

**SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA
DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**JORNADAS SOBRE
OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO
EJECUTADAS POR
LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**

**20ª SESIÓN
7 DE JUNIO DEL 2000**

CON LA COLABORACIÓN DEL
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)





ÍNDICE

- Estabilización del deslizamiento de la ladera de Otívar (Granada) 5
- Ejecución de paraguas de micropilotes para túneles. Túnel de El Fabar (Asturias) 23
- Experiencias en el empleo de sistemas de sostenimiento flexibles para estabilización de taludes y contención de desprendimientos 35



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

A 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-

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 constituida por dos filas de micropilotes separadas 60 cms., verticales los inferiores e inclinados 15° 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 tendiente 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

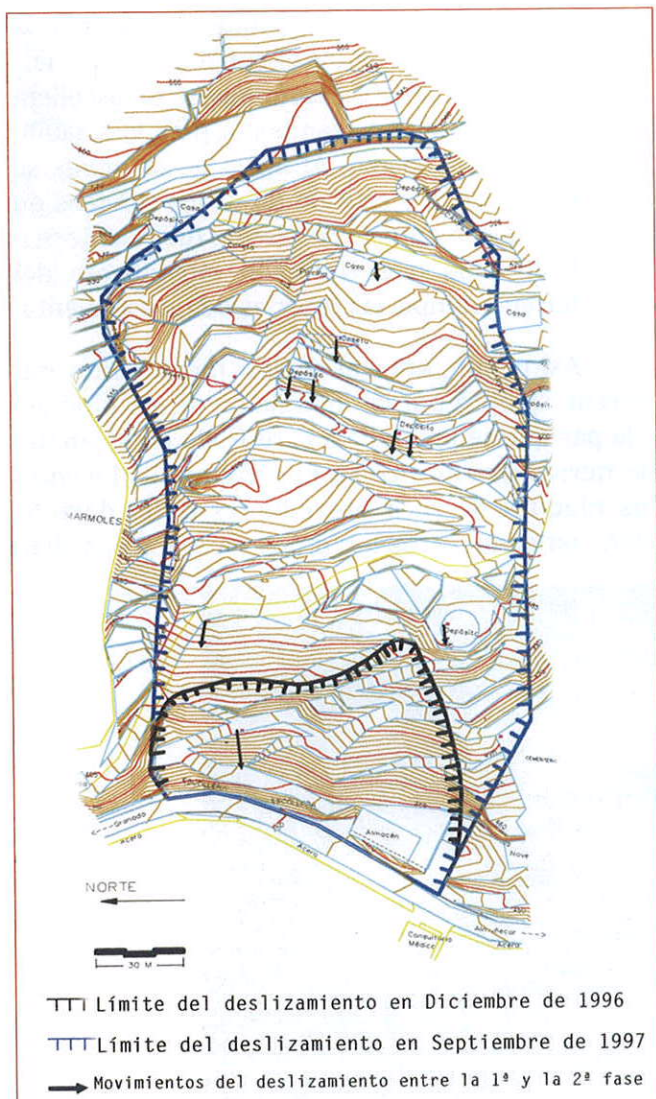


Fig. 2.- Progresión del deslizamiento.

