección. La lechada de cemento se fabrica con una relación agua/cemento 1:2, con lo cual se obtiene una densidad de 1,78 g/cm<sup>3</sup> de la mezcla.

Una vez superado el tiempo necesario para que la lechada adquiriera la resistencia suficiente para poder aguantar la tensión, se procedía al tesado. El plazo fue de tres días, añadiéndole a la lechada un aditivo para acelerar el fraguado.

La primera operación es «pelar» los cables para retirar su recubrimiento en el tramo de la sobrelongitud, con objeto de que posteriormente las cuñas de arrastre del gato puedan sujetar los cables. A continuación se colocará tanto la placa de reparto como la cabeza portacuñas y se asegurará que el asentamiento en el muro sea uniforme para que posteriormente, a la hora del tesado, no haya asientos de la placa y falsee el tesado. Una vez realizadas estas dos operaciones, se introducen los cables por el gato y se comienza el tesado.

El tesado fue realizado por gatos multifilares calibrados con los certificados de calibración homologados y en una única operación, traccionando todos los cables del anclaje de forma simultánea.

El procedimiento seguido por Kellerterra para realizar el tesado es someter a todo anclaje a una carga de prueba que es el 25 % más sobre la tensión de trabajo, realizado en cuatro escalones de carga hasta llegar a la carga de prueba, donde se mantiene constante durante 5 minutos para ver cuál es la relajación de fluencia del acero, relajación que debe ser menor que el valor que marca la norma NLT-257 «Método de ensayo 1 UNE 1537». Una vez verificado que el anclaje cumplía la normativa, se procedía a tensarlo a la tensión de proyecto.



Fotografía 19. TESADO DE ANCLAJES Y DETALLE DE CAPERUZA METALICA.

Kellerterra realizó en obra, además de los ensayos de investigación señalados anteriormente, un total de seis ensayos de adecuación, dos por cada uno de los tres niveles existentes de anclajes, y ensayos de aceptación en el 100 % de los anclajes de la obra.

Al ser permanente el anclaje, una vez tesado (Fotografía 19), se colocó el capuchón metálico con la grasa correspondiente para proteger los cables del anclaje. Esta capuchón, a fin de quedar como barrera permanente, se hormigonó.

El tipo de protección contra la corrosión viene dado por la vida útil prevista para el anclaje, y siendo en este caso un anclaje permanente, todos los elementos de acero de un anclaje permanente que sean inaccesibles cumplen los requisitos señalados en la *Guía para el diseño y ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*, editada por el Ministerio de Fomento y descrita anteriormente en el punto 2, «Análisis de causas del fallo del muro anclado».

Para la ejecución del segundo y tercer nivel de anclajes, a 4,50 m de altura el segundo nivel y a 7,00 m de altura el tercero, fue necesaria la creación de una plataforma de trabajo mediante estructura metálica (Fotografía 20). Dicha plataforma metálica debía aguantar un equipo de perforación de alto rendimiento capaz de garantizar las longitudes y diámetros de perforación indicados en el proyecto de ejecución para realización de los anclajes permanentes.



**Fotografía 20. EJECUCION DE LOS ANCLAJES DEL SEGUNDO Y TERCER NIVEL DESDE ESTRUCTURA METALICA.**

De este modo, fue necesario realizar una estructura metálica que, además de aguantar el peso de un equipo de 18 ton, incluyendo personal, empujes, martillo y tubería de perforación y de revestimiento, permitiera el adecuado movimiento de equipos, así como el rendimiento necesario que garantizar el cumplimiento de los plazos de proyecto.

La perforación necesaria para la ejecución de los drenes californianos de diámetro  $\varnothing$  80 mm (Fotografía 21), en el interior del relleno del muro, fue realizada con los mismos equipos de perforación que los anclajes permanentes; de igual modo se emplearon las mismas plataformas de trabajo.

En el interior de las perforaciones, con una inclinación próxima a la horizontal ( $5^\circ$ ), se colocaron tubos de PVC ranurados, con diámetro  $\varphi$  50 mm, revestidos con geotextil.

El objetivo principal de estos drenes californianos es el de reducir las presiones intersticiales de una zona determinada: agotar una bolsa de agua.

De igual modo, se empleó la técnica conocida como *soil-nailing* en distintas zonas de la obra; concretamente, en el muro M2 y por encima del muro de hormigón armado ejecutado en esta misma zona, y desde la cota de terminación del mismo +9,20, en la cual se instaló una junta de dilatación, realizándose un muro de hormigón proyectado con fibras de acero combinado, con tres niveles de anclajes permanentes pasivos de 30 ton y con un espaciamiento horizontal de 2,20 m.



Fotografía 21. EJECUCION DE DRENES CALIFORNIANOS.

Al igual que en el caso de las tres filas de anclajes permanentes realizados en este muro, fue necesaria su ejecución mediante el empleo de plataformas de trabajo y equipos de perforación suspendidos en grúas (Fotografía 22).

En la zona 2, las actuaciones de contención de la ladera consistieron en la estabilización mediante la técnica de *soil-nailing* y la instalación de mallas de protección en aquellas zonas con mayor pendiente y riesgo de desprendimiento.

El término inglés «*soil-nailing*» literalmente significa «cosido de suelo». El suelo a estabilizar se cubre con un mallazo de acero recubierto de hormigón proyectado. El hormigón proyectado tiene la misión de proteger al mallazo frente a la corrosión y ayudar en el reparto de cargas.

El conjunto mallazo-hormigón proyectado, aunque recoge la carga del talud, carece de estabilidad por sí mismo, razón por la que se ejecutan una serie de bulones que transfieren la carga del mallazo al terreno.



Fotografía 22. EJECUCION DE ANCLAJES PASIVOS A COTA +12,75.

Un bulón es un anclaje pasivo que se ejecuta practicando una perforación en el suelo e introduciendo una barra de acero dentro de la misma e inyectando con lechada de cemento el espacio anular entre ambos.

El bulón se fija al hormigón armado a través de su cabeza, pieza constituida por una placa de reparto de acero que apoya sobre el hormigón y una tuerca de tesado que transmite la carga del hormigón a la barra de acero.

Los bulones se tesarán a una carga de 3 ton para ponerlos en tensión y eliminar parte de la deformación necesaria para que entren en carga. De esta manera se consigue que el bulón entre en servicio rápidamente en caso de ser solicitado.

La profundidad del bulón deber ser suficiente para transmitir la carga a un estrato estable. Se instalaron de forma combinada anclajes pasivos de  $\phi$  30 y 40 mm, en una malla de 3,00 x 3,00 m y 4,00 x 4,00 m, con longitudes de 7,50 y 9,00, dependiendo de alturas y pendientes, y un hormigón proyectado armado con fibras de acero, el cual se podía adaptar más fácilmente a la geometría irregular del talud, evitando así excesos de trabajos de regularización y montaje en altura.

La altura del talud hizo necesario el empleo de carros perforadores, cestas equipadas con equipos perforadores izados con grúas de hasta 250 ton (Fotografía 23) y equipos manuales de escaladores en aquellas zonas de difícil acceso para las grúas.



Fotografía 23. ASPECTO FINAL DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS.

Otras actuaciones de estabilización realizadas fueron la instalación de mallas de protección de triple torsión en el talud para reducir el tamaño del material de arrastre y controlar la erosión superficial.

El presente artículo se ha preparado con la información aportada por el proyecto de construcción, así como con los datos suministrados por Kellerterra como empresa contratista de la obra de referencia y especialista en este tipo de trabajos.

Desde aquí quiero agradecer a los distintos participantes en las obras: la propiedad, Instituto Canario de la Vivienda del Gobierno de Canarias; los Servicios Técnicos de Kellerterra, autores del referido proyecto de ejecución, y, muy especialmente, al equipo de producción de Kellerterra, dirigidos por don Armando Martín, jefe de obra a pie de tajo de forma permanente durante la ejecución de los trabajos.

## 7. Bibliografía

*Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras.* Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. 2ª edición (1994).

Carlos Oteo (2003). *Criterios para el diseño de micropilotes.* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 3ª Sesión. Micropilotes.

*Proyecto de Restauración y Reconstrucción del Muro de Contención* sito en la trasera de los bloques 1 al 6 del grupo de 594 Viviendas de Protección Oficial de Promoción Pública, expediente GC-13-19/88, y de *Contención de la Ladera* de la montaña existente en la trasera de los grupos de 19, 32, 33 y 38, 38 y 38 Viviendas de Protección Oficial de Promoción Pública, expediente GC-01-06/98, todos ellos sitios en las Ramblas del valle de Jinamar, término municipal de Las Palmas de Gran Canaria. Kellerterra, S.L. Marzo de 2007.

*Guía para el diseño y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras.* Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Octubre de 2005.

Michael Bustamante (1986). «Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados». *Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cementaciones*, núm. 81-82.

Stuart Littlejohn (ed.) (2008). *Ground anchorages and anchored structures in service.* ICE.

*Geotechnical.* Engineering Circular No.7: «Soil nailing walls». Report FHWA/O-IF-03-017.

Proceedings International Symposium «Ground Anchors-Limelette Test Field Results». 14 de mayo de 2008.

*Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology wit.*



SONDEOS, INYECCIONES Y TRABAJOS ESPECIALES, S.A.



INYECCIONES - MICROPILOTES - ANCLAJES  
PILOTES - DRENES - TRABAJOS ESPECIALES



SEDE CENTRAL: C/ FERREIRO, 38 - 28022 MADRID - TEL.: 91 747 34 44 - FAX: 91 747 38 08 - [www.site.es](http://www.site.es)  
DELEGACIÓN (SAB): C/ ESCRITOR MIGUEL TORO, 7 - 18008 GRANADA - TEL.: 928 8113 48 - FAX: 928 81 20 13



Pilotes Posada S.A., en aras de alcanzar y mantener sus objetivos de Innovación, Tecnología y Calidad, dispone de un amplio equipo de medios humanos y materiales permanentemente actualizados, que le permite la realización, con las máximas garantías, de los trabajos de cimentaciones especiales que actualmente demanda el sector de la construcción:

- Pilotes CPI-8 de hasta 1 metro de diámetro y 28 metros de profundidad.
- Pilotes con entubación recuperable y lodos bentoníticos o polímeros, hasta 2 metros de diámetro y 50 metros de profundidad.
- Muros pantalla realizados con cuchara hidráulica o mecánica hasta 1,20 metros de espesor y 50 metros de profundidad.
- Micropilotes para cimentaciones o recalces.
- Anclajes provisionales o definitivos.
- Hincas de tablestacas metálicas.



*Estamos creciendo sobre sólidos cimientos desde 1968*



**PILOTES  
POSADA S.A.**

CIMENTACIONES ESPECIALES

[www.pilotesposada.com](http://www.pilotesposada.com)

Miembro de



# Ejemplos de estabilización en emboquille de túneles ferroviarios

**José POLO NARRO**

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
SITE

## 1. Introducción

En las obras ferroviarias de alta velocidad, dada la rigidez de su trazado y la abrupta orografía española, se hace necesaria la sucesión de túneles y viaductos que obligan, a su vez, a realizar grandes excavaciones que generan grandes taludes, a veces condicionados por la existencia de otras infraestructuras y/o edificaciones existentes. Esto hace que el tratamiento necesario de dichos taludes difiera mucho de unos casos a otros.

## 2. Tratamientos más habituales

Generalmente, a la hora de emboquillar un túnel ferroviario de alta velocidad se debe excavar una trinchera de mayor o menor entidad hasta llegar primero a la cota de avance del túnel a ejecutar y después a la de la rasante definitiva, generando unos desmontes que deben ser estables en el tiempo, a veces de forma provisional para permitir la implantación de instalaciones y el trasiego de equipos de personal y maquinaria para la ejecución de la obra con seguridad, y otras de forma permanente durante la vida útil de la línea ferroviaria.



FIGURA 1

Lo mismo se puede decir de taludes a lo largo de la traza sin ser específicamente los que afectan a un emboquille de túnel, o de los que se originan en las uniones túnel-viaducto-túnel para asegurar la cimentación de los estribos y zapatas del viaducto.



**FIGURA 2**



**FIGURA 3**



**FIGURA 4**



FIGURA 5

Para ello, los tratamientos más habituales suelen ser:

- **Taludes sin tratamiento o sólo gunitados.**

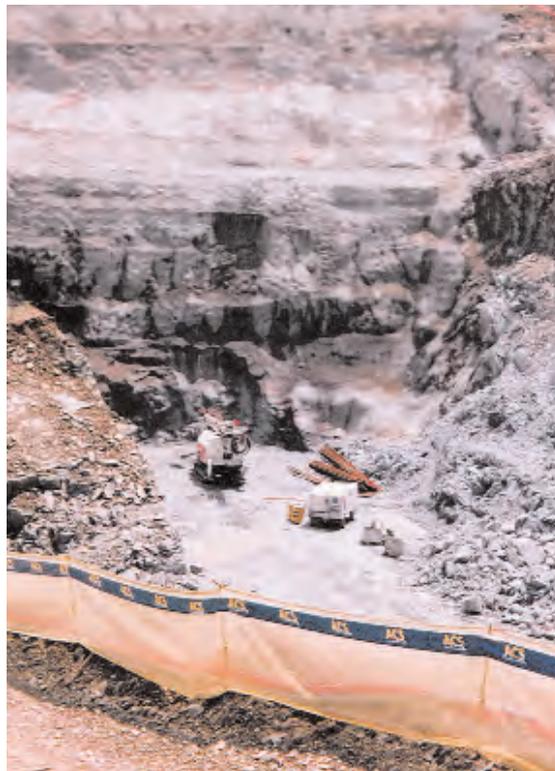


FIGURA 6

- Mallas de guiado: enrejados de triple torsión...



FIGURA 7

- Redes de cables, barreras dinámicas...



FIGURA 8

- Claveteado (*soil-nailing*): bulones pasivos, mallas electrosoldadas, hormigón proyectado y drenes californianos.



FIGURA 9

- Muros descendentes o estructuras con anclajes activos de barra o de cables.



FIGURA 10

• Pantallas de pilotes y/o micropilotes ancladas.



FIGURA 11



FIGURA 12

A veces es necesario, además, el refuerzo de la cimentación de edificaciones susceptibles de ser afectadas y la combinación de algunos de los tratamientos anteriores.

A continuación se relatan algunos tratamientos con cierto grado de singularidad en algunas obras ferroviarias.

### 3. Eje Atlántico de Alta Velocidad. Tramos Osebe-Santiago de Compostela y Padrón-Osebe

El rasgo diferenciador de estos tramos es que, de forma íntegra el primero y parcialmente el segundo, tenían que ejecutarse a modo de desdoblamiento de la línea existente, que discurría por numerosos núcleos urbanos, con edificaciones en bordes de talud y multitud de servicios afectados, confluyendo el primero de los tramos en la entrada a la estación de Santiago de Compostela con la línea ferroviaria Orense-Santiago, además de tenerse que mantener ambas líneas en servicio durante las obras.

Junto a los tratamientos de claveteado o *soil-nailing* en los taludes de emboquille de los túneles, la estructura de contención más empleada ha sido la pantalla de micropilotes con uno o varios niveles de anclajes de barra, en distintas zonas del tramo Osebe-Santiago.

#### 3.1. AMPLIACION DE TRINCHERAS CON EDIFICACIONES Y/O INFRAESTRUCTURAS PROXIMAS

La solución de proyecto contemplaba la ejecución de muros anclados a realizar por bataches.

Este procedimiento planteaba grandes inconvenientes por el hecho de tener que ejecutarse en periodo nocturno y con horario restringido durante el que no circulasen trenes, ya que se invadía el gálibo mínimo ferroviario. Este horario útil era de 5 a 6 horas e incluso inferior los días en que hubiera labores de conservación, bateo, etc.

