

Estabilización del deslizamiento de la ladera de Otívar (Granada)

José SANTOS SÁNCHEZ, I.C.C.P. - SITE José POLO NARRO, I.C.C.P. - SITE

consecuencia de las fuertes lluvias acaecidas durante los últimos meses de 1.996 y enero de 1.997, se produjeron en las inmediaciones de Otívar, provincia de Granada, varios deslizamientos. El más importante de estos amenazó con cortar la carretera GR-S-02 del Suspiro del Moro a Almuñecar (más conocida como Carretera de la Cabra Montés) en su travesía por Otívar a la par que amenazaba al municipio (por encontrarse el mismo en la parte inferior del deslizamiento) con la caída de grandes bloques de roca, que navegaban dentro del terreno movilizado. Este hecho produjo una gran alarma social entre los vecinos del municipio por el peligro que para las viviendas y las personas suponía este deslizamiento.

Dicho deslizamiento presentaba unas dimensiones de aproximadamente 60 metros de ancho y 80 metros de largo y un espesor indeterminado, aflorando el pie del mismo justo a nivel de la carretera.

1.- Primera fase.

En diciembre de 1.996, GIASA (Gestión de Infraestructuras de Andalucía, S.A., Empresa

Pública de la Junta de Andalucía) encarga a SITE, la ejecución de las obras de urgencia tendentes a eliminar los peligros más inminentes sobre las viviendas del núcleo urbano así como mantener en uso la carretera, siendo nombrado Director de Obra D. Juan Carlos Hernández del Pozo.

Dichas obras consistían a priori en:

- La estabilización o demolición de los grandes bloques de roca de hasta 2.000 Tn., que navegaban dentro de la zona deslizada y amenazaban con rodar y alcanzar el núcleo urbano.
- · La retirada de tierras que llegaban a la carretera para evitar el corte de la misma.
- La ejecución de un contrafuerte de escollera en el pie del deslizamiento, para la estabilización del mismo. Al inicio de las obras se programó la ejecución de varios sondeos de reconocimiento, los cuales no fue posible realizar dado que el rápido movimiento del terreno rompía las tuberías de revestimiento.

Asimismo, ante el rápido movimiento del terreno se optó por la demolición de los bloques a la par que se procedía a la retirada de la lengua de tierras que alcanzaba la carretera, colocando los bloques de roca procedentes de la demolición, así como otros incluidos en el terreno des-



Fig. 1.- Vista general del deslizamiento con el municipio de Otívar al pie.



lizado, a modo de escollera para estabilizar el deslizamiento aunque fuese con carácter provisional. Dicha escollera hubo de ser retranqueada varias veces ya que, debido al empuje de las tierras, se desplazaba invadiendo la calzada.

La persistencia de las lluvias durante la ejecución de las obras de reparación empeoró las condiciones de estabilidad de la ladera, produciendo la progresión ascendente del deslizamiento con un avance aproximado de 20 metros semanales, alcanzando varias viviendas situadas en la parte superior del mismo. Igualmente el deslizamiento progresó en anchura alcanzando una vivienda - almacén así como el cementerio, situados ambos a la derecha del deslizamiento.

Ante la progresión ascendente del deslizamiento, fue necesario modificar el plan de actuaciones y a la vez que se continuaba con la retirada de tierras y ejecución de la escollera, el Director de Obra decidió la ejecución de una pantalla de contención en el camino de acceso al polideportivo (parte superior del deslizamiento), que en ese momento presentaba la aparición de grietas mar-

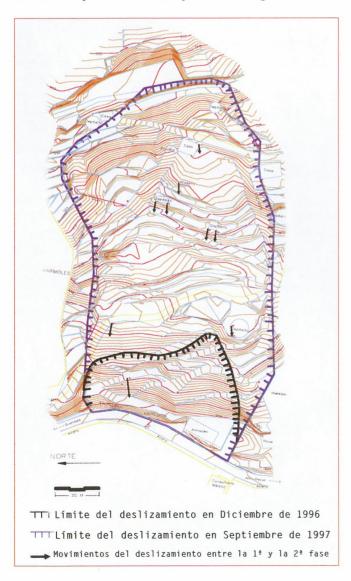


Fig. 2.- Progresión del deslizamiento.

cando la cabeza del deslizamiento al objeto de evitar la progresión del mismo. Igualmente se situaron máquinas excavadoras por encima del almacén y del cementerio para retirar las tierras que llegaban e intentar salvar los mismos.

Para la elaboración de esta solución se contó con la colaboración de EUROESTUDIOS, que realizó un informe geológico general de la zona y corroboró la idea de acotar el deslizamiento en su parte superior mediante la ejecución de dicho muro

El muro consistía en la ejecución de una pantalla de micropilotes de aproximadamente 20 m. de profundidad y 80 m. de longitud constituída por dos filas de micropilotes separadas 60 cms., verticales los inferiores e inclinados 15º con respecto a la vertical los superiores, realizados al tresbolillo. Dichos micropilotes iban unidos mediante una viga de atado anclada mediante anclajes de 120 toneladas separados entre sí 3 m. Posteriormente y en la zona que afectaba al camino, se realizó un muro para la restitución del mismo. Estos muros se corresponden con los Muros 6 Y 7 de nuestro proyecto.

Las obras se complementaron con la perforación de varios drenes californianos ejecutados desde la carretera en la escollera al objeto de rebajar el nivel freático.

Una vez que el periodo de lluvias intensas finalizó y se habían realizado los trabajos anteriormente descritos, GIASA estimó que habiendo desaparecido el peligro inminente sobre el pueblo, y habiéndose agotado el presupuesto destinado al efecto, las obras se daban por finalizadas, quedando el deslizamiento con unas dimensiones de 120 m por 230 m., varias casas destruidas y el cementerio salvado con ligeros daños.