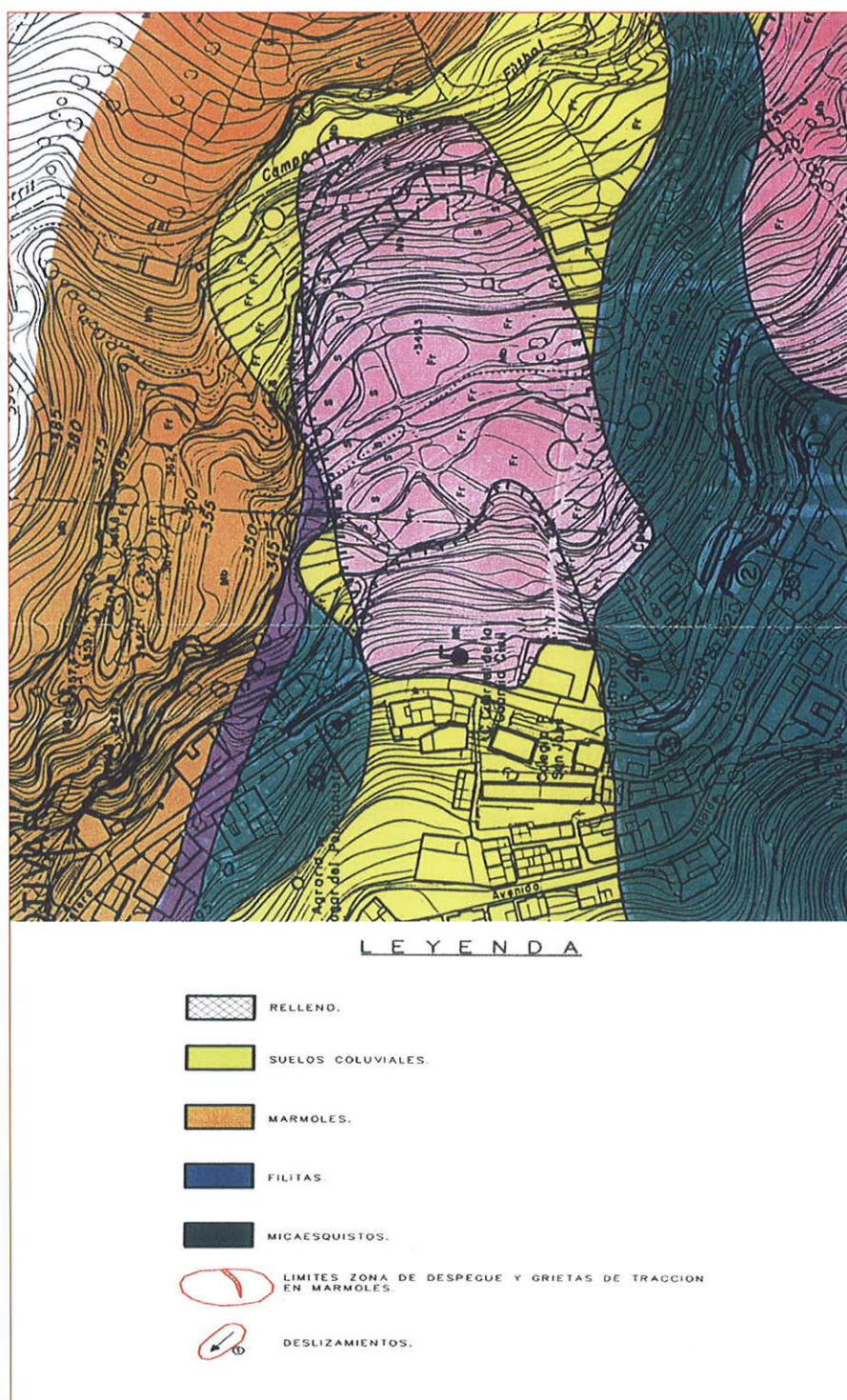


Fig. 3.- Planta general del deslizamiento de Otívar.

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 Ortiz, 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 micaesquistos se encuentra niveles de filitas grafitosas que constituyen una banda de despegue, ya que son rocas muy dúctiles debido a su oiosidad. 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.