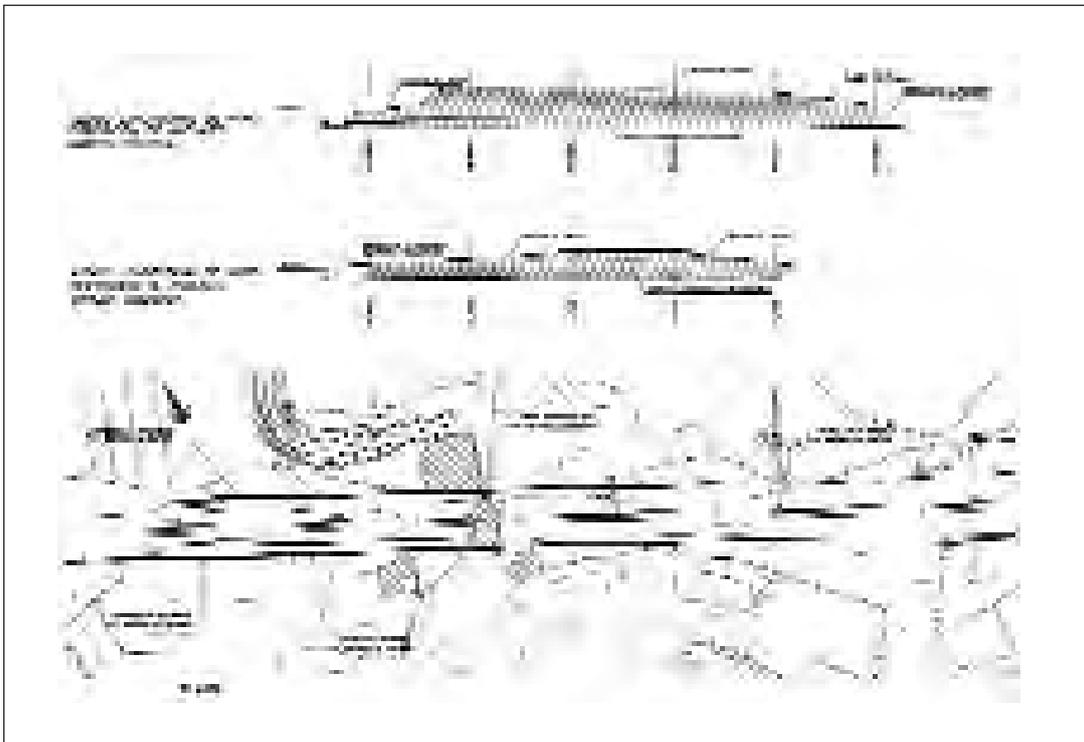


FIGURA 13

Además, conllevaba un gran número de ciclos de trabajo de distintas unidades (excavación, armado-encofrado-hormigonado, bulonado...) sin continuidad entre ellas y con paralización de maquinaria. Todo ello hacía inviable tanto económicamente como en plazo la ejecución de la secuencia prevista.

Por ello se pensó en otro tipo de estructura de contención que evitara el condicionante de los bataches y permitiera en la medida de lo posible el trabajo en horario diurno sin afectar a la circulación ferroviaria, completando menos fases de trabajo hasta llegar al fondo de excavación.

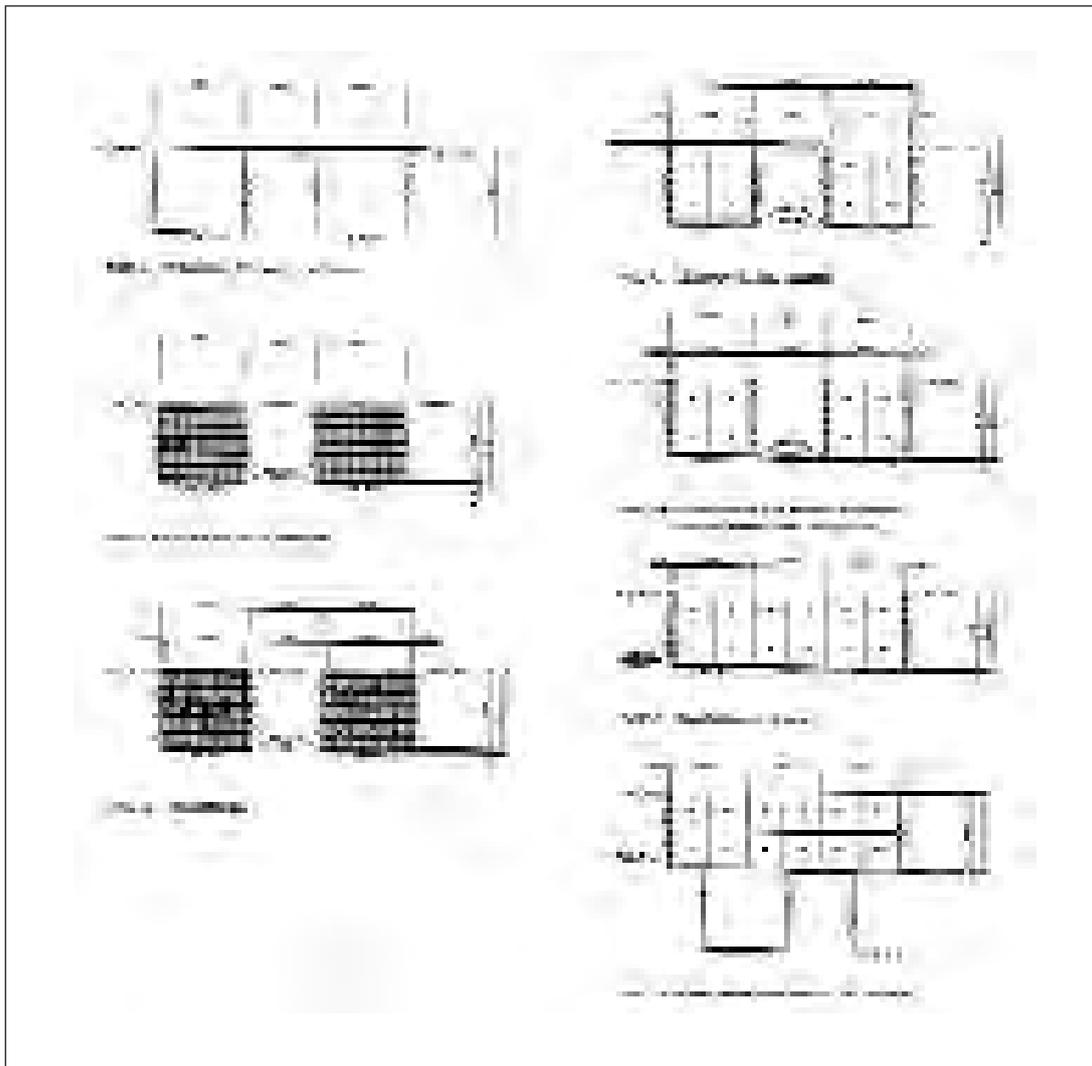


FIGURA 14

La solución adoptada fue una pantalla de micropilotes, con anclajes de barra en distintos niveles en función de las alturas de talud y la presencia o ausencia de edificaciones en coronación.

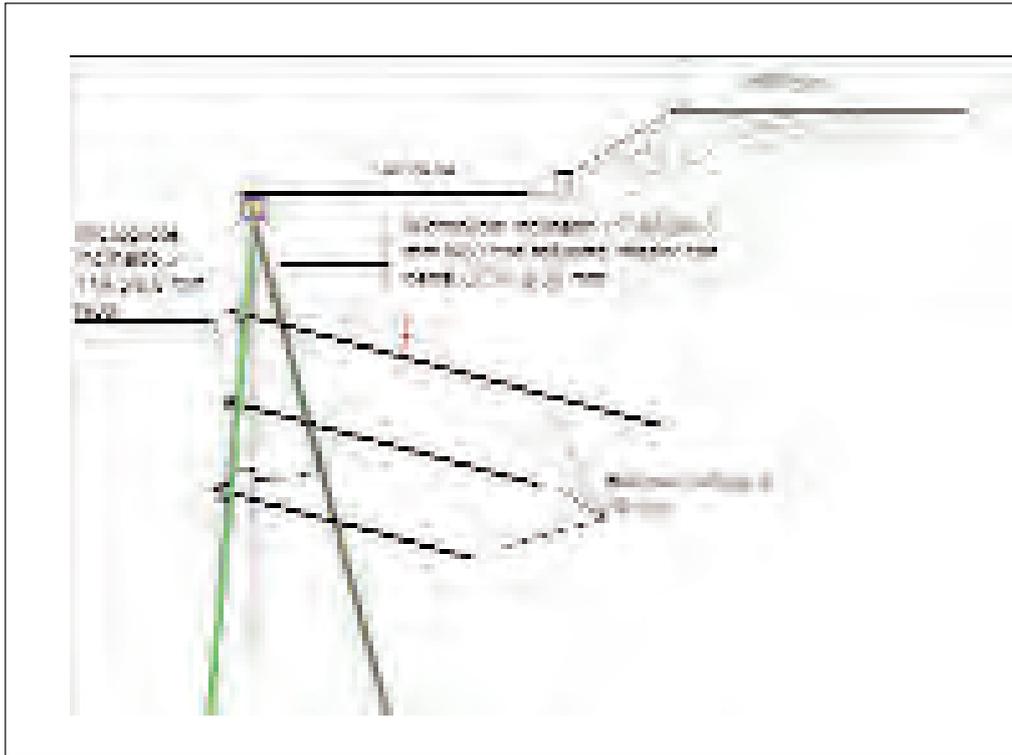


FIGURA 15

Las fases de ejecución, de forma continuada y sin interferencia entre ellas, fueron las siguientes:

- Micropilotes.
- Viga de atado.
- Anclajes en cabeza, en su caso.
- Excavación hasta el siguiente nivel de anclajes.
- Anclajes.
- Viga de reparto de anclajes.
- Excavación.
- Repetición de las tres fases anteriores.



FIGURA 16



FIGURA 17



FIGURA 18



FIGURA 19



FIGURA 20



FIGURA 21

**CONTENCIÓN DE TALUDES EJE ATLÁNTICO. TRAMO OSEBE-SANTIAGO**

**RESUMEN DE DATOS DE LOS TRABAJOS REALIZADOS**

| Punto de Emboque | Tipo de Emboque | MATERIALES |          |          | Espesor (cm) | Tipo de Emboque | Luz de Emboque (m) | MATERIALES |          |          |
|------------------|-----------------|------------|----------|----------|--------------|-----------------|--------------------|------------|----------|----------|
|                  |                 | Gravilla   | Gravilla | Gravilla |              |                 |                    | Gravilla   | Gravilla | Gravilla |
| 1.1              | 1.1             | -          | -        | -        | -            | -               | -                  | -          | -        | -        |
| 1.2              | 1.2             | 1.50       | 1.50     | 1.50     | -            | -               | 1.50               | -          | -        | 1.50     |
| 1.3              | 1.3             | 1.50       | 1.50     | 1.50     | -            | -               | 1.50               | -          | -        | 1.50     |
| 1.4              | 1.4             | 1.50       | 1.50     | 1.50     | -            | -               | 1.50               | -          | -        | 1.50     |
| 1.5              | 1.5             | 1.50       | 1.50     | 1.50     | -            | -               | 1.50               | -          | -        | 1.50     |
| 1.6              | 1.6             | 1.50       | 1.50     | 1.50     | -            | -               | 1.50               | -          | -        | 1.50     |

FIGURA 22

### 3.2. AMPLIACION DE PASOS INFERIORES/SUPERIORES

Pasos superiores que no cumplían con los gálibos necesarios para la doble vía. Se debían ampliar o demoler y reconstruir respetando los viales y edificaciones próximas.

En un caso se afianzaron los estribos mediante muros anclados ejecutados por bataches.

En otra ocasión, los estribos del puente existente quedaban dentro del gálibo de vías, por lo que se demolió éste, cimentándose los estribos del nuevo puente con micropilotes.



FIGURA 23

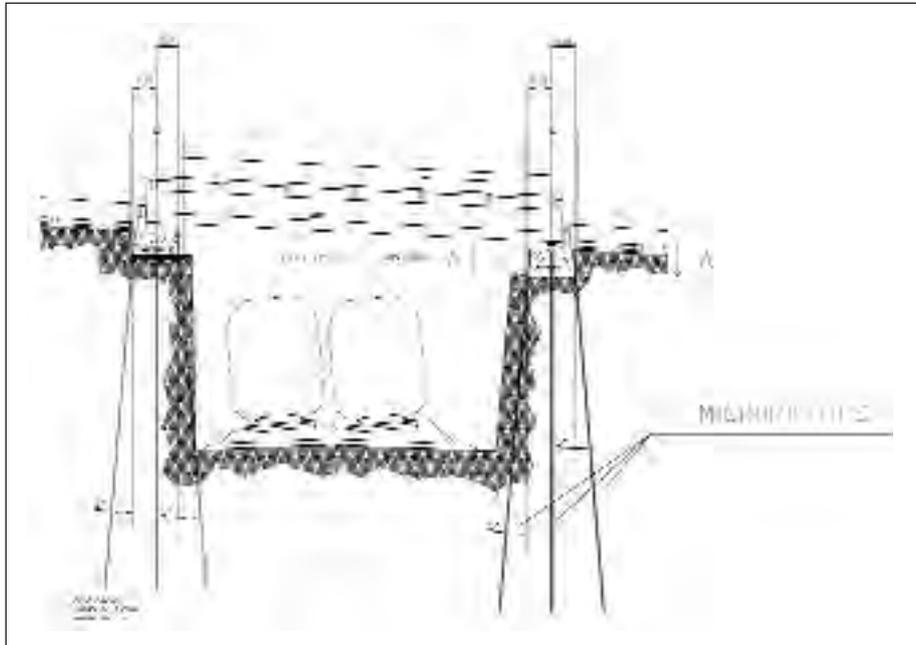


FIGURA 24



FIGURA 25

### 3.3. CONFINAMIENTO DE INFRAESTRUCTURAS EN TERRAPLEN

La entrada a la estación de Santiago confluía en terraplén con la vía Santiago- Orense (también vía única) y obligaba a colocar una tercera vía donde había dos; además, con el espacio limitado estrictamente por las pilas de un viaducto carretero con el que se cruzan con ángulo mínimo en una gran longitud. El espacio existente era estricto en planta; pero ambas líneas confluían con diferencias de cota significativas, lo que obligaba a excavación vertical con nuevas pantallas de micropilotes por el exterior y entre las vías.

- **Pantalla lado vía de Orense:** Micropilotes armados con tubería 114-9 mm de acero N80, inclinados  $15^\circ$  cada 2 m.



FIGURA 26



FIGURA 27

- **Pantalla lado vía de Redondela:** Micropilotes verticales armados con tubería 114-9 mm de acero N80, 4 uds/ml, con bulones de 25 mm en cabeza, inclinados 45°, 1 ud/ml.

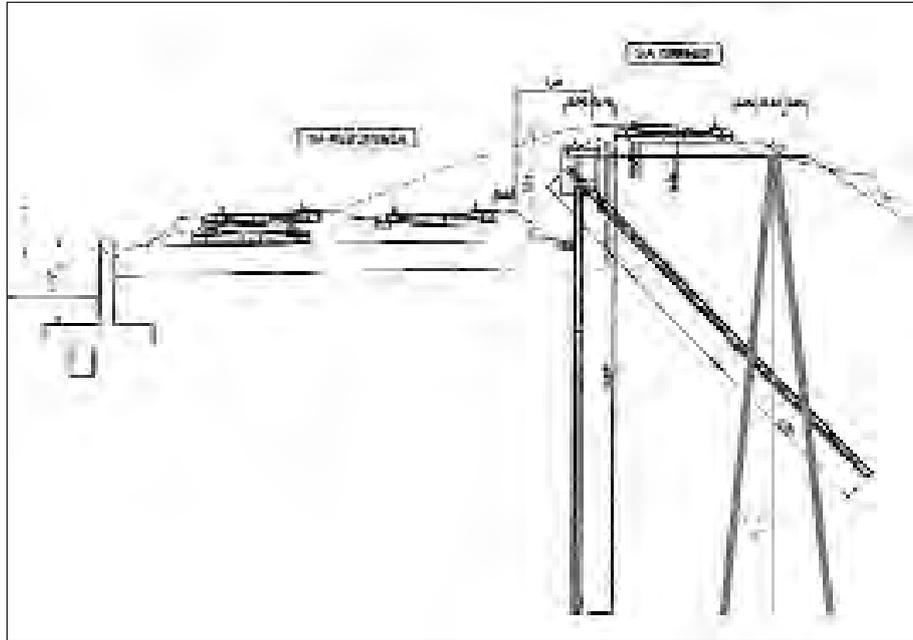


FIGURA 28



FIGURA 29



FIGURA 30



FIGURA 31

• **Mediciones aproximadas:**

- Micropilote armado con  $\phi_{ext}/e$  114/9 mm y  $\phi_{ext}/e$  88,9/9, con barra interior  $\phi$  32 mm, 14.500 m.
- Anclaje de barra:  $\phi$  40 mm, 6.000 ml.



FIGURA 32

#### 4. Ramal ferroviario Pontevedra-Marín

Se trata de una infraestructura de conexión de Pontevedra con el puerto de Marín.