En la *Fig. 2*, se puede observar la evolución del deslizamiento.

2.- Segunda fase.

Una vez finalizados estos trabajos, la Dirección de Obra realiza un seguimiento topográfico de la ladera observándose pequeños movimientos en la parte derecha de la escollera y grandes movimientos en la parte interior del deslizamiento, lo que manifiesta la necesidad de acometer una obra de mayor envergadura tendente a lograr la estabilidad definitiva del deslizamiento. (Ver *Fig. 2*).

Posteriormente, a tenor de los movimientos detectados, y dada la gran preocupación existente entre los vecinos y en particular de su Alcalde D. José Cambil, la Junta de Andalucía



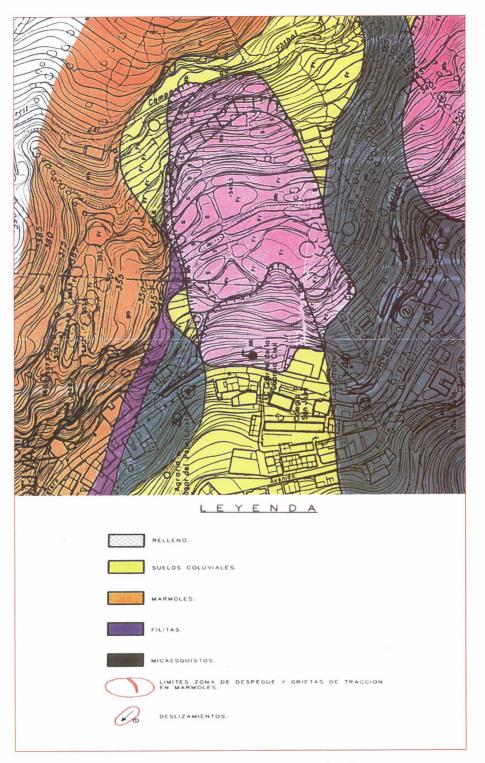


Fig. 3.- Planta general del deslizamiento de Otívar.

decide asumir la obra de estabilización del deslizamiento, cuya gestión adjudica a GIASA, que encarga a SITE, con fecha 28 de julio de 1.999, la realización del "Proyecto y ejecución de las obras para la estabilización definitiva de la ladera", con un plazo de ejecución de seis meses, que ha constituido la 2ª fase y de la cual es objeto esta ponencia, donde se describe el problema desde su caracterización geológica y causa de los deslizamientos, hasta la descripción de la solución adoptada, con estructuras de contención y sistemas de drenaje de la ladera afectada.

Asimismo, GIASA adjudicó la Dirección de Obra a la empresa NARVAL INGENIERÍA, nombrando Director de Obra a D. Miguel Ángel de la Rúa, quién ha colaborado activamente con SITE desde el primer momento en el diseño de las soluciones adoptadas en el proyecto como durante la ejecución de las obras en la resolución de los problemas que han ido surgiendo.

Igualmente, SITE ha contado con el asesoramiento geotécnico de D. José María Rodríguez Ortíz, tanto en la fase de proyecto como durante la ejecución de las obras.



3.- Características geológicas.

3.1.- Descripción general.

Desde el punto de vista geológico, la localidad de Otívar se encuentra enclavada sobre materiales pertenecientes a los Mantos Alpujárrides, que constituyen las Cordilleras Béticas.

Se trata de un conjunto de unidades alóctonas deslizadas de Sur a Norte, superpuestas unas a otras, con una complicada historia geológica.

Todos estos mantos están compuestos por una base de materiales paleozoicos metamórficos de carácter esquistoso sobre los que se apoya un conjunto de edad triásica, formados por filitas con intercalaciones de cuarcitas seguidas de dolomías y calizas en bancos de gran espesor a veces transformados por metamorfismo en mármoles.

El manto en el que se encuentra enclavado el municipio de Otívar corresponde con el manto de Salobreña, presentando en la base una formación de micaesquistos que se puede describir con los siguientes términos desde la cota más baja a la más superior:

- Micaesquistos cuarcíticos con micas blancas principalmente, que reposan sobre esquistos oscuros mediante un límite más o menos bien caracterizado, donde se produce un salto de metamorfismo.
- Esquistos filitosos, que suceden progresivamente a los micaesquistos descritos.
 Estos son verdosos, grises azulados e incluso violáceos.

Estos materiales son rocas bastante competentes con marcada esquistosidad que buza hacia el norte entre 30 y 40°.

Sobre los esquistos se encuentra una potente formación calcárea compuesta por mármoles más o menos dolomíticos. En el contacto entre mármoles y miaesquistos se encuentra niveles de filitas grafitosas que constituyen una banda de despegue, ya que son rocas muy dúctiles debido a su ojosidad. Esta banda de despegue en general se observa mal debido a que el contacto se encuentra oculto por suelos.

Por último se localizan acumulaciones de suelos cuaternarios aprovechando rellanos existentes en las laderas cuyo origen se debe a antiguas superficies de erosión.

La acumulaciones de suelos son importantes es las inmediaciones de los relieves de mármoles, que han suministrado cantos y grandes bloques dando lugar a un pie de monte granular

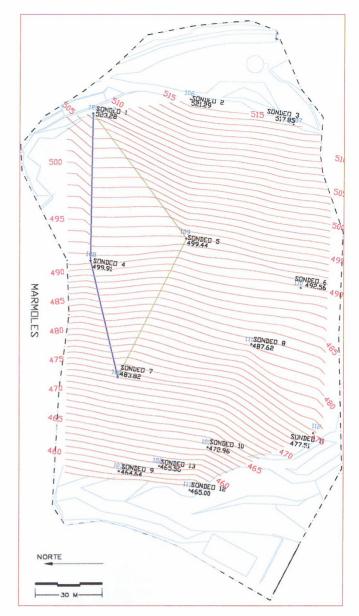


Fig. 4.- Plano de contacto entre derrubios y filitas. Obsérvese la vaguada existente junto a los mármoles.

arcilloso muy heterométrico.