Las 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

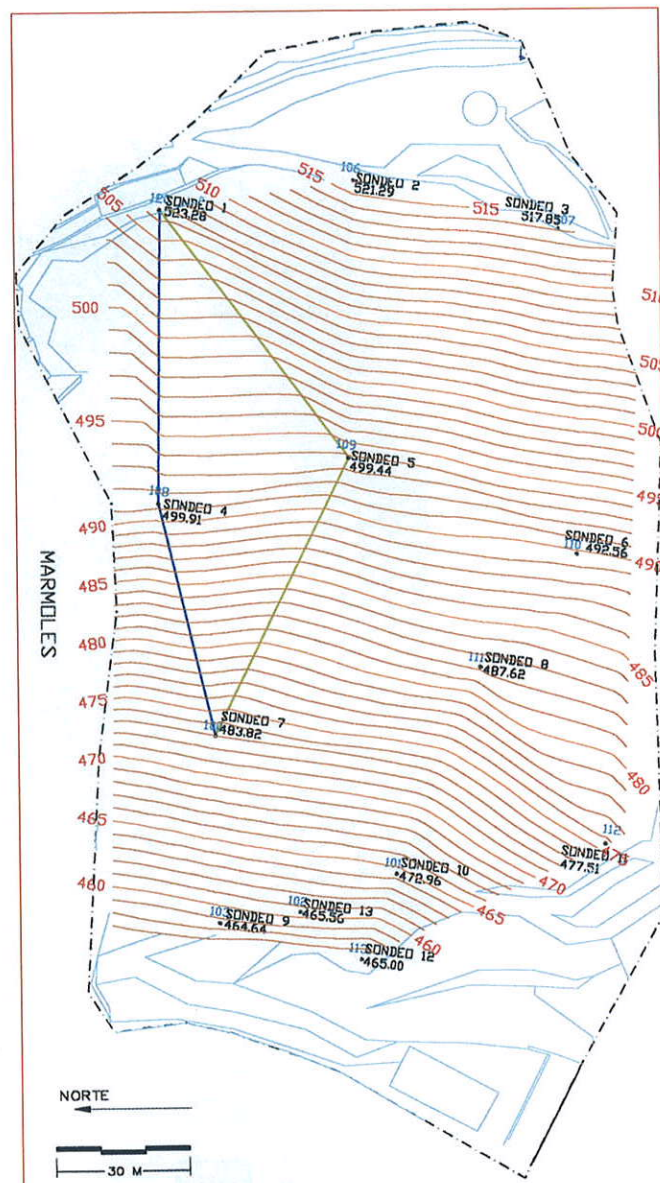


Fig. 4.- Plano de contacto entre derrubios y filitas. Obsérvese la vaguada existente junto a los mármoles.

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 al 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.

Posteriormente 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 perfil

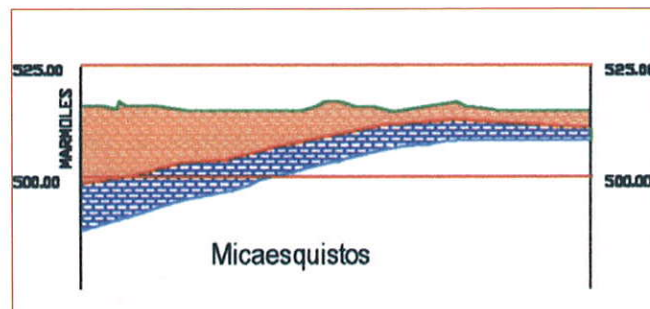


Fig. 6.- Perfil transversal del deslizamiento.