Cabe mencionar como antecedente que a principios del siglo XX se comenzó la ejecución de este túnel, siendo abandonado tras un colapso. La boca del lado Pontevedra quedó accesible, pero no la del lado Marín, cuyo acceso quedó enterrado, quedando ejecutada una parte de túnel-galería, sin conocerse su localización y trazado exactos.

La obra quedó olvidada. Posteriormente, en los años noventa, se construye un centro comercial sobre la traza teórica que unía las dos bocas del túnel, y parcialmente sobre la galería abandonada.

En otoño del año 2000 se comienza la obra promovida por S.P.I. Galicia, S.A. (Xunta de Galicia), iniciándose los trabajos de excavación de la trinchera para la ejecución del túnel por el lado Marín, junto a la carretera de Pontevedra a Figueirido, que limita con el centro comercial.

Se producen varias inestabilidades en los taludes de emboquille; la más importante, en el talud frontal, quedando la carretera al borde del deslizamiento.

La situación, en resumen, era la siguiente:

- Emboquille lado Marín junto a carretera de Pontevedra a Figueirido, con unos 6,5 m de cobertura.
- Tras cruzar bajo la carretera, el túnel continuaría bajo el centro comercial, a lo largo de unos 125 m.
- Túnel antiguo existente: traza, dimensiones y longitud exactas desconocidas.

- **Tipo de terreno:** granitos y gneises GM IV-V, jabres fácilmente disgregables.

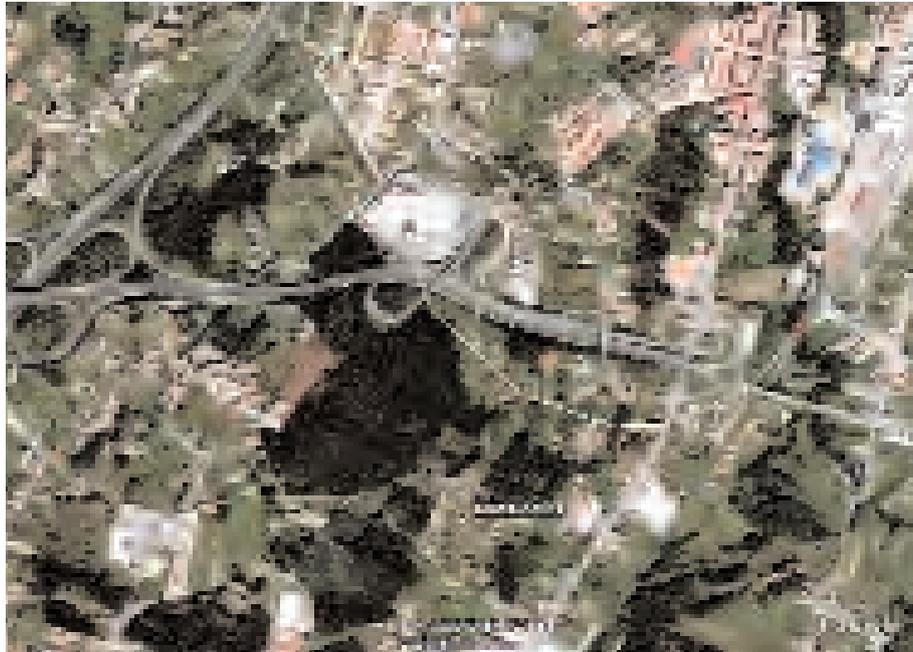


FIGURA 33

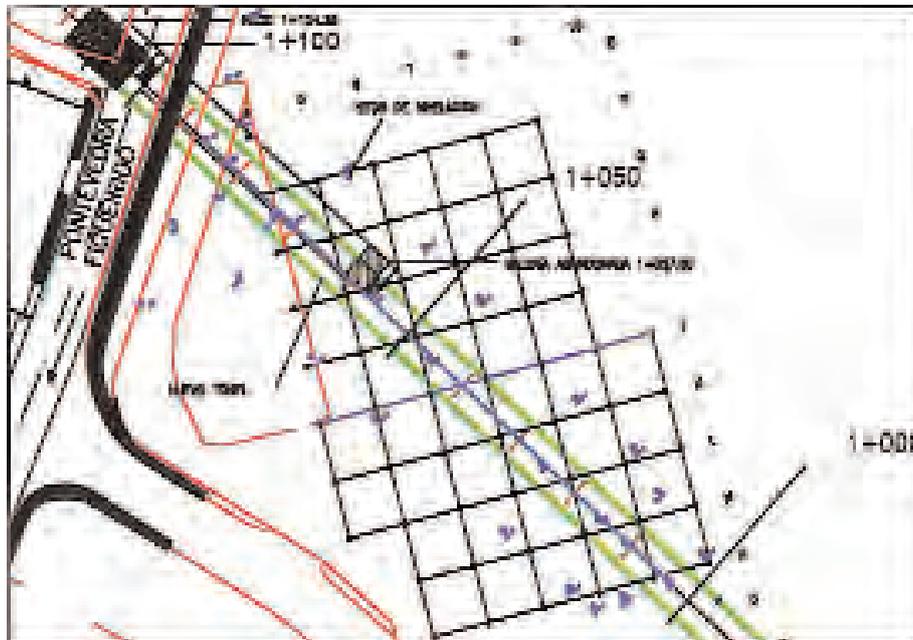


FIGURA 34



• **Tratamientos realizados:**

- Talud frontal: pantalla de micropilotes con anclajes de barra; paraguas pesado de micropilotes.

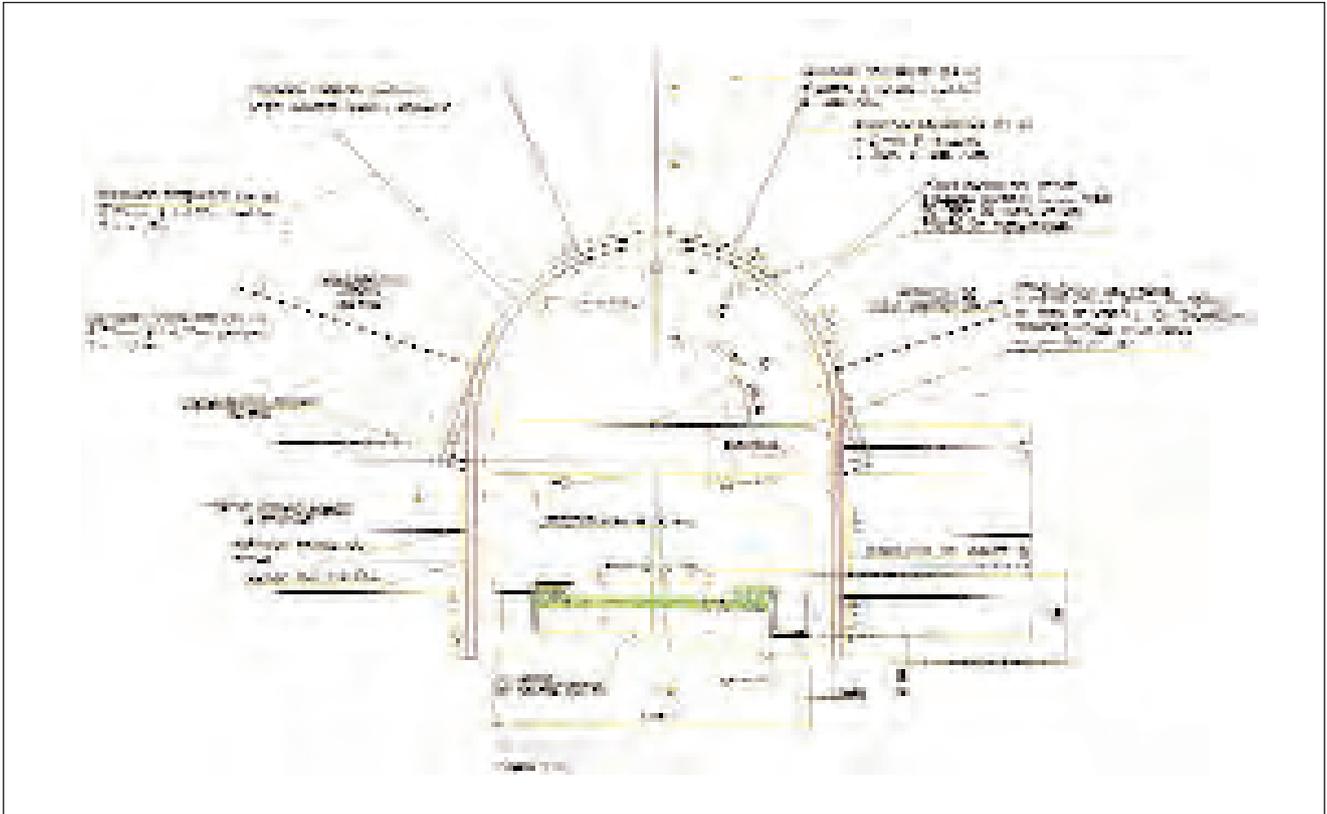


FIGURA 37

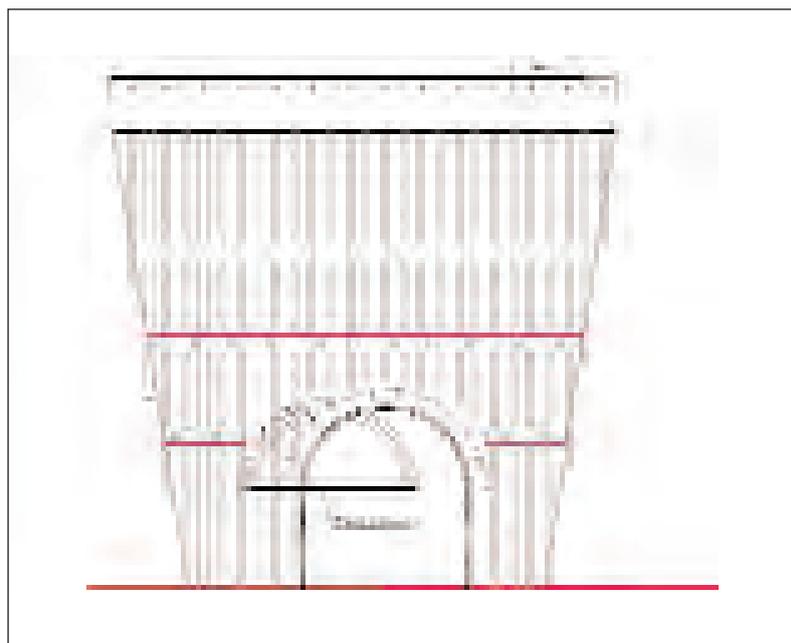


FIGURA 38



FIGURA 39



FIGURA 40

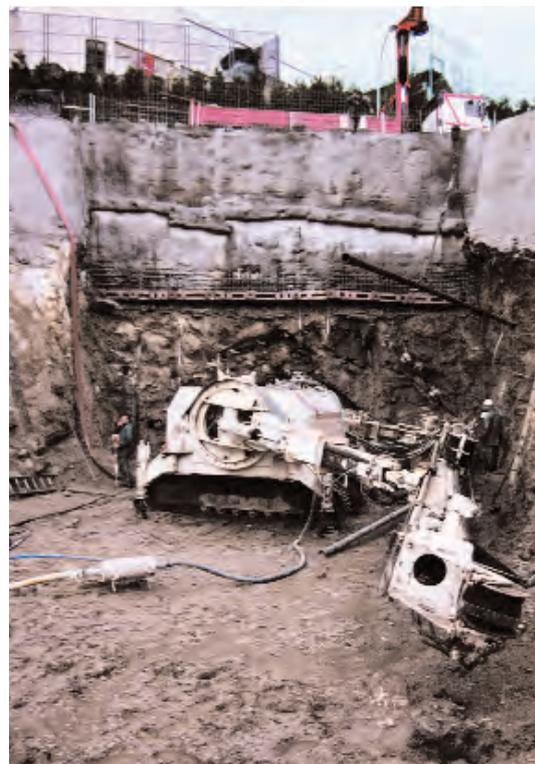


FIGURA 41

- Taludes laterales: *soil-nailing*.



FIGURA 42

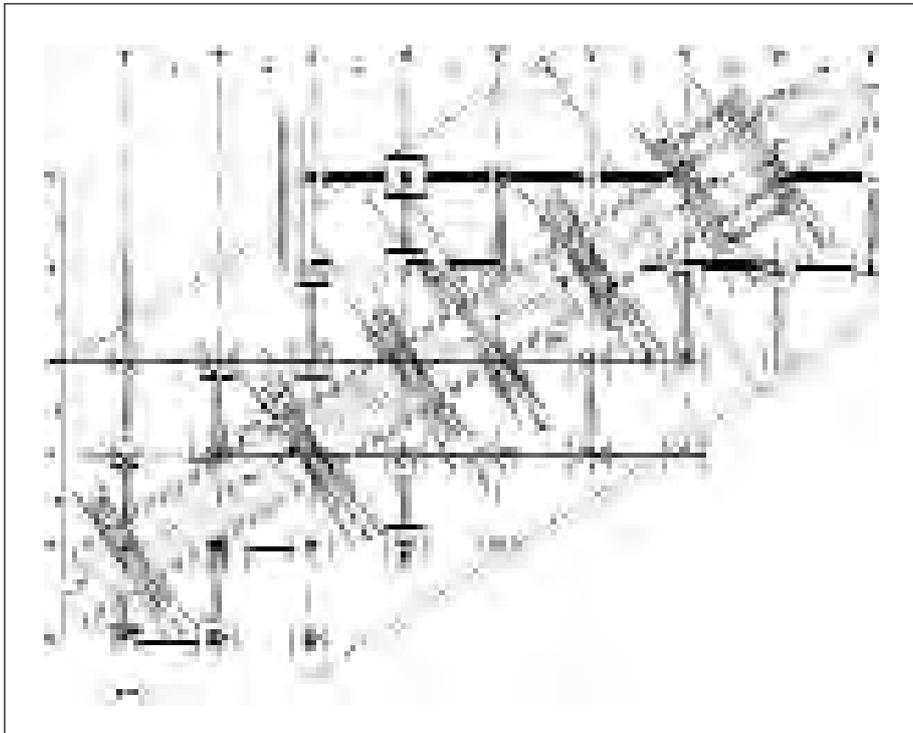


FIGURA 43

- Refuerzo de la cimentación del centro comercial: proyecto llevado a cabo por Typsa.
- **Tratamiento inicialmente previsto:**
  - Recalce con micropilotes, transfiriendo las cargas por debajo de la solera del túnel.

Tras comenzar a ejecutarse esta solución, se comprobó la excentricidad de la galería existente respecto al túnel a ejecutar, pues los micropilotes calaron en la misma. Se decidió entonces rellenarla con hormigón pobre y abandonar esta solución.