Precisamente la desestabilización de parte de estos suelos ha provocado los recientes deslizamientos de Otívar.

En la **Fig. 3** se muestra un plano con la geología general de la zona.

3.2.- Descripción de la zona en estudio.

Una vez comentada la geología general del entorno nos centraremos en nuestra zona de estudio.

El deslizamiento que nos ocupa se engloba dentro de un deslizamiento histórico de la capa de mármoles a favor de la pendiente de la ladera al descalzar el río Lentegí la base de la misma. Los mármoles deslizan sobre la capa de despegue de carácter filítico dando lugar a la aparición de grietas de tracción abiertas de gran tamaño, que se distribu-



yen en sentido transversal a la dirección del movimiento.

La zona del deslizamiento se encuentra limitada a l norte por los mármoles y al sur por los micaesquistos, presentando unas dimensiones de 120 metros de largo por 230 metros de ancho y desconociendo la geometría interna del plano de deslizamiento.

Para su determinación se ha hecho necesaria la realización de una campaña de sondeos de investigación geotécnica.

Dado el corto plazo de ejecución de las obras (6 meses), como campaña de investigación sólo se realizaron 3 sondeos a rotación con extracción de testigo y se completó con la ejecución de 10 taladros a rotopercusión.

Posterior-mente y a lo largo de la obra los datos de los sondeos se complementaron con los obtenidos en las perforaciones realizadas en la ejecución de la obra.

En la *Fig. 4* se sitúan los sondeos realizados con la cota de emboquille de los mismos así como el plano de contacto entre derrubios y filitas.

Las 13 perforaciones se equiparon unas con tubería piezométrica, que han permitido hacer un seguimiento del nivel freático y otras como taladros de control de los posibles movimientos durante la ejecución de las obras.

Dichos taladros de control consisten en la colocación de una tubería metálica vacía, solidaria mediante inyección al terreno. Posteriormente se introduce en el interior de la tubería un tubo de diámetro muy ajustado al de la tubería y de aproximadamente un metro de longitud, el cuál se deposita en el fondo del taladro y

mediante una cuerda unida al mismo se prueba periódicamente si sale al exterior. En caso de que quede atascado en algún punto del taladro, éste nos indicaría donde se está produciendo el deslizamiento.

Con la ejecución de la campaña de sondeos se ha podido conocer la litología existente en la zona, resultando:

- Suelos coluviales en la parte superior del deslizamiento con un espesor variable, que es más potente conforme nos acercamos a los mármoles.
- Debajo de estos se encuentra una capa de filitas grafitosas muy alteradas de tonos grises, y que al igual que los suelos, incrementa su espesor hacia el lateral Norte del deslizamiento y con mayor grado de humedad.
- A continuación de esta capa de material muy alterado, aparecen los micaesquistos grises, en algunas zonas de tonos beige, poco alterados y que pueden verse aflorar en el límite sur del deslizamiento buzando hacia el Norte entre 30 y 40°.

En las Fig. 5 y 6 se muestra tanto un perfíl

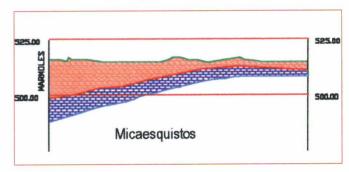


Fig. 6.- Perfil transversal del deslizamiento.

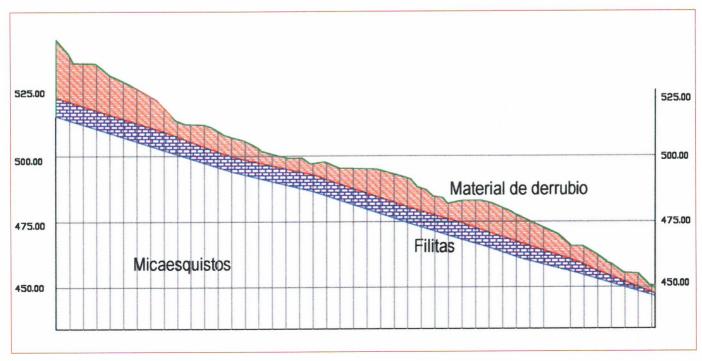


Fig. 5.- Perfil longitudinal del deslizamiento.



longitudinal como un perfil transversal del deslizamiento. Obsérvese la mayor potencia del derrubio junto a los mármoles.

Con los datos obtenidos en los sondeos e interpolando entre los mismos, se ha logrado generar la superficie de deslizamiento.

Tan sólo en uno de los sondeos (sondeo nº7), realizado junto al escarpe de mármoles y coincidente con la presencia de una vaguada de la superficie de deslizamiento generada, se detectó la presencia de agua apareciendo ésta a la cota 10,80 metros en el contacto entre coluvial y filitas, y quedando el nivel freático en el piezómetro a 17,80 metros. (Ver *Fig. 4*).

4.- Estudio de estabilidad.

4.1.- Introducción.

Como decíamos anteriormente, el deslizamiento que nos ocupa se engloba dentro de un deslizamiento histórico producido en épocas antiguas en condiciones climáticas más lluviosas. Por ello se ha comprobado que tanto las actuaciones llevadas a cabo en la primera fase así como las de la segunda, aún siendo de gran envergadura, no afectan al deslizamiento de carácter geológico descrito debido a que su influencia es despreciable frente a sus extraordinarias dimensiones.

El deslizamiento en estudio (de dimensiones 230 metros de largo y 120 metros de ancho), de acuerdo con los datos obtenidos en la investigación geotécnica, presenta una potencia variable que oscila entre 25 metros en la zona junto a

los mármoles (lado Norte) y 2 metros en la zona de menor potencia (lado Sur), admitiendo que el mismo se produce en el contacto entre las filitas grafitosas y los micaesquistos grises.