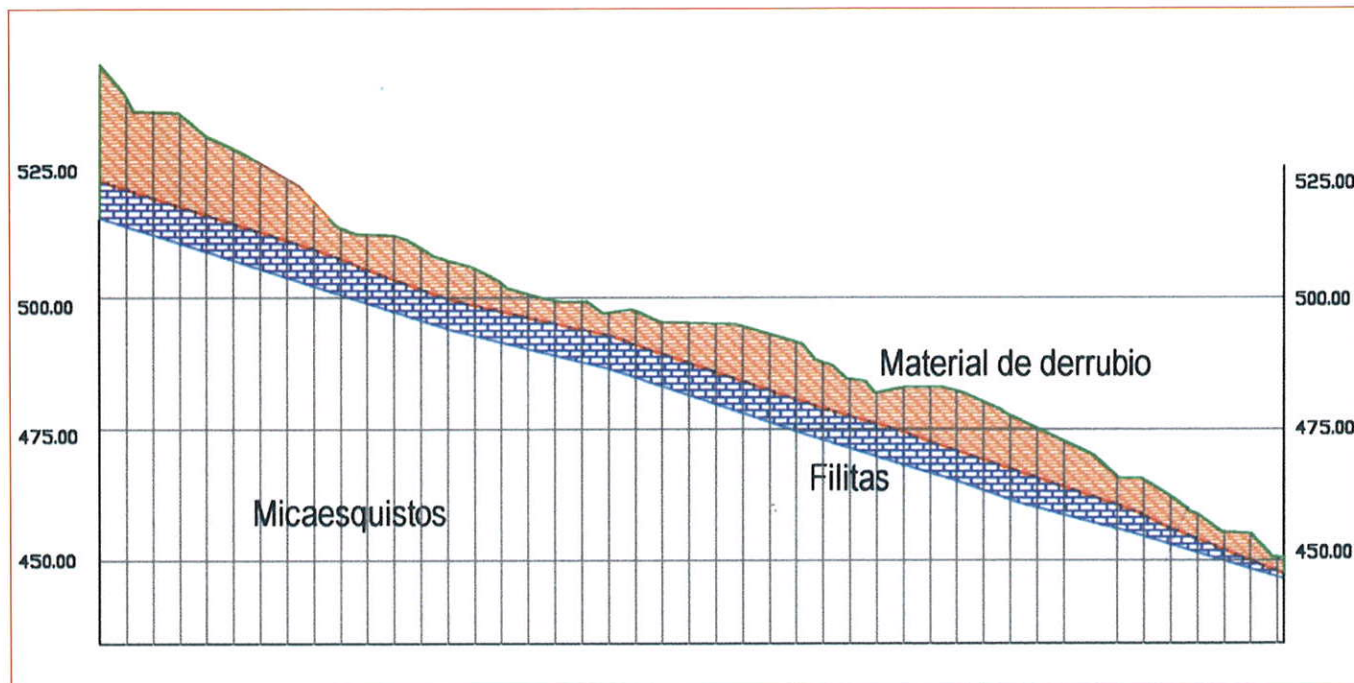


Fig. 5.- Perfil longitudinal del deslizamiento.

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 pluviométricas.

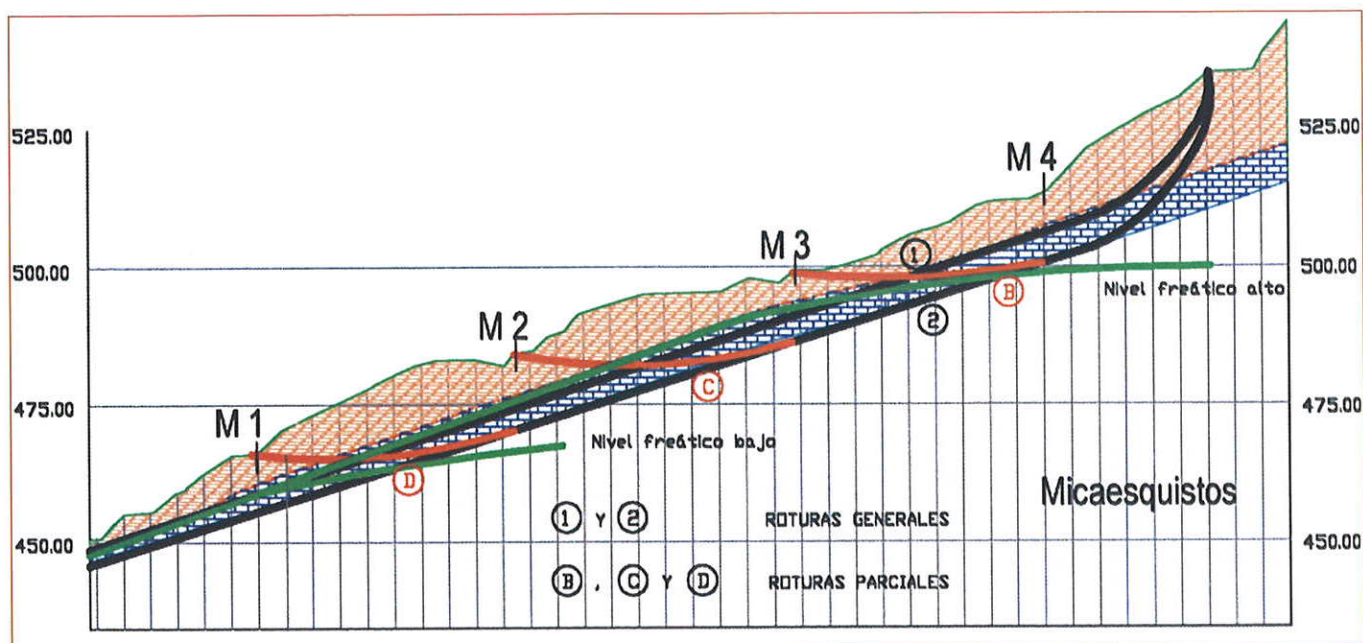


Fig. 7.- Cálculo de estabilidad del deslizamiento.