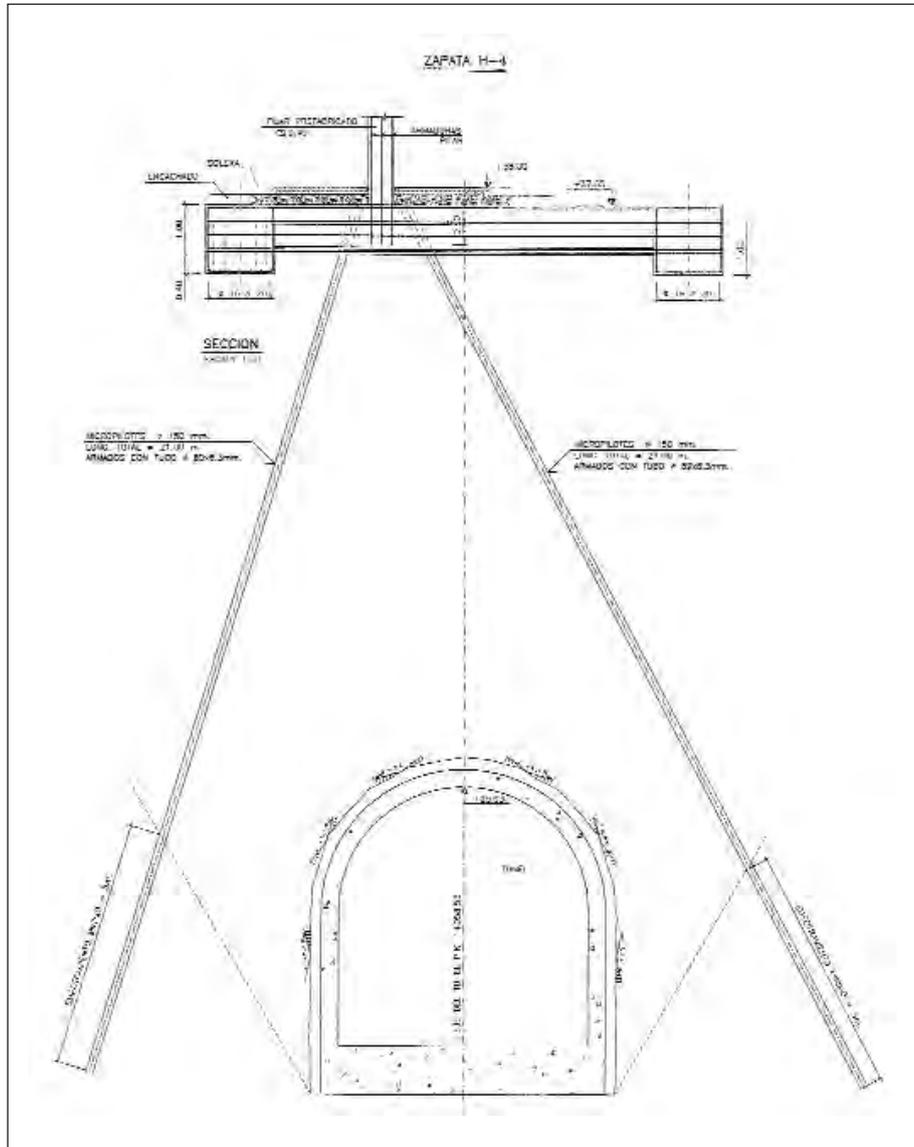


FIGURA 44

- **Tratamiento finalmente realizado:**
  - Refuerzo de la cimentación del centro comercial sobre la traza mediante inyecciones armadas y relleno sistemático de grandes huecos mediante inyección de morteros y lechadas sin presión.
- **Objeto:**
  - Mejora del terreno mediante relleno de fisuras y huecos o por compactación en zonas arenosas, a baja presión, minimizando el riesgo de hidrofRACTURACIÓN y con ella posibles levantamientos.
  - Inyección mediante la técnica de tubos-manguito alrededor de las zapatas para mejora y consolidación del terreno con presión y admisión controlados.

- Perforaciones sin equipar para relleno de cavidades sin presión.
- Perforaciones de  $\phi$  125 mm. equipadas con tubería metálica de  $\phi$  73 mm y 5,5 mm de espesor, con manguitos de inyección cada 0,5 m.
- Volumen estimado a inyectar del 15 % del volumen a tratar, en tres pasadas (5 %) en cada taladro: manguitos primarios, secundarios y terciarios.
- Secuencia de inyección ascendente hasta 2 m bajo la superficie.
- Presión máxima de inyección: 5 bar.

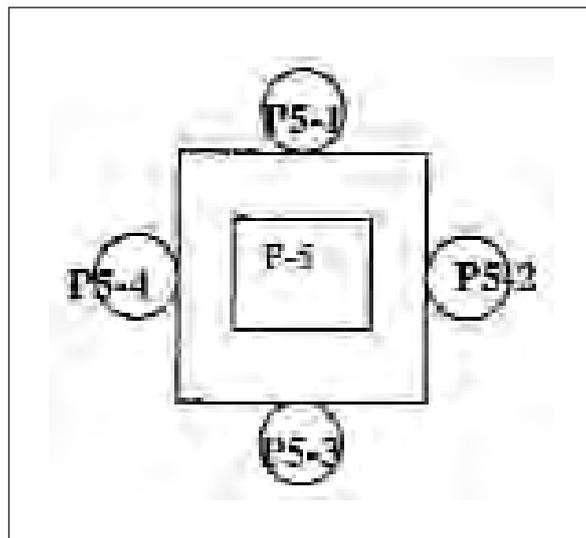


FIGURA 45

• **Resumen del tratamiento:**

- El 80 % de la inyección se realizó sin presión en relleno de cavidades o fisuras lavadas por filtraciones de agua freática hacia el túnel.
- El 20 % restante se realizó a través de los tubos-manguito a baja presión.



FIGURA 46

## 5. Bibliografía

*Micropiles for earth retention and slope stabilization.* Tom A. Armour. President and CEO. DBM Contractors, Inc., Federal Way, Washington.

*Micropile design and construction guidelines implementation manual.* Tom Armour, P.E.; Paul Groneck, P.E.; James Keeley, P.E.; Sunil Sharma, P.E., PhD. US Department of Transportation. Federal Highway Administration. Priority Technologies Program. Publication No. FHWA-SA-97-070.

*Geotechnical Engineering Circular.* No. 4: «Ground Anchors And Anchorage Systems». P.J. Sabatini; D.G. Pass, R.C.; Bachus. US Department of Transportation. Federal Highway Administration. Priority Technologies Program. Publication No. FHWA-IF-99-015.

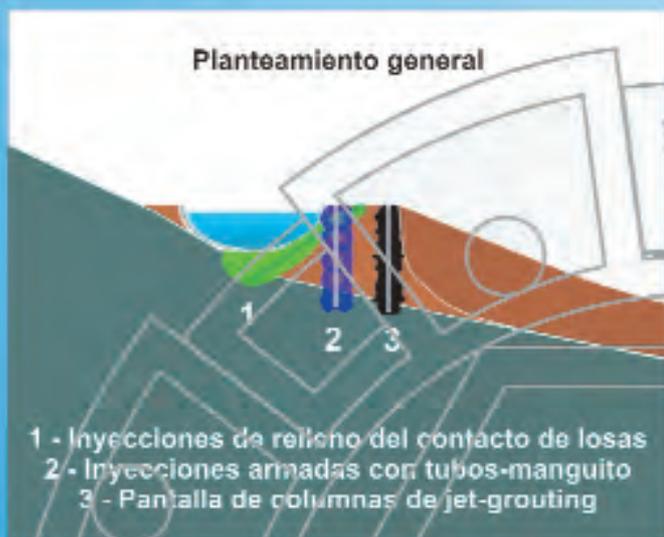
## 6. Referencias

[http://www.site.biz/descargas/Fichas\\_pdf/A\\_V\\_santiago\\_padron.pdf](http://www.site.biz/descargas/Fichas_pdf/A_V_santiago_padron.pdf)

*Jornadas sobre Obras de Interés Geotécnico Ejecutadas por los Constructores Españoles.* 20ª Sesión. 7 de junio de 2000.

Marco Fontana, Alejandro Soler, Evaristo del Monte, Pedro Ramírez. «Excavación de un túnel con escasa cobertura bajo un centro comercial». *Ingeopress.* Núm. 115. Mayo de 2003. Tysa. Departamento de Geotecnia.

# CORRECCIÓN DE INESTABILIDADES DE LOS TALUDES Y TERRAPLENES DEL CANAL GENIL - CABRA



## KRONSA

PILOTES PREFABRICADOS - PILOTES "IN SITU"  
 PANTALLAS - HIDROFRESA - ANCLAJES  
 MEJORA DE SUELOS - INYECCIONES - JET  
 MICROPILOTES - OBRAS MARÍTIMAS

C/ Velázquez, 50 - 5º  
 28001 - Madrid  
 Tfno 91 425 28 90  
 Fax 91 571 39 12  
 Email [inst@kronsa.com](mailto:inst@kronsa.com)  
[www.kronsa.com](http://www.kronsa.com)

Delegaciones en:  
 Barcelona, Bilbao,  
 Gijón, Madrid,  
 Palma de Mallorca,  
 Sevilla, Valencia y  
 Vigo



# Expo' 2008 Zaragoza

## Cimentación del Pabellón Puente sobre el río Ebro (Zaragoza)



Pilotes de diámetro 1.500 y 2.000 mm. Profundidad máxima de perforación 73 metros  
Prueba de carga de 2.000 toneladas con célula Osterberg



- Actividades**
- Cimentaciones pilotadas
  - Muros pantalla con cuchara hidráulica e hidrofresa
  - Pantallas de pilotes aislados y secantes
  - Tablestacados
  - Tratamientos de mejora del terreno

Serrano Anguita, 10 - 3º Dcha.  
28004 Madrid  
Tel.: 914 44 53 72  
Fax: 914 46 99 89  
E-mail: [terrabaauer@terrabaauer.com](mailto:terrabaauer@terrabaauer.com)



# Casos de corrección de inestabilidades en taludes y terraplenes del Canal Genil-Cabra

**José Luis ARCOS ÁLVAREZ**

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
RODIO-KRONSA

La zona regable del Canal Genil-Cabra constituye un espacio de unas 40.085 ha, en las provincias de Córdoba y Sevilla, situada en la margen derecha del río Genil, que la limita por el noroeste.

La superficie útil para riego se estima en 37.000 ha distribuidas entre los términos municipales de la provincia de Córdoba: Aguilar de la Frontera, La Carlota, Fuente Palmera, Montalbán, Montilla, Puente Genil, La Rambla y Santaella, con un total de 25.000 ha, y los términos municipales de la provincia de Sevilla: Écija y Estepa, con 12.000 ha.

El relieve es típico de campiña colinar, con pendientes en general muy suaves, de suelos con buenas características de fertilidad compuestos por arcillas expansivas y margas arcillosas de las denominadas habitualmente como margas azules del Guadalquivir (Figs. 1 y 2).

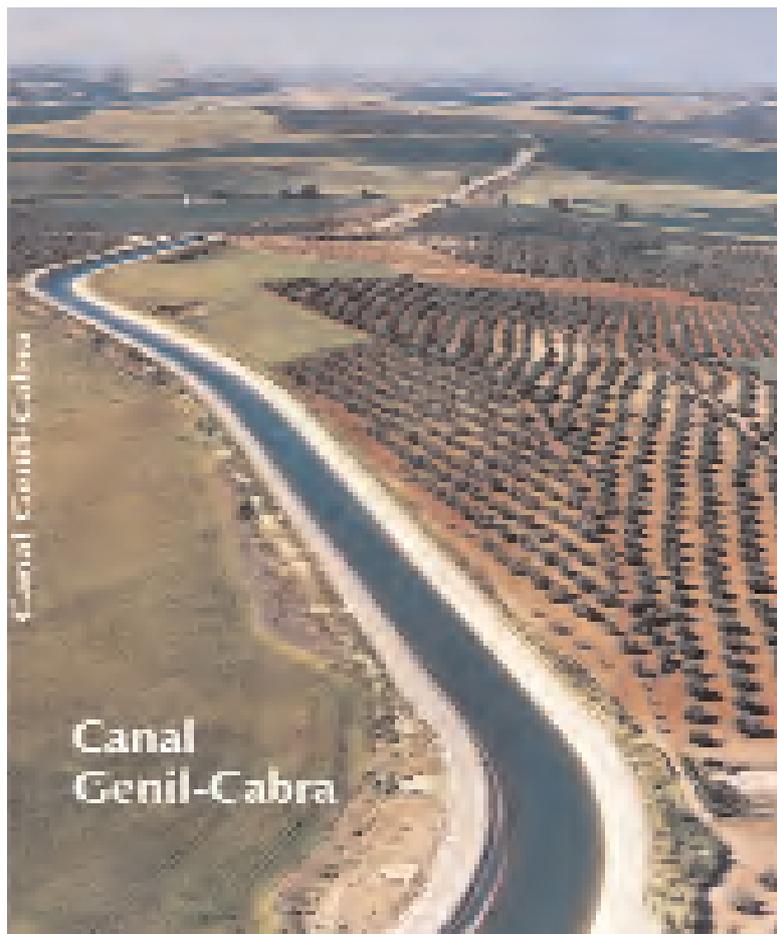


Figura 1. CANAL GENIL-CABRA: RELIEVE DE LA CAMPINA COLINAR.



Figura 2. PLANO DE SITUACION.

El agua que transporta el canal procede de la presa de Iznajar. A través del cauce del río Genil conduce los caudales hasta el embalse de Cordobilla, desde donde se eleva el agua al canal en la estación de bombeo principal.

El Canal Genil-Cabra tiene prevista una longitud total de 56,2 km, de los cuales se encuentran ya construidos 32,4 km.

La primera fase del canal, finalizada en 1994, con 22 kilómetros de longitud, puso en regadío 15.000 ha.

Posteriormente, en 2003, con la finalización del tramo I de la segunda fase, de 10,4 km, se añadieron otras 6.500 ha.



| CARACTERÍSTICAS       | 1ª FASE | 2ª FASE TRAMO I | 2ª FASE TRAMO II | 2ª FASE TRAMO III | TOTAL  |
|-----------------------|---------|-----------------|------------------|-------------------|--------|
| CAUDAL (m³/s)         | 40      | 50              | 10               | 10                |        |
| LONGITUD (km)         | 22      | 10,4            | 4,8              | 18,8              | 56,2   |
| REGADÍO (ha)          | 15.000  | 6.500           | 6.500            | 11.500            | 40.000 |
| SECTORES CONSUMO (ha) | I al XI | XII al XVI      | XVII al XIX      | XX al XXXII       |        |
|                       | 10      | 10,4            | 10               | 10,4              | 100    |

Figura 3. TABLA DE DATOS DEL CANAL Y SUS FASES DE PUESTA EN SERVICIO.

La sección del canal es parabólica, con un revestimiento de 10 cm de espesor de hormigón en masa.

La sección en los 20 km de la primera fase, antes de llegar al sifón del río Cabra, está diseñada para un caudal de hasta 40 m<sup>3</sup>/s, con una anchura en coronación de 22,86 m y una profundidad de 4,15 m (2,94 m de calado) (Fig. 4).

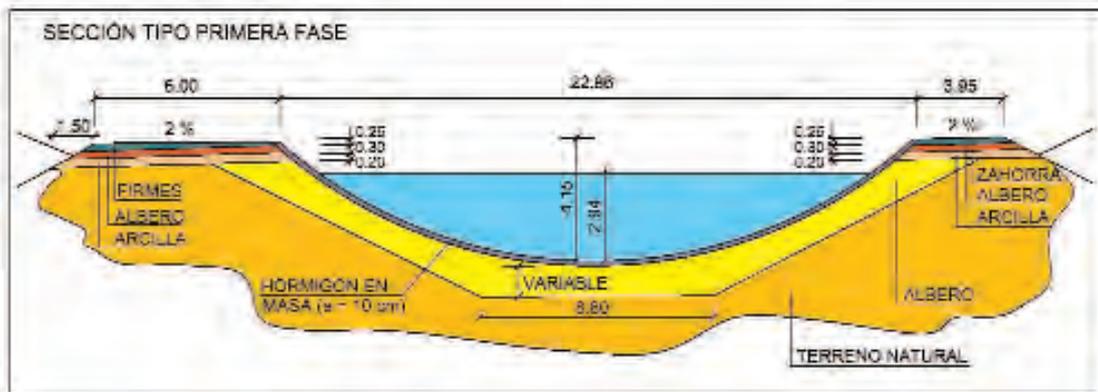


Figura 4. SECCION TIPO EN PRIMERA FASE DEL CANAL.

En la segunda fase, tramo 1, el caudal de diseño es de 26 m<sup>3</sup>/s, con anchura en coronación de 17,55 m y una profundidad de 3,75 m (2,80 m de calado) (Fig. 5).

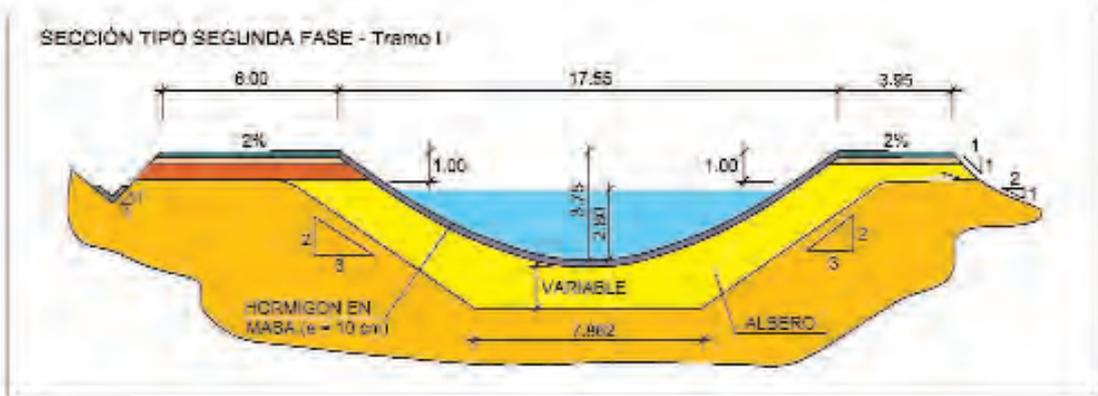


Figura 5. SECCION TIPO EN TRAMO PRIMERO DE LA SEGUNDA FASE DEL CANAL.