El deslizamiento se ha producido en la zona de suelos; la causa más probable del mismo es la formación de un círculo de rotura debido a la pérdida de apoyo del pie provocado por excavaciones en las parcelas situadas al pie del deslizamiento, en primera línea de la travesía de Otívar, unido a la saturación de los suelos por ascenso del nivel piezométrico, bien por infiltración del agua de lluvia en toda el área del deslizamiento y/o entrada lateral de agua procedente de los mármoles fracturados en la zona lateral y escarpe.

4.2.- Análisis del deslizamiento.

De acuerdo con los datos obtenidos en la campaña de investigación geotécnica, se han estudiado diversas superficies generales de deslizamiento, representadas en la *Fig. 7*. Para el trazado de dicha superficie se ha tenido en cuenta la estratigrafía detectada en los sondeos y la presencia de zonas húmedas o muy blandas, que podrían corresponder a superficies de deslizamiento, dado que no se dispone de resultados inclinométricos.

La presencia de roca relativamente sana y compacta establece un límite a la profundidad de la superficie de deslizamiento, así como la zona de afloramiento de la misma en la carretera.

Mayores dificultades existen para determinar el nivel freático, ya que éste oscila de manera importante según las condiciones pluviomé-

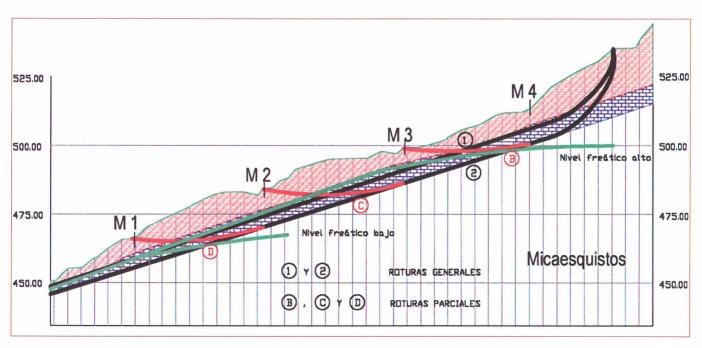


Fig. 7.- Cálculo de estabilidad del deslizamiento.



Parámetro	Valor			
Densidad	2,1 t/m ³			
Ángulo de rozamiento interno	19,3°			
Cohesión	0			

Tabla I.- Parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo del deslizamiento.

tricas. Se han considerado varias posiciones de nivel freático.

Respecto a las propiedades resistentes de los esquistos alterados, launas o filitas se puede considerar una gama de ángulos de resistencia al corte de 18º a 22º, con muy pequeña cohesión.

Se han realizado cálculos de estabilidad con las superficies de deslizamiento generales, resultando lógicamente más desfavorable la más profunda, por ser la más afectada por el nivel freático y que corresponde sensiblemente al contacto entre filitas y esquistos.

Para el cálculo del deslizamiento se han tanteado distintos parámetros geotécnicos, adoptándose finalmente los que aparecen en la *Tabla I*.

Dado que los parámetros geotécnicos están bastante ajustados y que los daños pueden afectar a un área urbana, el coeficiente de seguridad adoptado para las condiciones más pesimistas del nivel freático, se ha estimado en F=1,15.

Con los datos anteriormente fijados, se obtiene que la necesidad de contención se estima en 250 Tn/ml de deslizamiento.

Se trata de contenciones importantes como corresponde a una masa deslizante de grandes dimensiones. No obstante la contención global puede ser menor debido al efecto tridimensional y a la presencia de estribos rocosos al pie, los cuales absorben una parte importante de los empujes, con lo cuál, se estima que la contención global se puede reducir del orden de un 10%, quedando a contener 225 Tn/ml

Los resultados indican que el drenaje o rebajamiento del nivel freático es muy eficaz y puede proporcionar un aumento del coeficiente de seguridad algo superior a 0,1, el cuál casi es suficiente, por sí solo, para la estabilización del talud.

No obstante no es fácil drenar una masa tan grande de terreno, en la que el agua sigue fracturas y niveles permeables de localización errática.

La contención total de 225 Tn/ml sería la fuerza a disponer al pie del deslizamiento si la masa se pudiera considerar rígida monolítica. Como el material puede fragmentarse se optó por la decisión de repartir la contención a distintos niveles en el talud según los condicionantes topográficos.

Así pues, se repartió la contención total entre cuatro muros dispuestos a lo largo del des-

Muro	Contención
Muro 4	80 t/ml
Muro 3	30 t/ml
Muro 2	30 t/ml
Muro 1	85 t/ml

Tabla II.- Valores de contención obtenidos para cada muro.

lizamiento, donde cada muro además de contribuir a la estabilidad general, debía impedir la formación de superficies de rotura que pasen por encima de los muros subyacentes, superficies marcadas en la *Fig. 7* como B,C y D.

Previamente al cálculo de estabilidad de los muros se ha considerado el retaluzado del talud buscando un perfíl entre muros homogéneo.

Como podía esperarse el muro más descompensado es el superior (muro 4), mientras que los intermedios (muros 2 y 3) requieren una capacidad relativamente baja ya que la superficie de deslizamiento en la parte central tiene una pendiente prácticamente coincidente con el ángulo de rozamiento movilizado (18-20°), por lo que sólo tienen que equilibrar la reducción de resistencia derivada de las presiones creadas por el nivel freático.

Finalmente, el muro de pie (muro 1), debe proporcionar el resto de la contención global necesaria.

Con la disposición de muros adoptada se obtienen los valores de contención para cada muro que muestra la **Tabla II**:

No obstante a lo anterior, se deben tomar medidas tendentes a mantener el nivel freático lo más bajo posible.

5.- Solución proyectada.