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 18° a 22°, 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 cual, 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 cual 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 perfil 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 M^a. 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-

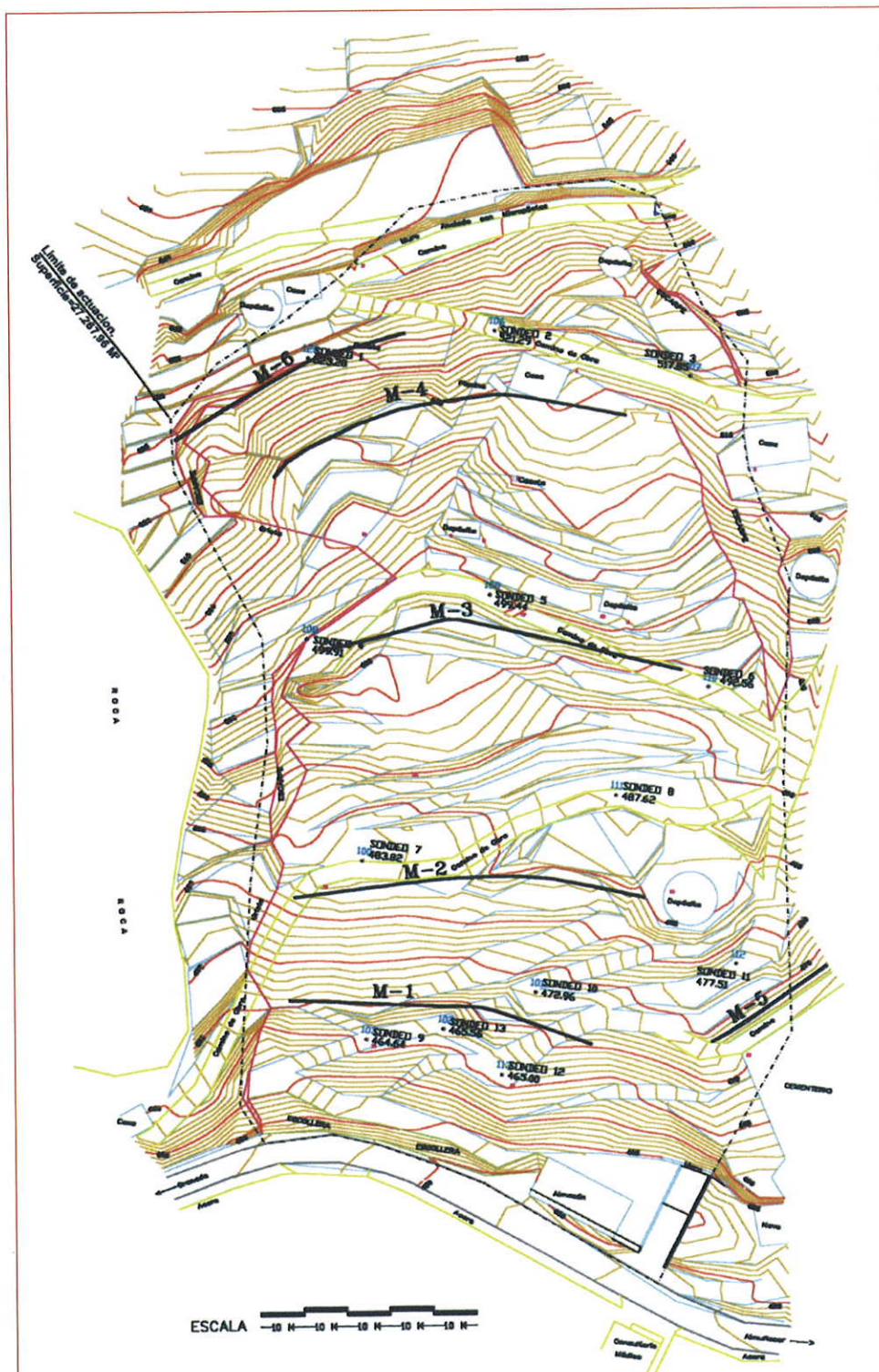


Fig. 8.- Planta general de la implantación de muros.

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 cual se optó por la solución de estructuras de contención profundas.