## Entorno geológico

El canal discurre por una orografía de muy bajas pendientes, con taludes naturales muy suaves generalmente entre 10 y 14°. Una característica en esta región cubierta por las margas azules del Guadalquivir.

Se trata de materiales miocenos, margosos, de coloración gris-verdosa (azulada) y algo más rojiza en las zonas superficiales sometidas a oxidación, que se extienden por todo el valle del Guadalquivir y grandes zonas de influencia lateral.

La expansibilidad de las arcillas que componen estas margas, así como el agrietamiento que se produce en sequía, permiten la penetración del agua de lluvia que, a través de los años, por los innumerables ciclos de cambio de volumen, produce su meteorización y alteración superficial de sus propiedades.

Estos materiales presentan comportamientos frágiles, con apreciable diferencia entre sus características resistentes de pico y residuales:

- Cohesión efectiva: a) de pico: 12-30 kPa; b) residual: 2,5-15 kPa.
- Rozamiento interno: a) de pico: 23-30°; b) residual: 12-15°.

Los análisis retrospectivos realizados en casos de inestabilidad estudiados confirman el comportamiento de estos materiales en valores de resistencia residuales.

El problema se presenta a la hora de diseñar una nueva obra que implique excavación de un talud, vaciado-trinchera, o cualquier terraplén que se cimente sobre estos materiales.

El proyectista se encuentra ante el dilema de escoger unos parámetros de cohesión y rozamiento (que probablemente sean valores de pico, proporcionados por ensayos de laboratorio) o decantarse por unos valores residuales, que pueden o no llegar a alcanzarse, lo que supondría un encarecimiento muy considerable de la obra.

A continuación se comentan tres casos de inestabilidad que produjeron daños posconstructivos al Canal Genil-Cabra y las soluciones finalmente ejecutadas.

### Caso 1: Deslizamiento en canal construido a media ladera, P.K. 3+300, de la 1ª fase del Canal Genil-Cabra

El problema de inestabilidad se localiza en un talud donde el canal se construyó a media ladera bordeando el afloramiento de rocas carbonatadas cretácicas que se denomina Sierra Gorda, en el término municipal de Puente Genil (Fig. 6).



Figura 6. VISTA AEREA DE LA ZONA DEL DESLIZAMIENTO.

El canal, en este punto, se construye sobre un terraplén arcilloso con arena y cantos sobre un cimiento de materiales margosos del mioceno bajo el que subyace el cretácico (Fig. 7)

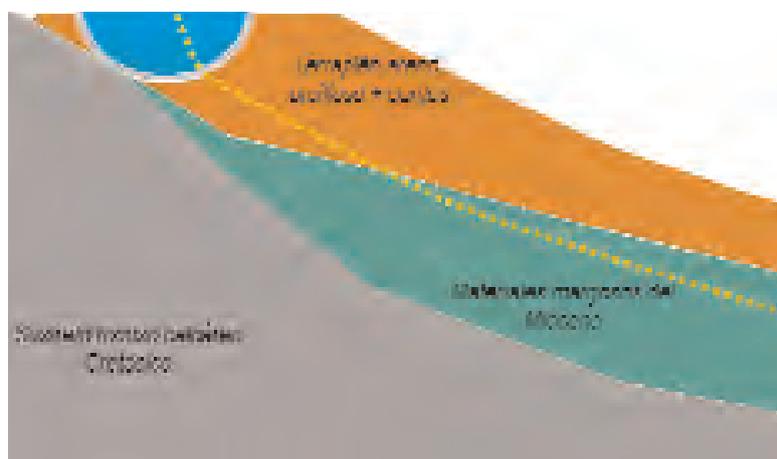


Figura 7. SECCION ESQUEMATICA DEL DESLIZAMIENTO.

La primera fase del canal finalizó su construcción en 1985, y desde entonces este talud no había dejado de presentar problemas de estabilidad.

Finalmente, tras varios intentos infructuosos, en 2002 se acometió la obra de estabilización del canal que se ha mostrado efectiva hasta el momento.

El deslizamiento de la ladera mostraba una morfología plana, paralela a la pendiente, donde el terraplén deslizaba junto con los metros superiores del material margoso.



Figura 8. ROTURA DEL REVESTIMIENTO DEL CIMIENTO.

Dada la dimensión de la ladera y la gran masa en movimiento, los intentos de detener el movimiento con actuaciones al pie de la ladera habían resultado infructuosos.

La inestabilidad del cimiento de canal provocaba la rotura de su revestimiento (Fig. 8). Esto, a su vez, hace que parte del agua que se transporta empape la ladera y active y acelere el deslizamiento.

La solución adoptada finalmente cambió la filosofía de actuación y decidió centrarse en conseguir la estabilización de la obra del canal, en cabeza de este deslizamiento, dejando al resto de la ladera que se moviera a su antojo.

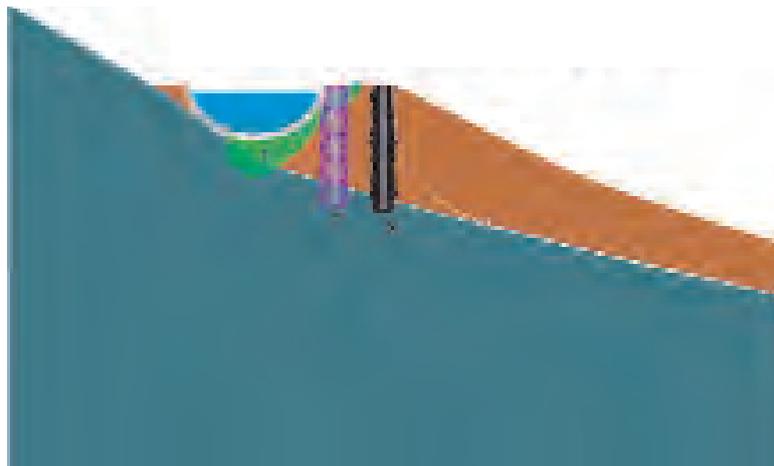


Figura 9. ESQUEMA DE LA SOLUCION DE ESTABILIZACION DEL CANAL.  
1) Inyecciones de relleno de las losas. 2) Inyecciones armadas con tubos-manguito.  
3) Tratamiento en pantallas de columnas de *jet-grouting*.

Adicionalmente, la actuación evita infiltraciones que pudieran cargar de agua la masa deslizante.

Se realizaron inyecciones de relleno bajo el revestimiento del canal para relleno de oquedades y tubificaciones que hubieran causado los escapes de agua por las grietas del revestimiento. Inyecciones armadas mediante tubos-manguito para consolidación bajo el camino de servicio y evitar que posibles fugas del agua del canal llegaran a saturar la ladera inestable.

Y, finalmente, una pantalla de *jet-grouting*, con la misión estructural añadida de aislar la infraestructura y la carretera de servicio del resto de deslizamiento.

Los trabajos ejecutados fueron, por este orden:

- 1) Inyecciones de relleno (Fig.10).
- 2) Perforación e instalación de tubo-manguito metálico para inyección.
- 3) Construcción de ataguías, instalación de bombeo (*by-pass*), vaciado de la zona de trabajo.
- 4) Retirada de lámina impermeable, demolición de las losas dañadas del canal y construcción de las nuevas.
- 5) Ejecución de la pantalla de columnas de *jet-grouting*.
- 6) Inyecciones repetitivas en los tubos-manguito metálicos (Fig. 11).
- 7) Reposición de lámina impermeable.
- 8) Restitución de la carretera de servicio del canal.

- **Inyecciones de relleno:** Se llevaron a cabo mediante lechadas de agua-cemento para relleno de los huecos existentes bajo la solera del canal. Se realizó una fila de perforaciones espaciadas 3 m con 12 m de longitud y 30° de inclinación respecto a la horizontal. Ejecutadas desde la carretera de servicio y a 1,3 m del borde del canal, por detrás de las losas del canal. La inyección se realizó a través del varillaje, por gravedad y en retirada.
- **Perforación e instalación de los tubos-manguito metálicos:** Finalizadas las inyecciones de relleno, se procedió a la perforación de taladros y a la colocación de tubos-manguito metálicos con inyección de sellado «gaine», para la posterior consolidación del terraplén y la formación de una pantalla resistente mediante inyecciones repetitivas.



Figura 10. TALADROS PARA INYECCIONES DE RELLENO.

Se ejecutaron dos filas de taladros verticales a 2 y 2,5 m del borde del canal, con un espaciado entre perforaciones de 2 m en cada fila y al tresbolillo. La profundidad de las perforaciones fue de 12 m, con lo que se lograba un empotramiento medio en terreno natural de unos 2 m. Se utilizó tubería de 64 × 54 mm, con manguitos cada 0,33 m.

La construcción de la pantalla de columnas de *jet-grouting* se simultaneó con los trabajos descritos en el apartado anterior. Las columnas de *jet* atravesaron todo el espesor del relleno, arraigándose en terreno firme, y fueron ejecutadas en el borde exterior de la carretera de acompañamiento del canal. Se realizó una pantalla de columnas secantes de *jet-1*, con un espaciado entre ejes de 0,6 m. La profundidad media de la pantalla fue de unos 14 m, de los que los dos últimos estaban empotrados en terreno natural no alterado (margas miocenas).

- **Inyecciones armadas con tubo-manguito:** Una vez ejecutada la pantalla de *jet-1*, se procedió a la inyección de los tubos-manguito. De este modo se contaba con la pantalla de columnas de *jet-grouting* como confinamiento exterior del tratamiento de consolidación del relleno mediante las inyecciones repetitivas de los tubos-manguito. Del otro lado, las losas repuestas, junto con las losas en buen estado, constituían el confinamiento interior del relleno, inyectándose además a presiones controladas el contacto losa-terreno, especialmente en las recién construidas.

Con el fin de poder controlar las filtraciones de lechada de cemento al lecho del canal y vigilar el comportamiento de las inyecciones, se aplazó la instalación de la lámina impermeable contemplada en el proyecto. La inyección se realizó mediante obturador doble en cada uno de los manguitos y de forma ascendente. El volumen de cemento se limitó a 200 l por manguito, y la presión máxima de inyección, a 3 kg para minimizar los empujes sobre las losas del canal. La admisión media en el total de las diversas fases de inyección estuvo en torno a 150 kg/ml.

El canal se mantuvo en servicio durante la duración de los trabajos, habiéndose aislado la zona de actuación mediante sendas ataguías, desviando el caudal mediante bombas y tubería que aseguraban el suministro mínimo necesario.

Desde 2002 hasta la fecha actual (enero de 2009) no ha sido necesaria actuación alguna. El canal se mantiene estable, aunque, como se había previsto, la ladera sigue mostrando movimientos.



Figura 11. HORMIGONADO DE LAS LOSAS REGENERADAS DEL CANAL Y TUBOS-MANGUITO DE LAS INYECCIONES ARMADAS VERTICALES.

## Caso 2: Inestabilidad por fallo de cemento del terraplén 0+500 del tramo 1 de la 2ª fase del Canal Genil-Cabra

El tramo 1 de la segunda fase del canal se ejecutó durante los años 2001 y 2002. Al igual que el construido en la fase anterior, los problemas de inestabilidad por deslizamientos fueron habituales en las excavaciones, con soluciones principalmente basadas en tender taludes y ejecutar drenajes. Las suaves vaguadas se salvan mediante terraplenes de mediana o baja altura, que inevitablemente se cimentan sobre las margas azules del Guadalquivir, con las correspondientes obras transversales de drenaje. Estas obras consisten en tubos de diámetros superiores a 1 m que atraviesan los terraplenes por el punto bajo de la vaguada, allí donde el terraplén tiene su máxima altura.

El problema no tarda en aparecer cuando estas obras transversales no se mantienen convenientemente limpias, por lo que cortan el flujo de la escorrentía por la vaguada y producen un embalsamiento en el paramento aguas arriba del terraplén, a modo de presa. Aunque estos embalsamientos sean pequeños encharcamientos, su repercusión sobre el deterioro de la resistencia del cemento del terraplén es importante. Éste es el caso del terraplén 0+500 de este tramo del canal.

El terraplén de este caso tiene una altura máxima de 17 m, y el tubo de drenaje transversal, un diámetro de 1,80 m.



Figura 12. ROTURA DE LAS LOSAS DEL CANAL EN MARGEN IZQUIERDA.

La patología observada consistía en un descenso de la margen izquierda del canal de hasta 50 cm que provocaba la rotura de las losas de revestimiento (Figs. 12, 13 y 14). También se registraron hundimientos del tubo de drenaje transversal de hasta 80 cm.



Figura 13. SIMULACION DEL DESLIZAMIENTO.

El movimiento detectado era compatible con un fallo del cimientado del terraplén que provoca su deslizamiento en contrapendiente. En 2004, cuando se acometieron los trabajos, los movimientos no se habían estabilizado, incluso tras el vaciado del canal.

La geometría del movimiento se reprodujo mediante un análisis retrospectivo con elementos finitos, si bien, para conseguir reproducir los movimientos, se requirió empeorar las propiedades del cimientado en la margen izquierda respecto a las adoptadas para la margen derecha (Fig. 15).

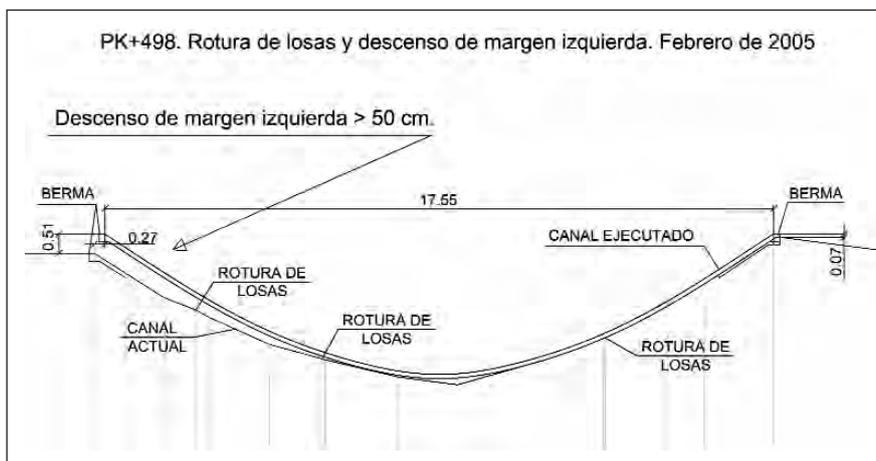


Figura 14. DESCENSOS MEDIDOS EN LA SECCIÓN DEL CANAL.

Este recurso era compatible con la idea de que el encharcamiento en la margen izquierda hubiera reblandecido el cimientado del terraplén en esa zona.

La actuación realizada para estabilizar el movimiento consistió en:

- **Pantalla de pilotes** de 1.000 mm de diámetro, con separaciones de 1,50 m en pie de terraplén de margen izquierda, incluso viga de coronación atando las cabezas de los pilotes (Figs. 16 y 17).
- **Pantalla de seguridad**, con micropilotes en "V" invertida en pie de terraplén de margen derecha y viga de coronación atando sus cabezas (Fig. 18).
- **Inyecciones armadas** de tratamiento del terraplén (Figs. 19 y 20).

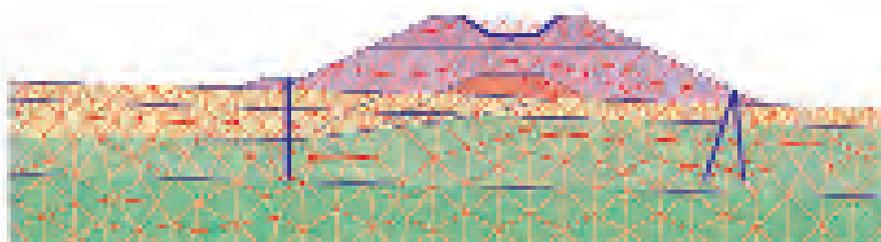


Figura 15. MODELIZACION DE LA SOLUCION CON ELEMENTOS FINITOS.

### Ejecución de la pantalla de pilotes



Figura 16. EJECUCION DE LA PANTALLA DE PILOTES.

La bondad de la solución adoptada se estudió mediante el cálculo del coeficiente de seguridad alcanzado con estas actuaciones.

El análisis retrospectivo fijó los parámetros de resistencia de los terrenos para una estabilidad crítica (coeficiente de seguridad: 1).

Con la introducción en el modelo de los pilotes, el coeficiente de seguridad alcanzaba el valor de 1,5.