Para la estabilización del deslizamiento, y con la información geotécnica ya mencionada, y contando con el asesoramiento geotécnico de D. José Ma. Rodríguez Ortiz, se abordó el problema con la adopción de dos tipos de medidas:

- Medidas tendentes a la compensación de los empujes generados por el terreno mediante la ejecución de estructuras de contención
- Medidas tendentes al reparto y disminución de los empujes mediante el rebajamiento del nivel freático y regularización del talud de tierras.

5.1. Estructuras de contención.

De acuerdo con los cálculos de estabilidad anteriormente realizados se proyectó la ejecu-



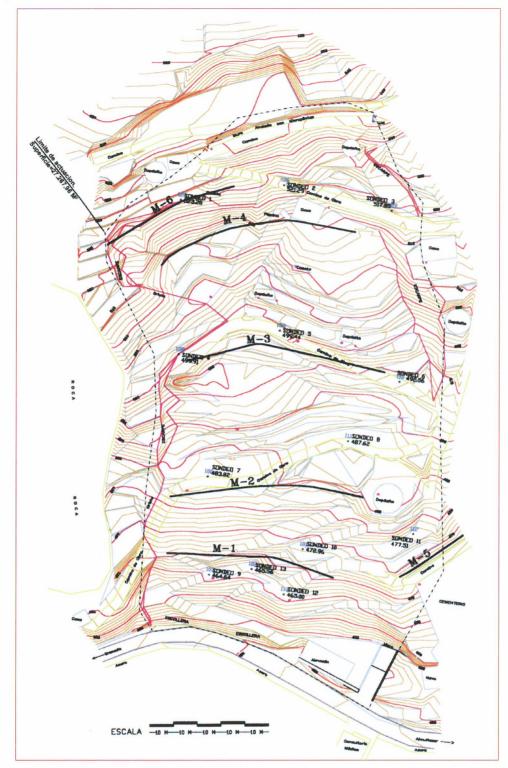


Fig. 8.- Planta general de la implantación de muros.

ción de cuatro estructuras de contención, tales que pudieran satisfacer las siguientes necesidades:

- Proporcionar un aumento de contención con cada operación realizada durante la ejecución de la obra.
- Minimizar las excavaciones necesarias para la cimentación de los elementos resistentes para no originar deslizamientos locales por encima de las zonas de excavación, por retirada de los pies y para no modificar la

estructura paisajística predominante en la zona.

La posibilidad de ejecución de muros de gravedad dimensionados para resistir al vuelco y al deslizamiento, con cimentación directa sobre la zona no deslizada era de antemano descartable por la profundidad del deslizamiento, por lo cuál se optó por la solución de estructuras de contención profundas.

La solución de pantallas contínuas de hormigón o pantallas de pilotes barajada en un prin-



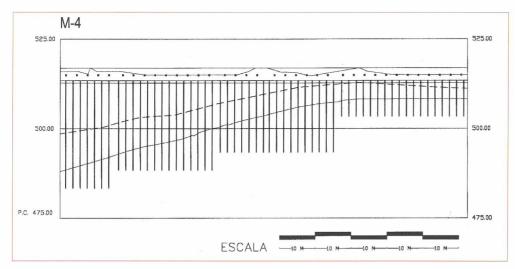


Fig. 9.- Alzado de muro 4.

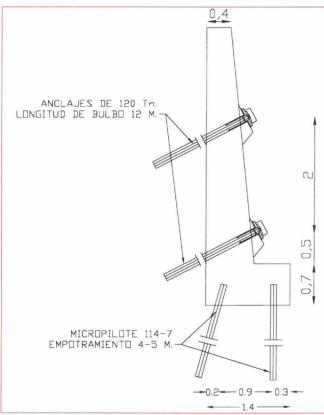


Fig. 10.- Sección transversal del muro 1.

cipio, al menos para la zona inferior del deslizamiento, se desestimó tras la realización incluso de pruebas con pilotes de extracción, al existir grandes bloques de mármol en el coluvial.

Así pues se optó por pantallas de contención de micropilotes arriostrados en cabeza mediante muros de hormigón armado y anclados estos al terreno estable con una o dos filas de anclajes en función del nivel de contención exigido.

De este modo, creando una estructura combinada o mixta, se consigue que el muro que físicamente acaba en la cota de cimentación de la zapata se prolongue en profundidad hasta alcanzar el empotramiento en el estrato resistente.

La ubicación y dimensiones de las estructuras se hace atendiendo a los siguientes condicionantes:

- Repartir la contención total necesaria.
- Impedir la formación de superficies de deslizamiento locales con pie por encima de muros subyacentes.
- Minimizar las longitudes de anclaje y de empotramiento de los micropilotes, en función de la profundidad del estrato resistente.
- Conseguir una pendiente adecuada del terreno final entre coronación de cada muro con la base del inmediato superior.

Por esta última condición se prolongó hacia abajo el muro 7 ya existente, construido en la primera fase.

En la *Fig. 8* se observa la planta general de implantación de muros.

Las estructuras 1, 2, 3 y 4 constituyen propiamente los elementos de contención del deslizamiento. El muro 5 es una estructura complementaria para defensa del cementerio, la cuál no ha sido considerada a efectos de reparto global de empujes.

Una vez ubicado el muro y decididas sus dimensiones se calcula como pantalla para obtener a partir de la contención necesaria la combinación de micropilotes y anclajes a ejecutar.

La cimentación de los muros se ha realizado mediante una doble pantalla de micropilotes separadas entre sí 60 cms, verticales los inferiores e inclinados 15° con respecto a la vertical los superiores, realizados al tresbolillo. Los micropilotes se empotran en el estrato de micaesquistos sanos del orden de 4-5 metros.