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

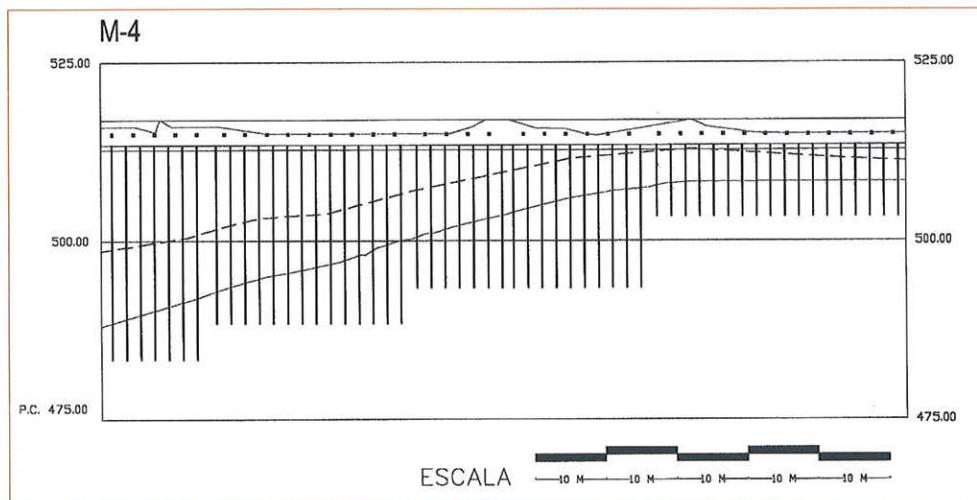


Fig. 9.- Alzado de muro 4.

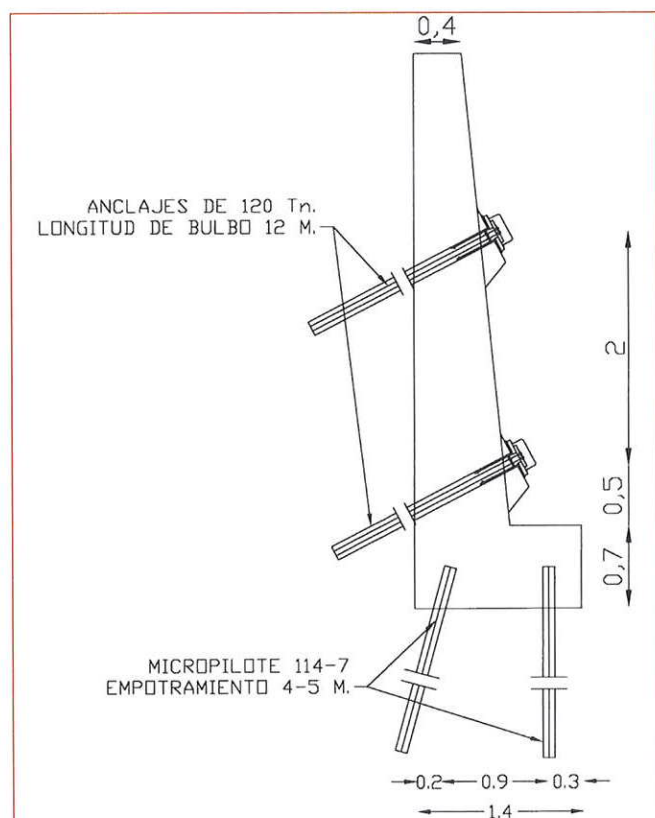


Fig. 10.- Sección transversal del muro 1.

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 proyecto 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 con-

siderar 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 macho-hembra, 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

MURO	Cotas de coronación Norte-Sur (m.)	Longitud (m.)	Altura (m.)	Micropilotes de 60 Tn.		Anclajes de 120 Tn.		Observaciones
				Nº	Nº filas	Nº	Nº filas	
7	536-537	54	1-1,5	1 fila de micropilotes y 1 de anclajes ejecutados en 1997, en 1ª fase				Ejecutado en 1ª fase. Se prolonga hacia abajo 1-1,5 m. bajo la zapata original.
6	525-526	59	2,0	1 fila de micropilotes y 1 de anclajes ejecutados en 1997, en 1ª fase				Se levanta muro sobre viga de atado ejecutada en 1ª fase.
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 entre 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.