Para el dimensionamiento de los pilotes se simuló su construcción con los elementos finitos y se procedió a calcular los esfuerzos que ocasionaba un empeoramiento de la resistencia del terreno, disminuyendo su cohesión y rozamiento por un factor de 1,3.



Figura 17. PANTALLA DE PILOTES: DESCABEZADO.



Figura 18. PANTALLA DE MICROPILOTES EN "V" INVERTIDA.

La obra finalizó con la reconstrucción de las losas de revestimiento del canal, recuperando el descenso de cota que se había producido en la margen izquierda (Fig. 21).

En este terraplén se dejaron instalados un inclinómetro y un extensómetro que, hasta la fecha –transcurridos más de tres años–, no han detectado nuevos movimientos.



Figuras 19 y 20. PERFORACION PARA INSTALACION DE TUBOS-MANGUITO PARA INYECCIONES ARMADAS (VERTICALES + INCLINADAS 25°).



Figura 21. RECONSTRUCCION DE LOSAS Y RECUPERACION DE COTA.

### Caso 3: Movimientos del terraplén 9+300 del tramo 1 de la 2ª fase del Canal Genil-Cabra

El terraplén del P.K. 9+300 de la segunda fase, tramo 1, del Canal Genil-Cabra es el de mayor envergadura de la traza. Tiene una longitud de 400 m y su altura máxima es de 28 m.

En previsión de posibles problemas de estabilidad, ya se había diseñado con un refuerzo de pilotes en el cimiento (Fig. 22) y se habían colocado un inclinómetro y un extensómetro con el objetivo de controlar posibles movimientos.

Cuando se decidió actuar para mejorar su estabilidad, el extensómetro mostraba un asiento de 25 cm y el inclinómetro registraba movimientos laterales compatibles con un deslizamiento a 28 m de profundidad; esto es, a unos 4 m bajo la base del terraplén, coincidente con la zona de alteración de margas azules.

La evolución en el tiempo de la inclinometría mostraba movimientos que alcanzaban los 50 mm, con velocidades de 50 mm/año, sin estabilización (Figs. 23 y 24).

El comportamiento de los pilotes que se habían ejecutado bajo el cimiento, previos a la construcción del terraplén, era aceptable; pero, por desgracia, su diseño se había limitado a la mitad de la longitud total del terraplén. La inclinometría, en el centro del terraplén, mostraba también una componente longitudinal, que confirmaba la tendencia del movimiento esquivando el refuerzo de pilotes existente.

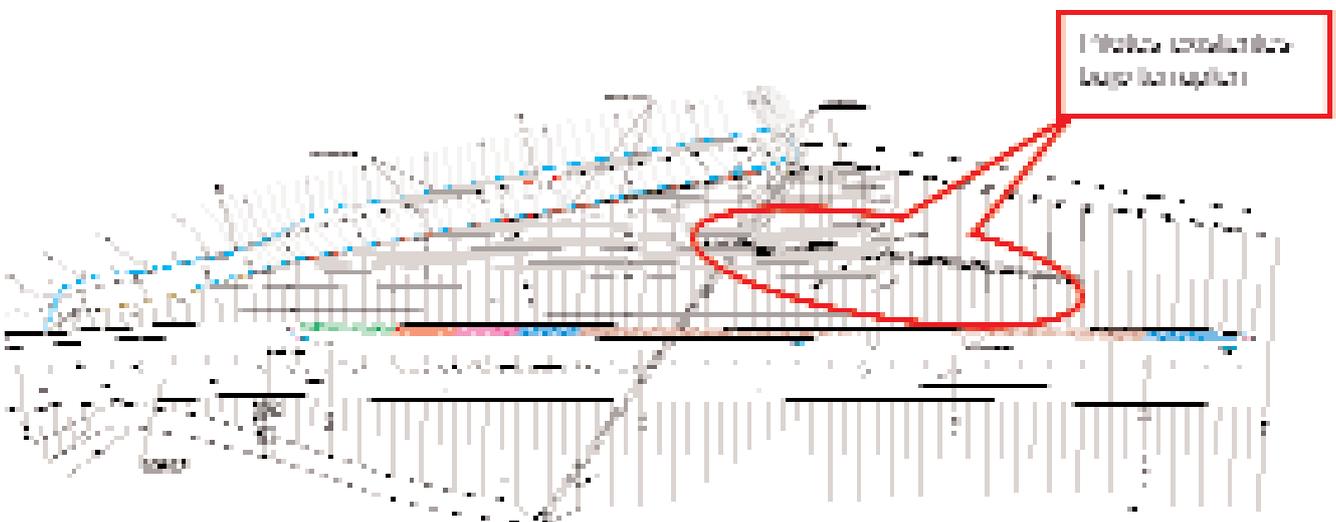
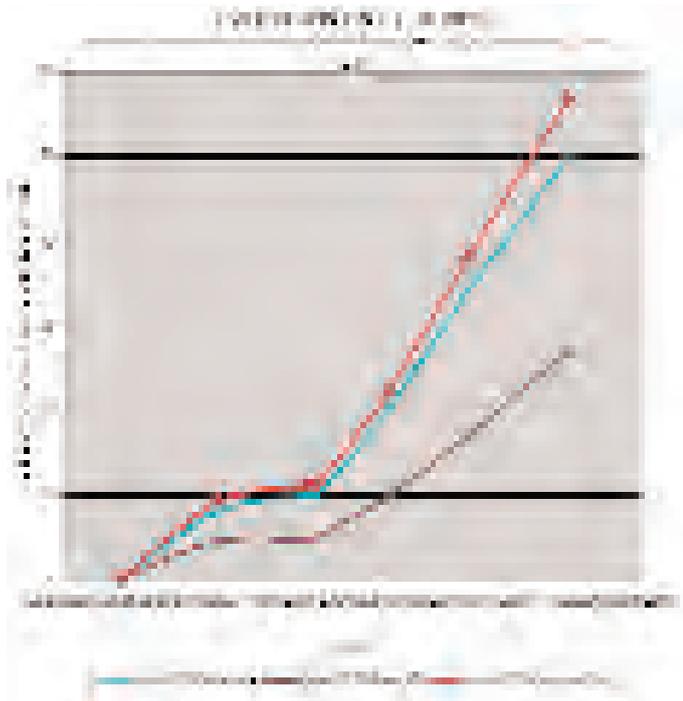
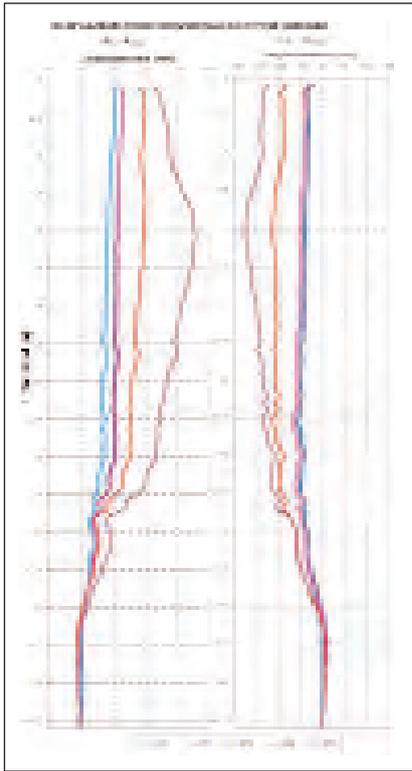


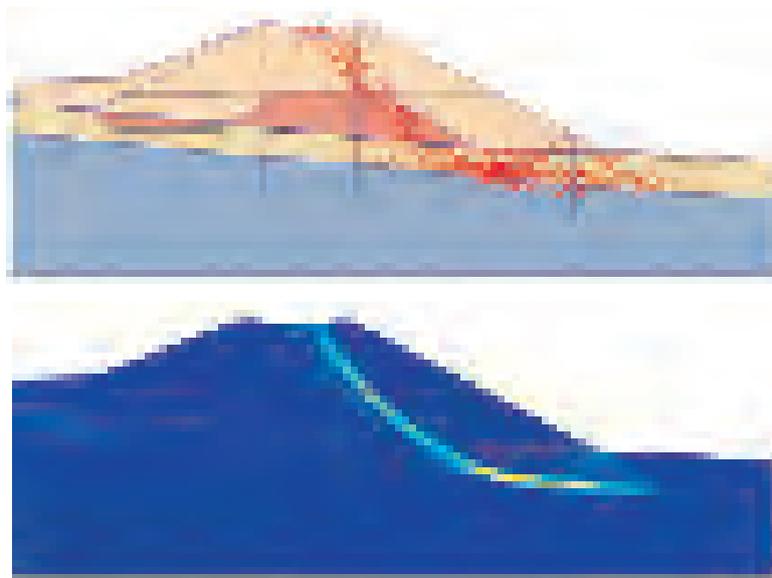
Figura 22. TERRAPLEN 9+300 Y SITUACION DE LOS PILOTES EJECUTADOS PREVIAMENTE AL TERRAPLEN.



**Figuras 23 y 24. EVOLUCION EN EL TIEMPO DE LOS MOVIMIENTOS LATERALES DEL INCLINOMETRO: REGISTROS A DISTINTAS PROFUNDIDADES.**

Para reajustar el modelo y calcular la bondad de la solución estructural se procedió a realizar una modelización con elementos finitos y un análisis retrospectivo.

El modelo se ajustó hasta reproducir adecuadamente la forma de deformación que apuntaban los extensómetros e inclinómetros. Finalmente, se obtuvo una forma de rotura del terraplén que se horizontalizaba, aplanándose a unos 4 m de profundidad dentro del cemento de margas azules (Fig. 25).



**Figuras 25. MODELIZACION DE LA SUPERFICIE DE ROTURA.**

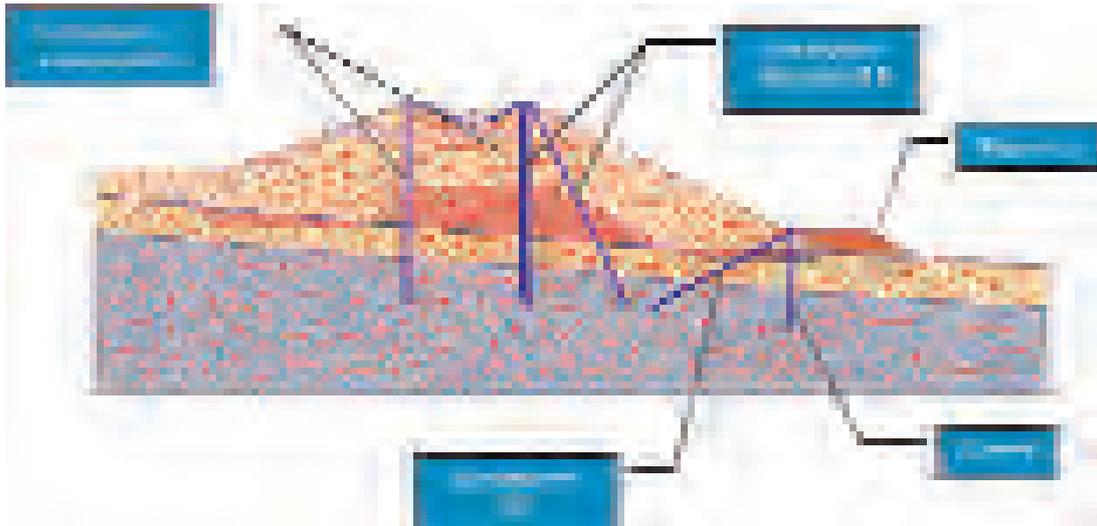
Para el diseño de la solución estabilizadora se utilizó el modelo de elementos finitos definido a partir del análisis retrospectivo.

Se probó la mejora con berma de tierras en el pie del terraplén, lo que resultaba insuficiente, al menos con la dimensión que era ejecutable sin recurrir a expropiaciones.

También se consideró una pantalla de pilotes en el pie del terraplén; pero se obtenía una rotura más probable que esquivaba los pilotes, aflorando inmediatamente antes de los mismos, con insuficiente coeficiente de seguridad. Finalmente, se decidió buscar un tratamiento compuesto que interceptara la superficie de rotura más probable en diversos puntos.

La actuación consistió en lo siguiente (Fig. 26):

- Una berma de tierras en el pie del terraplén, de dimensión tal que no requiriera expropiación de las propiedades colindantes.
- Una pantalla de pilotes de 1 m de diámetro espaciados cada 1,40 m. Los pilotes se ejecutaron desde la plataforma superior de la berma de tierras, lo que permitía aproximarlos más al terraplén (Fig.27).



**Figuras 26. TRATAMIENTOS MODELIZADOS EN LA MALLA DE ELEMENTOS FINITOS.**

- Una pantalla de micropilotes de 160 mm de diámetro, inclinados  $30^\circ$  con la horizontal cada 1,40 m, entre cada uno de los pilotes de la pantalla.
- Una viga de coronación atando las cabezas, tanto de los pilotes como la de los micropilotes, ambas coincidentes, a pie de terraplén y a cota superior de la berma (Fig. 28)
- Un dren compuesto por una zanja rellena de gravilla más tubo ranurado, ambos con protección de geotextil, que evitaría encharcamientos del terreno del pie del terraplén.
- Dos filas de taladros equipados con tubos-maguito para constituir un tratamiento de inyecciones armadas, ejecutadas desde la coronación del terraplén. Una fila de taladros verticales y otra fila inclinada de forma que cortaran la superficie del deslizamiento en dos puntos.



**Figuras 27. EJECUCION DE PILOTES DESDE LA BERMA DE TIERRAS A PIE DE TERRAPLEN.**

El diseño de este tratamiento pretendía evitar el uso de agua en la perforación a toda costa. Tal uso, en la gran longitud lineal de metros a perforar, podría llevar a empapar de manera muy peligrosa el cuerpo del terraplén, así como el contacto con el cemento y este mismo. Las consecuencias podrían ser nefastas. Se optó por utilizar espumante para mitigar los daños y los resultados fueron realmente satisfactorios. El aporte de agua al terreno fue prácticamente nulo.



Figura 28. VIGA DE ATADO DE PILOTES Y MICROPILOTES.

Hubo que vigilar las presiones y caudales, ya que había inyecciones que se desarrollan entre 30 y 42 m de profundidad, donde existía el riesgo de descuidar los parámetros debido a que los daños no serían visibles de manera inmediata. Por ello la fase de inyección se llevó a cabo pilotada por ordenador bajo el **software** Spice controlando presión y caudal. De esta forma se asegura rellenar las fisuras de desecación y humectación de las margas y las oquedades existentes, sin llegar a producir **clacage** y, por consiguiente, nuevas fisuras por donde se facilitaría el paso de agua.

- Colocación de lámina de PVC como medida preventiva para evitar cualquier fuga de agua a través de grietas en el revestimiento (Fig. 29).



Figuras 29. COLOCACION DE LAMINA DE PVC.



**LÍNEA 9 DEL METRO DE BARCELONA - ESTACIÓN DE COLLBLANC**  
- Pantallas con hidrofresa a 71 m. de profundidad

**PUENTE DEL TERCER MILENIO - ZARAGOZA**  
- Pilotes de gran diámetro y Jet Grouting para la cimentación



**OFICINAS CENTRALES**

C/ Los Llanos de Jerón 10 y 12 28023 Coslada (Madrid)  
Tel. 91 660 00 00 Fax. 91 671 64 60  
[www.geocisa.com](http://www.geocisa.com)

**GEOCISA**

Empresa asociada **AETES**



## Muro Pantalla y Pilotes de gran diámetro

**Cliente:** Sacyr

**Propiedad:** SMASA (Sociedad Municipal de Aparcamientos de Málaga, S.A.)

**Periodo de ejecución:** Junio-Diciembre 2006

**Pantalla:** 14.560 m<sup>2</sup>, espesor 0,60 m, profundidad 27 m.

**Pilotes de diámetro 1.500:** 53 und. Profundidad hasta 42 m, con perfiles metálicos aplomados.

**Equipos utilizados para pilotes:** IMT 180, dotado de equipo de parámetros.

**Equipo utilizado para pantalla:** 2 equipos Liebherr 845 y cucharas STEIN de 14 t de peso.

La ejecución de los muros pantalla se ha realizado trabajando a 0,45 m de los balcones y con el tráfico de residentes continuo.



# Aplicación del *soil-nailing* a la estabilización de taludes de excavaciones

**Gustavo ARMIJO PALACIO**

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
GEOTECNIA Y CIMENTOS

## RESUMEN

En este artículo se analiza la práctica habitual en el campo del *soil-nailing* o «cosido de suelos», mediante la presentación de un ejemplo de aplicación con esta técnica a la estabilización de taludes en excavaciones.