Para conseguir el nivel de contención establecido para cada muro, se ejecutaron anclajes de cable, dispuestos en una o dos filas según la estructura, de capacidad unitaria de 120 Tn., con longitud variable según la ubicación, para anclar en el estrato de micaesquistos sanos, teniendo en





Fig. 11.- Excavación de zapata para soldadura de conectores en muro 3.

todos los casos una longitud de bulbo de 12 m.

En la **Fig. 9** se representa el alzado del muro nº4 donde se observa los micropilotes y anclajes dispuestos en esta estructura.

En la *Fig. 10* se simboliza la sección tipo del muro 1.

Los muros no se han ejecutado en todo el ancho del deslizamiento, sino concentrados en la zona Norte, junto a los mármoles, donde existe mayor espesor de derrubio.

5.2.- Drenaje y movimiento de tierras.

- Drenaje:

Dado que la ejecución de los sondeos no proporcionó datos significativos acerca del comportamiento del agua en la masa deslizada, por estar los mismos realizados en época de estiaje, se optó en la fase de provecto por el drenaje homogéneo del terreno deslizado, mediante la ejecución de drenes californianos en todos los muros con una longitud aproximada de treinta metros y una separación de 5 metros en horizontal, entendiendo esta solución como provisional y en espera de que los datos aportados por las perforaciones en el transcurso de la obra, así como por los piezómetros, permitieran un mejor conocimiento de la circulación del agua y por tanto poder mejorar la solución proyectada.

Asimismo se proyectó la recogida de las aguas superficiales mediante la ejecución de una cuneta revestida de hormigón en la cabeza del deslizamiento.

 Movimiento de tierras:
 Dado que por los análisis de estabilidad realizados, el deslizamiento se puede considerar planar, no se logra una gran disminución de empujes mediante la excavación de tierras, por lo cuál tan sólo el material procedente de las excavaciones para las estructuras de contención se llevaría a vertedero, fuera de la zona del deslizamiento, totalizando un volumen aproximado de unos 20.000 m³.

Una vez ejecutadas todas las estructuras, se proyectó al reperfilado total de la zona deslizada, regularizando el talud entre muros a fin de homogeneizar el empuje sobre los mismos.

6.- Solución ejecutada.

6.1.- Estructuras de contención.

De acuerdo a lo proyectado se han ejecutado cinco estructuras de contención (muros 1, 2, 3, 4 y 5), amén de complementar los muros 6 y 7 ejecutados en la primera fase.

Tanto en la ejecución de los micropilotes como en los anclajes se realiza en obra durante la perforación una ficha de control donde se anota el terreno atravesado, color del mismo, la presencia o no de agua, el uso o no de revestimiento, pérdidas del fluido de perforación (aire) y cualquier otro dato de interés.

6.1.1. Micropilotes.

Se empleó el siguiente tipo de micropilote:

Micropilote de 60 Tn. de capacidad de carga a compresión, perforado con diámetro de 180 mm., y equipado con armadura tubular 114-7 mm de acero de límite elástico superior a 5.000 kp/cm2., inyectado con mortero de cemento. Se empleó en los muros 1, 2, 3 y 4. La armadura es de alto límite elástico, siendo las uniones con rosca cónica machohembra, con ensanche de refuerzo en la zona adyacente de unos 50 cm. por cada lado de la unión.

En la cabeza del micropilote se disponen barras de acero corrugado, unidas a la armadura del micropilote mediante soldadura para asegurar la adherencia micropilote-hormigón de la zapata del muro.

En la **Fig. 11** se observa la excavación de la zapata del muro 3 y las armaduras de los micropilotes donde posteriormente se sueldan los conectores.

6.1.2.- Anclajes.

Se emplearon anclajes permanentes de





Fig. 12.- Vista general del muro 4 donde se observan los anclajes ejecutados.

doble protección anticorrosión formados por 8 torones de 0,6" de acero superestabilizado, para carga de 120 Tn., con longitud de bulbo de 12 m. en todos los casos, y longitud total variable desde 20 hasta 42 m.

Los anclajes fueron fabricados en taller por empresa especializada, y disponían de dos conductos de inyección, uno para el exterior de la vaina de conjunto y otro para el interior.

En la *Fig. 12* se observa una vista general de un muro anclado.

6.1.3. Procedimiento constructivo.

De forma simplificada, la construcción de cada muro conlleva las siguientes etapas:

- Excavación en media ladera o en desmonte, de la plataforma para alojamiento del muro, con ligera sobreexcavación para relleno de trasdós con material drenante.
 - Ejecución de los micropilotes.
 - Excavación a lo largo de la pantalla de micropilotes y descabezado de éstos en la

- longitud de entrega prevista para el canto de la zapata del muro.
- Instalación de conectores de acero corrugado a la armadura de los micropilotes, mediante soldadura.
- Ejecución del muro de hormigón armado.
- Relleno del trasdós con material drenante.
- Ejecución de anclajes.
- Tesado de los anclajes.

6.2. Drenaje.

Durante la ejecución de la obra se produjo un período importante de lluvias (de hasta 140 l/m2 en un día) lo que originó una importante subida del nivel freático en el piezómetro nº7, aproximadamente hasta la cota –10 metros, así como la aparición de agua en los piezómetros situados junto al farallón de mármoles.

Esto junto con los datos obtenidos de presencia de agua en las perforaciones de los

				Micropilotes		Anclajes de		Observaciones						
	Cotas de	Longitud	Altura	de 60 Tn.		de 60 Tn.		de 60 Tn.		de 60 Tn.		n. 120	120 Tn.	
MURO	coronación	(m.)	(m.)	N°	Nº	Ѱ	Nº							
	Norte-Sur (m.)				filas		filas							
				1 fila de micropilotes y 1				Ejecutado en 1ª fase. Se prolonga hacia						
				de anclajes ejecutados en			dos en	abajo 1-1,5 m. bajo la zapata original.						
7	536-537	54	1-1,5	1997, en 1ª fase			se							
				1 fila de micropilotes y 1			es y 1	Se levanta muro sobre viga de atado						
				de anclajes ejecutados en			dos en	ejecutada en 1ª fase.						
6	525-526	59	2,0	1997, en 1ª fase			se							
5		32	2,5	17	1	8	1							
4	514,5-515	86	3-5,0	78	2	43	2	Altura variable. Máxima de 5 m. y mínima						
								de 3 m.						
3	497-496	86	3,5	57	2	28	1							
2	481-482	80,5	3,5	54	2	27	1							
1	470-469,5	72,5	3,5	61	2	43	2							

Fig. 13.- Cuadro resumen de los muros ejecutados.