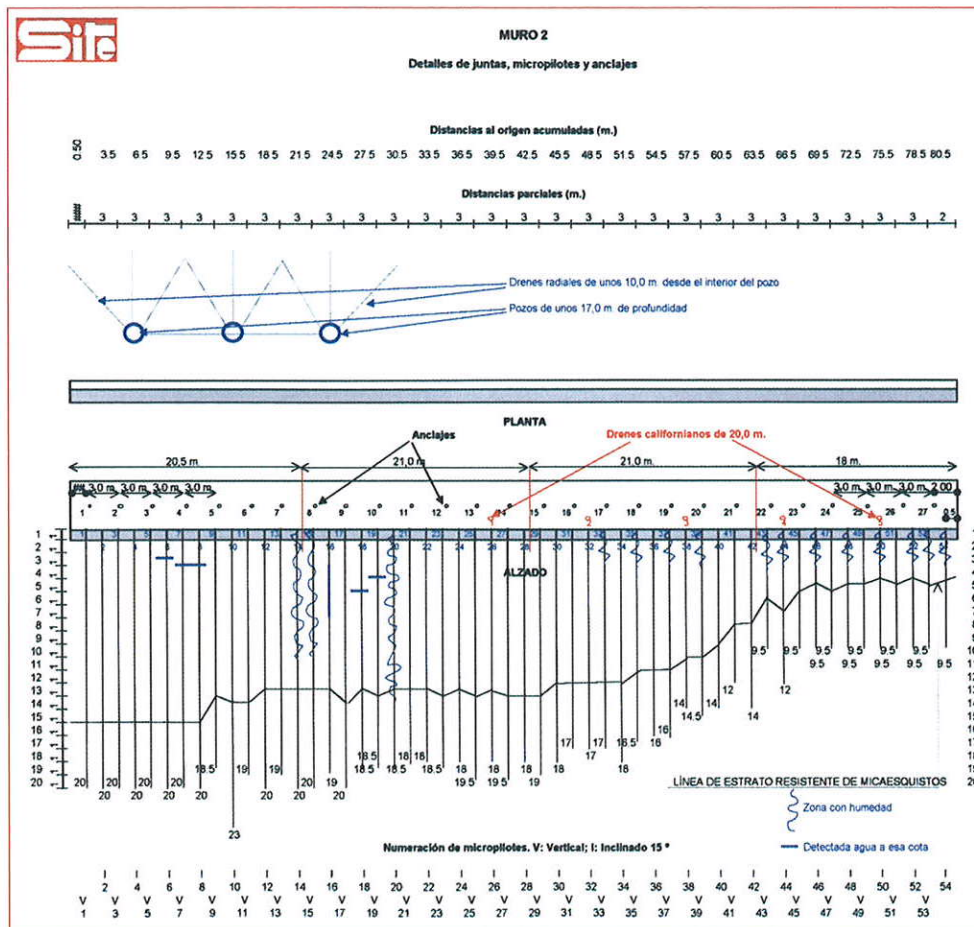


Fig. 16.- Croquis general del muro 2.

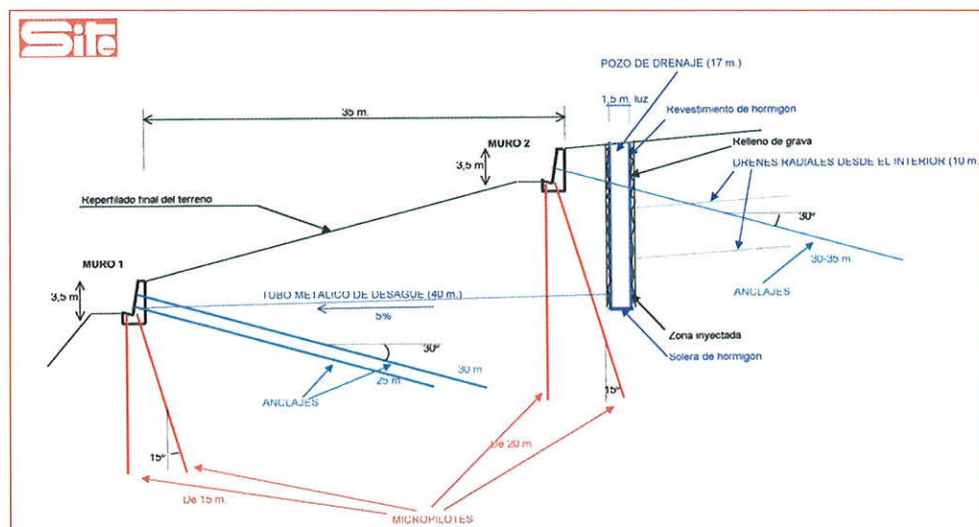


Fig. 17.- Sección transversal donde se observa la solución de drenaje ejecutada.