En dicho ejemplo se expone la metodología de cálculo seguida, aplicando uno de los programas de ordenador más comúnmente usados. Además, se destacan los aspectos más importantes del proceso constructivo y las variaciones adoptadas en ciertos casos particulares (presencia de servicios, cimentaciones existentes, etc.), incluyendo una comparación con las otras técnicas disponibles para la estabilización de taludes de excavaciones. También se analizan el control de ejecución y el control de resultados que deben ir asociados a este tipo de obras de *soil-nailing*.

## 1. Introducción

La ampliación del hospital universitario de oncología Robert Wood Johnson, de la ciudad de New Brunswick, en el estado norteamericano de Nueva Jersey, requería la ejecución de una excavación de aproximadamente 12.000 m<sup>2</sup> en planta, con una profundidad media de unos 6.25 m (Figs. 1 y 2). La ejecución de esta excavación presentaba los siguientes condicionantes (Armijo, 1999):

- En la zona de unión entre los edificios existentes y el nuevo, los taludes de la excavación tenían que ser verticales o casi verticales.
- En dicha zona, la cimentación de la estructura principal (de acero) de los edificios existentes estaría separada sólo 2 a 3 m del borde de la excavación. Asimismo, en el caso particular del edificio de «tratamientos agudos», la cimentación de un corredor adicionado a la estructura principal estaría inmediatamente encima del borde de la excavación

El mismo problema se presentaba en el camino de entrada a los vehículos de emergencia, que también quedaba inmediatamente encima de uno de los bordes de la excavación (Figs. 3 a 5).

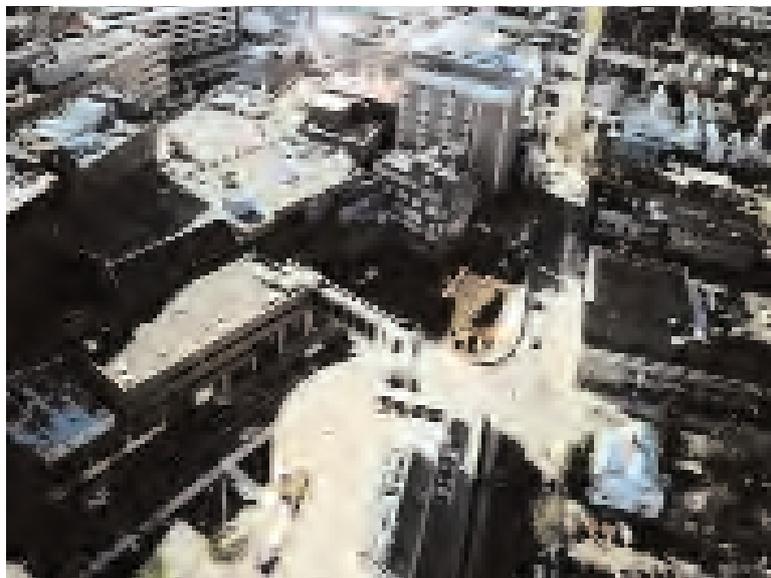


Figura 1. VISTA AEREA.





### 3. Elección del sistema de sostenimiento del terreno

Debido a lo expresado en los dos apartados anteriores, la excavación no podía hacerse sin la aplicación de algún sistema de sostenimiento del terreno. En efecto, en la mayor parte de las dos zonas críticas mencionadas, para que los taludes no fallaran u ocasionaran movimientos inadmisibles en las estructuras vecinas, deberían construirse con inclinaciones variables entre 1.5H:1V y 1H:2V, lo cual resultaba imposible por la falta de espacio disponible.

En Estados Unidos en general, y en la zona en cuestión en particular, el sistema de sostenimiento más usado es el denominado localmente **soldier piles and lagging** o muro berlinés. Sin embargo, tal sistema resultaba inapropiado en este caso en particular, por la imposibilidad de efectuar los anclajes en la zonas de edificios contiguos, con sótano y gran cantidad de servicios, por los ruidos y vibraciones que ocasionaría la ejecución de los pilotes, que deberían empotrarse en la roca, y por el espacio que ocuparía este tipo de solución en planta, teniendo en cuenta que habría que dejar libres, por motivos de ejecución, entre 60 a 90 cm desde el paramento más cercano hasta el borde de la excavación. Por razones similares, se descartaron otras soluciones como las pantallas de pilotes o de hormigón armado. Tampoco se consideró el **jet-grouting** porque en materiales como los existentes sería muy difícil la formación de columnas continuas y con diámetros suficientes desde el punto de vista resistente.

El proceso de selección descrito condujo, finalmente, en base a la experiencia obtenida en obras anteriores, al **soil-nailing** como una buena alternativa, dadas las condiciones geotécnicas particulares de la obra:

- Terreno con cohesión suficiente para permitir que taludes verticales o casi verticales, de alturas cercanas al 1,5 m, sean temporalmente estables, al menos, durante la ejecución de los trabajos.
- Nivel freático situado por debajo del fondo de la excavación.
- No existencia de niveles cohesivos blandos, los cuales requerirían densidades importantes de nails o bulones excesivamente largos.

Estas condiciones resultan óptimas para la aplicación de dicho sistema, que, debido a su grado de flexibilidad, tal y como se verá en los apartados siguientes, puede adaptarse a variaciones del terreno con la profundidad, como el grado de alteración de la roca, en el caso de esta obra.

Las condiciones anteriores, sumadas a las restricciones impuestas por la cercanía a los edificios existentes (limitaciones de espacio, vibraciones, movimientos y ruido inducidos), los servicios circundantes y el ambiente urbano, inclinaron la balanza definitivamente hacia el **soil-nailing**.

### 4. Diseño del **soil-nailing**

Este sistema consiste en el refuerzo del terreno, a medida que avanza la excavación, por medio de la instalación bulones pasivos, generalmente subhorizontales, que trabajan principalmente a tracción. Los bulones entran en carga cuando el suelo que ellos refuerzan se deforma lateralmente a medida que la excavación progresa. Para evitar que se caiga el terreno situado entre ellos, se coloca en la cara de la excavación, una capa de hormigón proyectado, reforzado por medio de mallas de acero, la cual evita, al mismo tiempo, que se altere el frente de la excavación.

Actualmente están disponibles una serie de programas de ordenador específicos que permiten optimizar rápidamente el diseño del **soil-nailing** por medio del método de prueba y error. Esto resulta siempre mucho más conveniente que calcular simplemente una o dos alternativas manualmente.

De entre todos estos programas, basados en el método de equilibrio límite (ASCE, 1997), uno de los más usados es el producido por el departamento de Transportes del estado de California. Este programa hace tanto el análisis de estabilidad global como el de estabilidad interna; es decir, permite obtener el factor de seguridad global, la superficie crítica de falla (bilineal) y las cargas en los bulones.

En el caso particular del ejemplo que se presenta en este artículo, la aplicación de dicho programa ha sido muy conveniente porque ha permitido tener en cuenta tanto taludes reforzados verticales como inclinados y la presencia de taludes no reforzados por arriba y por debajo de éstos. También ha sido muy importante la posibilidad de poder incorporar dos capas de terreno diferentes y distintos tipos de sobrecargas, de acuerdo con la posición de los edificios en relación con la excavación.

Los datos de entrada, además de los mencionados en el párrafo anterior, han sido las características del terreno (densidad, ángulo de rozamiento interno, cohesión y adherencia o resistencia al cortante en el contacto lechada/terreno) y de los elementos de refuerzo (número de niveles de bulones, separación, diámetro y límite de fluencia de los bulones, resistencia al cortante por punzonamiento en la cabeza del bulón). Los valores de adherencia fueron tomados de las tablas dadas por Elias y Juran (1991).

En función de los cálculos efectuados, se llegó a tres secciones tipo para las diferentes áreas de la obra (Figs. 3 a 5). Estas secciones aparecen representadas en las. Se incluye, además, un alzado en el cual se puede ver el espaciamiento horizontal de los bulones y de las bandas o fajas drenantes (Fig. 6).

Para cálculo del espesor y refuerzo de la capa de hormigón proyectado se utilizaron las cargas máximas actuantes en los bulones y se siguió el procedimiento recomendado por el American Concrete Institute para losa apoyada en medio elástico.

Teniendo en cuenta que se trataba de un muro temporal, se consideró aceptable un factor de seguridad mínimo del orden de 1,2 y no se tomaron precauciones especiales en cuanto a la corrosión de las barras de acero, fisuración de la capa de hormigón proyectado y ejecución del sistema de drenaje.

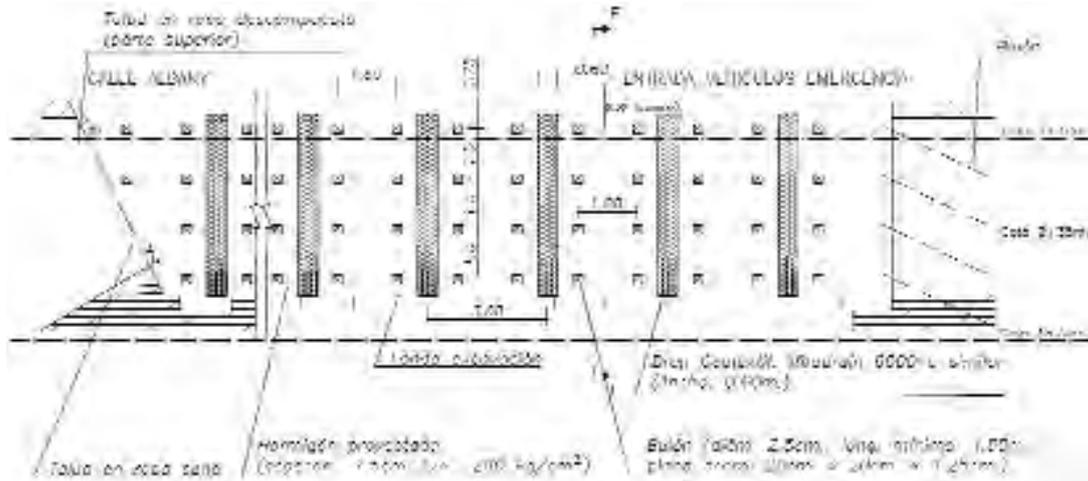


Figura 6. ALZADO 1-1.

## 5. Proceso constructivo

En la aplicación del **soil-nailing** a la excavación para la ampliación del Hospital Robert Wood Johnson se siguió el procedimiento habitual en Estados Unidos. Dicho procedimiento comprendió los pasos que se resumen a continuación:

- Ejecución de la primera fase de la excavación, de 1,5 m de profundidad, con talud vertical o casi vertical (Figs. 2 a 5).
- Perforación de los agujeros para los bulones, normalmente a rotación, con martillodímetro mínimo de 7,5 cm y una inclinación de 10 a 25° con la horizontal. Estos agujeros, casi siempre estables, estaban separados 1,2 a 1,5 m a lo largo de la línea horizontal central de la faja excavada (Figs. 6 y 7). Su longitud, variable en función de las características del terreno, refuerzo, geometría del talud y sobrecargas actuantes, situándose aproximadamente entre 0,5 a 0,65 la profundidad total de la excavación.
- Colocación de la barra de acero, con un mínimo de dos centralizadores de PVC por bulón e inyección con lechada (relación agua /cemento: 0,45) desde el punto más bajo del taladro (Fig. 8).



Figura 7. PERFORACION NAILS.

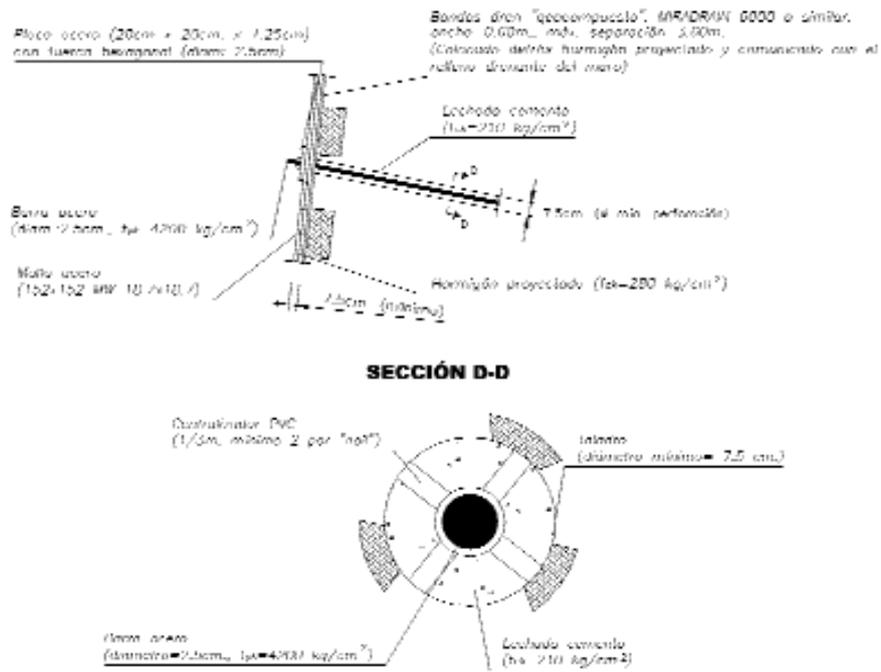


Figura 8. DETALLES.



Figura 9. EJECUCION DE HORMIGON PROYECTADO.



Figura 10. EXCAVACION TERMINADA.

- Colocación de los drenes contra el terreno y de la malla de acero (Figs. 6, 8 y 9).
- Ejecución del hormigón proyectado de abajo hacia arriba (Foto 4).
- Instalación de placas y tuercas.
- Repetición del proceso en las fajas sucesivas hasta llegar al fondo de la excavación (Fig. 10).

En total se instalaron más de 500 bulones y se realizaron unos 1.200 m<sup>2</sup> de hormigón proyectado.

## 6. Control de ejecución y de resultados

El control del proceso constructivo se hizo siguiendo las recomendaciones del *Soil-Nailing Field Inspector's Manual*, publicado por la FHWA.

En relación con el control de movimientos se tomaron las siguientes medidas:

- Realización de un inventario de daños existentes, antes de la excavación, en los edificios vecinos.
- Instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales, los cuales se refirieron a puntos fijos lo suficientemente alejados de la zona de influencia de la excavación.

Este control de movimientos fue efectuado por topógrafos certificados e independientes. Los movimientos horizontales máximos medidos en cabeza del muro de *soil-nailing*, al final de la excavación, variaron entre 2 y 3 mm, y los verticales fueron prácticamente inapreciables. Debido a esto no se produjeron daños en los edificios contiguos (distorsiones horizontales máximas del orden de 1/2.500) y su ritmo de funcionamiento normal no fue alterado.

Los valores medidos de los movimientos horizontales fueron similares a los registrados en obras similares y reportados por Elias y Juran (1991). Dichos movimientos máximos responderían, en el caso particular de esta obra, a la expresión:

$$S = 0,4 H / 1.000$$

con H = profundidad de la excavación.

Además de los controles anteriores, se ensayó al arrancamiento, al menos un bulón por sección y por nivel de excavación (Fig. 11). En todos los casos se alcanzó la carga de rotura considerada en el diseño, sin *creep* apreciable.

Finalmente, en cuanto al control de costos de la obra conviene destacar que, en promedio, se instalaron (perforación e inyección) unos 10 a 15 bulones por turno de 8 horas y por equipo, y se completaron unos 25 a 35 m<sup>2</sup> de hormigón proyectado (incluida la colocación de drenes y de la malla de acero), también por turno de 8 horas y por equipo. El costo total de esta obra fue, como mínimo, un 30% inferior al que se hubiera obtenido mediante cualquiera de los otros sistemas de sostenimiento disponibles.



Figura 11. ENSAYO DE ARRANCAMIENTO DE UN BULON.

## 7. Conclusiones

En obras en ambiente urbano, en las que hay que realizar excavaciones muy próximas a edificios existentes, en espacios relativamente reducidos y con multitud de servicios, y en las que, además, el terreno cumple con las tres condiciones expuestas en el apartado 3, el **soil-nailing** o cosido de suelos se presenta como una alternativa fácil de ejecutar, flexible y económica.

Para optimizar el diseño, en la actualidad se dispone de una serie de programas específicos de ordenador, como el usado en este caso, que permiten probar, de un modo muy rápido, diferentes alternativas en función de las condiciones particulares de cada sector de la obra. Anteriormente, esto último resultaba casi imposible de efectuar por medio de los cálculos a mano.