Fig. 14.- Taladro de evacuación de agua en los pozos.

micropilotes y anclajes permitió determinar que la entrada fundamental de agua en la masa deslizada provenía de la zona Norte, es decir del farallón de mármoles, más concretamente entre los muros 2 y 3, zona que coincide con la vaguada determinada en la superficie de deslizamiento.

Todo esto motivó el cambio de la solución de drenaje proyectada inicialmente. Se adoptó una solución combinada de drenes californianos y pozos drenantes.

El sistema de drenaje se compuso, de forma simplificada, con los siguientes elementos:

- Drenes californianos en los muros 1, 2 y 3 (menos unidades que en proyecto), no ejecutándose drenes en los muros 4 y 5.
- Pozos de drenaje formando una barrera

- perpendicular al deslizamiento, junto al farallón de mármoles y aproximadamente 10 metros por encima del muro 2, al objeto de interceptar la circulación subterránea, equipados con drenes radiales interiores, e interconexión en-tre pozos.
- Taladros ligeramente ascendentes de desagüe de los pozos, ejecutados desde el muro 1, equipados con tubería metálica ciega e inyectados con lechada de cemento por el exterior.
- Drenaje superficial recogiendo las aguas de escorrentía en canaletas construidas al efecto en todos los muros de nueva construcción, con conexión por tubería de muro a muro hasta el inferior.
- Conexión mediante tubería a la red de



Fig. 15.- Pozos drenantes ejecutados en coronación del muro 2.



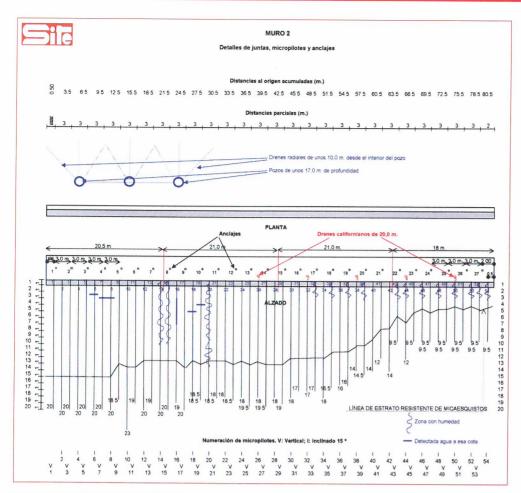


Fig. 16.- Croquis general del muro 2.

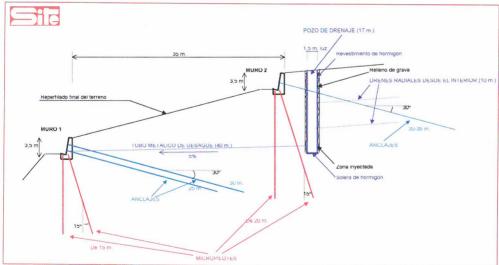


Fig. 17.- Sección transversal donde se observa la solución de drenaje ejecutada.

saneamiento municipal, desde el muro inferior (muro 1).

Tanto los drenes ejecutados en exterior como los de interior se equiparon con tubería de PVC \$\phi63\$ mm. ranurado a media caña, recubierta de geotextil.

Los pozos realizados tienen las siguientes características:

- Profundidad de excavación: 17 m.
- Diámetro de excavación: 2 m.
- Diámetro interior libre: 1,5 m.
- Entubación: Tubos prefabricados de hormi-

gón en masa, con unión macho-hembra.

En la *Fig. 14* se observa el taladro de evacuación de agua de los pozos situado en el muro 1.

En la *Fig. 15* se aprecia los pozos drenantes situados en coronación del muro 2.

6.3.- Movimiento de tierras.

En la ejecución de las excavaciones para construcción de las distintas estructuras existía riesgo de generar pequeños deslizamientos superficiales de poca importancia.





Fig. 18.- Deslizamiento generado en la excavación para ejecución de muros.

Es por esto por lo que la excavación se realizó por bataches. No obstante, tal como se puede observar en la *Fig. 18* se produjeron en algunas zonas pequeñas cuñas de deslizamiento.

Tras la finalización de los muros se procedió al retaluzado del talud existente entre muros según lo reflejado en proyecto.

7.- Terminación y obras complementarias.

Como culminación de las obras de estabilización se han realizado las siguientes actuaciones:

• Rehabilitación de parcelas.

Al realizar el reperfilado final, se extendió en superficie la propia tierra vegetal de la zona estabilizada, previamente seleccionada, sin posibilidad de realizar plantaciones por tratarse de fincar privadas no expropiadas, y estando obligados a habilitarlas para su uso original, de carácter agrícola.

• Acondicionamiento de accesos.

Se acondicionó el camino de acceso a las fincas afectadas por el deslizamiento, así como a la zona de equipamiento deportivo municipal, centro de ocio, colegio y barrio periférico, mediante la ejecución de una capa de mezcla bituminosa D-20, ensanche de la calzada en determinadas zonas, e instalación de barrera doble bionda en el límite superior del deslizamiento.

En la *Fig. 19* se observa el estado final de dicho acceso.