El proceso constructivo es sencillo y está prácticamente estandarizado; pero, al igual que en casi todas las obras de mejora o refuerzo del terreno, los controles de ejecución y de resultados resultan fundamentales.

## 8. Referencias bibliográficas

Armijo G. (1999). *Internal reports about the soil nail stabilization for the R W Johnson Hospital Addition*. Prepared for Geocisa US. Rockaway, NJ.

ASCE (1997). *Geotechnical Special Publication N° 69: «Ground Improvement, Reinforcement and Treatment»*, ASCE, Logan, UT.

Elias V. y Juran I (1991). *Soil-nailing for stabilization of highway slopes and excavations*. FHWA, Washington, DC.

## MESA REDONDA SOBRE

# Ejecución y control

### PRESIDENTE:

**D. José CANDELA GONZÁLEZ**

TERRATEST

### MIEMBROS DE LA MESA:

**D. José Luis FERNÁNDEZ IBARGUREN**

RODIO

**D. Fernando DE LA GUARDIA ESCARDO**

KELLERTERRA

**D. José POLO NARRO**

SITE

**D. José Luis ARCOS ÁLVAREZ**

KRONSA

**D. Gustavo ARMIJO PALACIO**

GEOCISA

### **José Candela González**

PRESIDENTE

Después de las cinco intervenciones, iniciamos el debate

### **Carlos Mora Rey**

KELLERTERRA

Yo adelanto tres preguntas, la primera va para Gustavo. Ha puesto varias veces el ejemplo de recalce con *soil-nailing*. Nosotros no lo recomendamos porque, si las fachadas de los edificios están muy cercanas al talud, las deformaciones pueden crear grietas. Combinado con otros sistemas o con anclajes activos, sería posible; pero no sé si he entendido yo mal. ¿Puedes aclarar este punto?

La segunda es para José Luis Fernández. Has indicado que uno de los motivos del colapso fue la perforación con agua; aunque luego, a lo largo de tu charla, has apuntado que seguisteis perforando con agua pero correctamente protegido. Y es que, cuando se perfora con agua, esto no tiene que ser un motivo de colapso del terreno si se perfora con la suficiente protección.

La tercera va en general para todos. Durante la mañana se ha hablado mucho de la contención de taludes y de los taludes que se caen; pero se ha hablado muy poco del mantenimiento que debe llevarse de estas obras tan costosas. Creo que ese mantenimiento deberían realizarse al igual se hace con otro tipo de otras obras públicas.

### **Gustavo Armijo Palacio**

PONENTE

Debido al escaso tiempo de que disponemos, no he hablado de elementos pasivos o semipasivos. En los dos casos presentados, y que aparecían en las fotos, el *soil-nailing* está en una situación temporal de elemento de contención y recalce y los bulones han sido semipasivos. Les hemos dado un apretón del orden del 30 por ciento en la carga del trabajo; por supuesto, ha habido un estricto control de ejecución, en cuanto a movimientos, hecho por una ingeniería de experiencia.

### **José Luis Fernandez Iburguren**

PONENTE

En el colapso de la cresta del talud, en cierta forma ayudaba parte de la propia inestabilidad el hecho de perforar los propios pilotes con agua, porque, como nosotros constatamos, en el contacto del relleno y el estrato natural había mantos vegetales. En aquel momento el agua ayudó a que el deslizamiento se produjera; de hecho, nosotros no perforamos con agua. Había un estrato permeable que estaba justo en la unión del relleno con el estrato natural, y por allí corría el agua de la perforación de los pilotes, lo que, efectivamente, ayudó al colapso.

**José Candela González**

PRESIDENTE

La tercera pregunta era de tipo general: «¿Por qué no se acomete un mantenimiento de este tipo de obras en las ciudades?» Yo creo, que salvo alguna excepción, las empresas que estamos aquí solemos acudir en plan bombero. Creo que quizás en la sala haya alguna persona con más autoridad –o que interviene en esta fase de mantenimiento– que actúe sobre esos taludes que se empiezan a mover con 1 ó 2 centímetros.

La opinión general es dedicar mantenimiento a estos aspectos, y poder tener tiempo para acometer el diseño con cierta cautela y con información y auscultación. Lógicamente, el trabajo que se puede hacer es mucho más ventajoso y menos costoso que actuaciones rápidas.

**José Luis Fernandez Iburguren**

PONENTE

Lo que yo creo es que, salvo en obras de destacada importancia, resulta difícil vender el mantenimiento y la auscultación. Casi nadie asume un presupuesto que contemple una partida adicional de lo que supone la instalación de un inclinómetro. Dentro de nuestra cultura no está muy afincado el trabajo preventivo y el mantenimiento de una obra.

**José Candela González**

PRESIDENTE

Volviendo al tema del *soil-nailing*, cuando se comparan soluciones en alguna contención, incluso en ámbitos urbanos, nos hemos encontrado que muchas veces soluciones de tipo-muro pantalla, compiten –y el «compiten», entre comillas, porque la diferencia es impresionante en costo– con soluciones de *soil-nailing*. «¿No crees que se están adoptando hipótesis claramente diferentes?» Te la hago a ti, que has comentado el sistema de cálculo y hasta el programa. Recuerdo ahora mismo una obra urbana, un edificio de siete plantas, con una calle en medio y una excavación de 15 metros comparando una solución de muro-pantalla anclado con un *soil-nailing*. Evidentemente, el costo del *soil-nailing* era como una quinta parte, o menos aún. ¿No se están comparando soluciones que se están elaborando con hipótesis completamente diferentes? ¿O que se juega con la provisionalidad de ese diseño y, obviamente, con el riesgo de que muchas veces las excavaciones tardan más de lo que se prevé? Son soluciones que, si van tomando auge, y a la vista del afán de producción y de costo de las contenciones, vamos a llegar a situaciones complicadas y de difícil utilización.

**Gustavo Armijo Palacio**

PONENTE

En las soluciones que hemos mostrado, nosotros éramos ejecutores de un proyecto existente. Creo que esta pregunta habría que transmitirla a los miembros de la mesa anterior, porque pertenece a los aspectos de diseño. Aparte de esto, yo he notado que hay un problema casi cultural, porque, por ejemplo, es sorprendente que en Estados Unidos, en una obra así, la primera alternativa es el muro berlinés, y si no es el muro berlinés, es el *soil-nailing*; y después de eso ya viene la pantalla continua de hormigón o la pantalla de pilotes secantes. Aun así, creo que habría que pasar la pregunta a los miembros de la mesa anterior.

**José Candela González**

PRESIDENTE

¿Se la pasamos?

**César Sagaseta Millán**

PRESIDENTE DE SEMSIG

Yo creo que lo que ha dicho Gustavo es completamente cierto. Hace ya bastantes años había una escuela en España que decía que para hacer una pantalla de hormigón hay que pensárselo mucho antes; que hay que tratar todas las soluciones primero, y ver si no son válidas. Y aquí, desde los años sesenta-setenta, era la solución primera a adoptar. Hay ocasiones en que como solución provisional con pantalla sí estamos sobredimensionando la solución.

**José María Rodríguez Ortiz**

GAMMA GEOTECNIA

En cuanto al tema cultural, decir que, hasta que los americanos y los alemanes han comenzado a entender lo que era una pantalla continua, han pasado treinta años de retraso respecto a Europa.

De los primeros *soil-nailing* en España, estoy hablando del año setenta y seis o setenta y siete, y fue precisamente en contra de una pantalla de pilotes anclada. El problema no es de quien oferta, el problema es de una propiedad y unos técnicos que admiten ese juego de soluciones. Es como cuando uno hace un concurso abierto y se presentan un señor con una pantalla de ochenta y otro con una de cuarenta y cinco. El problema que tenemos es de cultura técnica, en muchos asesores y en muchas propiedades. «Claro –se dice–, es que a mí me lo oferta una persona fiable que es mi amigo, y que además tomo cañas con él, y es más barata que la otra que me están ofertando.» Pues, claro, hace la barata. Pero, claro, en muchos de estos caminos lo que sucede es que no hay un cálculo de

deformaciones, no hay un cálculo espacial, porque la gente calcula la pantalla, pero no calcula el efecto espacial; eso ya es un programa específico tridimensional. Estamos bastante vendidos. Ése es el problema: la propiedad sabe poco, y muchas veces se guía por un presupuesto. Hasta que no haya una responsabilidad técnica, esa diferencia de precio nos llevará a soluciones que pueden no ser las más apropiadas.

Yo creo que esas cosas se encarrilan cuando se empiezan a caer unas cuantas; entonces habrá una reflexión. Tampoco tenemos una normativa suficientemente clara que hable de eso; el *soil-nailing* es una técnica que no es muy desarrollada aquí. Ahora bien, como comentaba hace un rato, hay países como Chile, en Sudamérica, que prácticamente es la única técnica que se hace porque es maquinaria muy pequeña, muy versátil. Técnicamente lo proyectan bien y tienen programas muy desarrollados; miles de kilómetros cuadrados se han desarrollado por Sudamérica y Centroamérica. Creo que es una técnica que dominan mejor que nosotros, y hay una concienciación pública muy importante en ese aspecto.

### **Rafael Casado Ortega**

SITE

Al hilo de lo que decía José María, se están haciendo cosas en Chile que yo al menos no conocía aquí. Son soluciones mixtas para taludes de gran altura como es el *soil-nailing* clásico anclado con anclajes activos para soluciones de gran altura. Eso se está desarrollando ahora mismo en Chile, y, que yo sepa, en España aún no se ha desarrollado nada parecido. Es el mismo modelo que ha explicado Gustavo Armijo, y encima, intercalando unos anclajes de cable activos para soluciones de mucha altura.

### **Ventura Escario**

SEMSIG

Hay muchos casos en los que el problema de la deformabilidad no es importante, como es para el ensanche de carreteras. Yo he proyectado –y se ha construido– un *soil-nailing*: el del ensanche de la circunvalación de Burgos, y se ha hecho muy bien; y que yo sepa, no ha tenido problemas. Ya se están haciendo *soil-nailing*; pero, efectivamente, falta un poco de cultura.

### **Gustavo Martínez**

Qué puedo comentar sobre la protección de los bulones contra la corrosión y si hay bulones especiales para evitar la corrosión.

### **Gustavo Armijo Palacio**

PONENTE

Supongo que te refieres a bulones de fibra. A nosotros solamente nos ha tocado una obra en que el proveedor era italiano y en la que hemos utilizado los bulones de fibra, que, por cierto, eran muy caros. El problema aparece cuando el *soil-nailing* tiene carácter permanente. En este caso –además de la protección de bulón, si es de acero, contra la corrosión– está el tema del drenaje, al que en las obras de tipo provisional no se le presta mucha atención; pero si es permanente, tiene que ser –diríamos– muy detallado. Hay una publicación de la Administración Federal de Carreteras norteamericana que se llama «Manual de diseño del *soil-nailing*», y que se puede bajar del sitio web, en la cual se insiste, en muchos detalles, sobre la protección anticorrosión y el sistema de drenaje en *soil-nailing* permanente.

### **José Candela González**

PRESIDENTE

Pues si no hay ninguna pregunta más que no sea de *soil-nailing*, damos por concluida esta Mesa redonda sobre «Ejecución y control», y damos paso a la clausura a cargo de los Presidentes.

# JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

## PONENCIAS - PUBLICACIONES

### MUROS PANTALLA EN AMBITO URBANO

**Temas de interés en el diseño de muros pantalla.** JOSE MARIA RODRIGUEZ ORTIZ (Univ. Politécnica de Madrid) -- **Muros pantalla: movimientos producidos por la excavación.** ANTONIO GENS I SOLE (Univ. Politécnica de Barcelona) -- Casos prácticos sobre: **Control de verticalidad y juntas. Pantallas de pilotes secantes**

**e hidrofresa. Materiales y trabajos auxiliares. Sistemas mixtos de contención y pantallas plásticas.**

Madrid, 2008. 144 págs. ISBN: 979-84-612-6321-9.

### 8ª Sesión: PILOTES DE GRAN DIÁMETRO

**Algunas consideraciones sobre el diseño y construcción de pilotajes de gran diámetro.**

CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña) -- **Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de pilotes y pantallas «in situ».** JOSE LUIS GARCIA DE LA OLIVA (CEDEX) y

FERNANDO SANCHEZ DOMINGUEZ (Euroconsult) -- Casos prácticos sobre: **Pilotes en obras marítimas. Pruebas de cargas estáticas-bidireccionales en pilotes de gran diámetro. Pantallas de pilotes secantes. Etc.**

Madrid, 2008. 164 págs. ISBN: 978-84-612-4940-4.

### 7ª Sesión: ACTUACIONES Y REHABILITACION EN CONSTRUCCIONES HISTORICAS Y SINGULARES

**Problemas generales e interacción suelo-estructura.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña) -- **Intervenciones en cimentación, técnicas aplicables y patología.** JOSE MARIA RODRIGUEZ ORTIZ (E.T.S. de Arquitectura de Madrid) -- **Intervenciones en estructuras de edificios históricos.** FRANCISCO JURADO JIMENEZ (Univ. Politécnica

de Madrid) -- Casos prácticos sobre: **Tratamiento de consolidación en Puente romano de Córdoba. Refuerzo cimentación ala oeste hospital Clinic de Barcelona. Etc.**

Madrid, 2007. 276 págs. ISBN: 979-84-611-7189-7.

### 6ª Sesión: TECNICAS DE MEJORA DEL TERRENO

**Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno.** CESAR SAGASETA MILLAN (Univ. de Cantabria) -- **Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos.** CLAUDIO OLALLA MARANON (CEDEX) -- Casos prácticos sobre: **Vibroflotación en un relleno con material de dragado. Mejora de suelo con columnas de**

**grava en vía seca. Ejecución de columnas de grava en el mar. Mejora del terreno mediante la técnica de estabilización en masa. Etc.**

Madrid, 2006. 166 págs. ISBN: 979-84-611-2070-1.

### 5ª Sesión: ANCLAJES

**Anclajes en roca.** CLAUDIO OLALLA MARANON (CEDEX) -- **Anclajes en suelos por Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos.** CLAUDIO OLALLA MARANON (CEDEX) -- Casos prácticos sobre: **Ejecución de anclajes bajo nivel freático. Anclajes en terrenos contaminados y en obras marítimas. Anclajes: patologías y ensayos. Anclajes de bulbo múltiple.**

Madrid, 2005. 136 págs. ISBN: 84-609-6459-0.

### 4ª Sesión: MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INYECCIONES Y «JET-GROUTING

**Inyecciones por fracturación e inyección de impregnación.** VICENTE CUELLAR MIRASOL (CEDEX) -- **Análisis teórico de las inyecciones de compensación.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña) -- **Análisis de los factores que intervienen en la técnica del «jet-grouting».** JOSE JOAQUIN CELMA JIMENEZ (UPV) -- Casos prácticos sobre: **Recomendaciones AETESS**

**para ejecución y control de inyecciones de compensación. Etc.**

Madrid, 2004. 212 págs. ISBN: 84-609-2024-0.

### 3ª Sesión: MICROPILOTES

**Últimos avances en micropilotes. Experiencia francesa.** MICHEL BUSTAMANTE (LCPC, París) -- **Criterios para el diseño de micropilotes.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña) -- Casos prácticos sobre: **Micropilotes en terrenos difíciles. Conexión de micropilotes con estructuras. Micropilotes con**

**inyecciones de desplazamiento. Etc.**

Madrid, 2003. 168 págs. ISBN: 84-607-8600-5.

### 2ª Sesión: MUROS PANTALLA EN AMBITO URBANO

**Diseño de muros pantalla.** JOSE MARIA RODRIGUEZ ORTIZ (Univ. Politécnica de Madrid) -- **Criterios del Código Técnico de la Edificación.** JOSE LUIS GARCIA DE LA OLIVA (CEDEX) -- Casos prácticos sobre: **Hormigonado de pantallas y pilotes «in situ». Control de verticalidad y juntas. Etc.**

Madrid, 2002. 144 págs. ISBN: 84-607-5730-7.

### 1ª Sesión: PILOTES PARA EDIFICACIÓN

**Pilotes hincados.** ANTONIO SORIANO PENA (Univ. Politécnica de Madrid) -- **Pilotes de extracción.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. Politécnica de Madrid) -- Casos prácticos sobre: **Hélice continua con registro de parámetros. Prefabricados. Pruebas dinámicas. Entubados y lodos y Sistemas de control.**

Madrid, 2001. 144 págs. ISBN: 84-607-2716-5.