- Reutilización de productos de excavación.
 Durante las excavaciones para cimentación de los muros se fue seleccionando material granular para su empleo como subbase en la explanación del futuro campo de fútbol municipal de Otívar.
- Restauración paisajística del vertedero.
 Las tierras resultantes de las excavaciones se depositaron en un vertedero existente utilizado años atrás como cantera



Fig. 19.- Estado final del acceso al Colegio y Polideportivo.



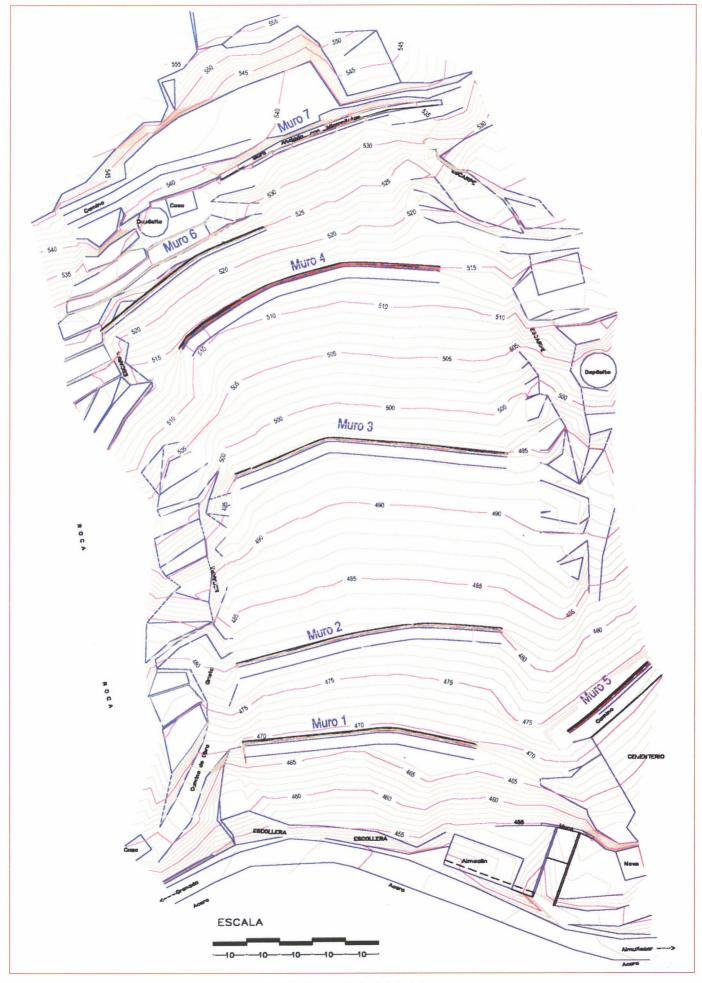


Fig. 20.- Topografía final de la ladera.



de extracción de escollera para la construcción de un puerto deportivo cercano, habiendo quedado en muy mal estado, sin posibilidad de crecimiento de vegetación.

Al finalizar la obra de estabilización se regularizó la superficie de vertido y se extendió una capa de tierra vegetal para posibilitar el crecimiento de flora autóctona.

En la *Fig. 20* se muestra la topografía final de la obra donde se observa la regularización de la pendiente del talud existente entre muros.

La *Fig. 21* es una vista general de la ladera y del municipio de Otívar.

8.- Control y seguimiento.

Una vez ejecutada la obra se inicia un período de seguimiento de la misma de cinco años, con el fin de comprobar su comportamiento ante los primeros ciclos de lluvia especialmente, con medición de los pequeños movimientos previsibles de los muros, y las consecuentes variaciones en la carga soportada por los anclajes, así como la evaluación de los caudales desagüados en los pozos de drenaje.

A tal efecto se ha recogido la topografía final de la ladera con la situación exacta de los

muros ejecutados y se han instalado cinco células de carga en sendos anclajes, para conocer y controlar los posibles movimientos.

Para poder realizar un futuro retesado de los anclajes sin necesidad de operaciones sofisticadas y costosas, no se cortaron las sobrelongitudes de tesado de los tendones. Una vez dada por estabilizada la ladera se procederá a dicho corte y a la instalación de caperuzas de protección de las cabezas de anclaje.

9.- Maquinaria y equipos utilizados.

Dividiendo la obra en tres grandes grupos de actividad, cabe citar los siguientes equipos:

- Demolición y Excavaciones:
 - Martillo hidráulico picador sobre neumáticos.
 - · Retroexcavadora sobre orugas.
 - · Retroexcavadora mixta.
 - · Bulldozer tipo CAT D6.
- Hormigones:
 - Bombas de hormigón de hasta 35 m. de alcance.
- Perforaciones.
 - · Perforación.
 - · Perforadora hidráulica Casagrande C8, con doble cabezal.
 - · Perforadora hidráulica Casagrande



Fig. 21.- Vista general de la ladera y el municipio de Otívar.

C6, con cabeza de rotación.

- · Vagón perforador hidráulico KRUPP DHR 92 A, con martillo en cabeza.
- · Vagón perforador hidráulico TAM-ROCK TERMITE, con doble cabezal.
- · Inyección.
 - · Silo de almacenamiento y dosificación de cemento de 25 T.
 - · Batidoras eléctricas de alta turbulencia.
 - · Batidoras neumáticas de alta turbulencia.
 - · Agitadoras neumáticas.
 - · Bombas de inyección diesel KSP.
 - · Bombas de inyección a alta presión Bonne Esperance.
- Tesado.
 - · Gato multifilar G3-200.

10.- Agradecimientos.

Agradecemos la colaboración prestada por las siguientes personas en la ejecución de la obra:

- D. Justo Garmendia (GIASA).
- D. Abelardo Genaro (GIASA).
- D. José María Rodríguez Ortíz.
- D. Miguel Ángel de la Rúa. (NARVAL INGENIERÍA).
- D. Juan Carlos Hernández del Pozo.