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

Tanto los drenes ejecutados en exterior como los de interior se equiparon con tubería de PVC $\phi 63$ 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 fincas 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.



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.





Ejecución de paraguas de micropilotes para túneles. Túnel de El Fabar (Asturias).

Tomás MURILLO PÉREZ, I.C.C.P. - SITE.

En esta ponencia se hace una revisión general a la técnica de ejecución de paraguas de micropilotes para sostenimiento de túneles. Tras describir los tipos de paraguas posibles, se entra de lleno con la metodología de ejecución y los medios mecánicos actuales de perforación. Se completa con la descripción de un caso real de reciente ejecución. En otro apartado menos relacionado con la ejecución, se tratará de las uniones entre tramos de armadura de los micropilotes.

1. Definición de “paraguas de micropilotes”.

Un paraguas de micropilotes es un conjunto de elementos lineales resistentes subhorizontales (micropilotes), que forman una superficie discreta de revolución, para proporcionar un pre-sostenimiento en la ejecución de una excavación horizontal como es un túnel (**Fig. 1**).

El paraguas es como una prebóveda resistente que se construye antes de la excavación del túnel para sostener el terreno por encima de la excavación, permitiendo una segura ejecución. En otros casos, en los que se ejecuta un túnel por debajo de una estructura, su función será también la de disminuir las deformaciones del terreno por encima del túnel.

2.- Clasificación de los paraguas.

Se pueden clasificar los distintos tipos de paraguas de micropilotes según algunos criterios elementales. Cada uno de los criterios está ligado en cierta forma a una característica del paraguas, como son su resistencia, los condicionantes geométricos y la posición del paraguas dentro del túnel.

Estos criterios nos van a servir pues de introducción a estas características.

Los criterios de clasificación son los que a continuación se describen.

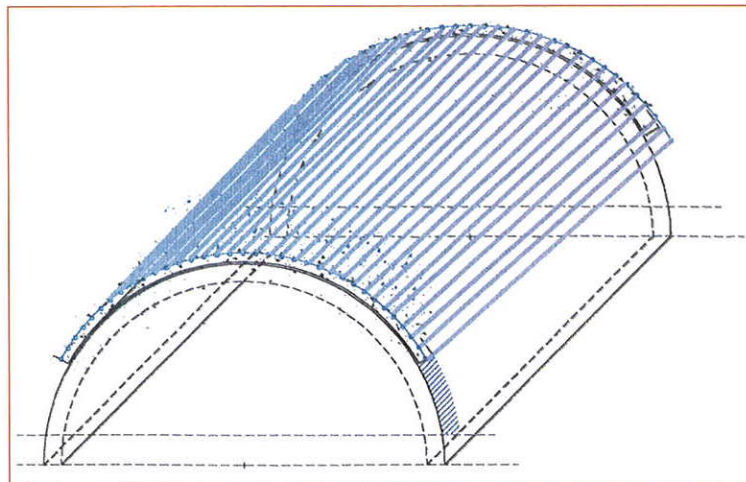


Fig. 1.- Croquis en perspectiva de un paraguas.

2.1.- Criterio 1: Elemento resistente unitario empleado.

El paraguas de micropilotes está formado de una serie de perforaciones en las cuales se puede introducir distintos elementos metálicos resistentes. Estos elementos son las armaduras, que mediante la inyección del taladro quedan en contacto con el terreno para poder así transmitir las cargas con deformaciones muy reducidas.

En general el término micropilote se reserva para el caso en que la armadura es una tubería metálica que permite la inyección por el interior. Existen otros tipos de elementos resistentes, pudiéndose hablar de:

- a) Paraguas pesados:
 - Micropilotes
 - Micropilotes con inyección por tubomanguitos.
 - Carriles de ferrocarril.
- b) Paraguas ligeros:
 - Bulones (barras corrugadas o roscadas)
- c) Jet Grouting (columna de suelocemento + barra)

La forma de trabajo de estos elementos es principalmente a flexión y a cortante. Cada uno de los elementos recibe una tensión uniforme ejercida por el terreno que lo rodea.

En el caso normal de un túnel que se esté excavando con un sostenimiento mediante cer-

	BULÓN		MICROPILOTE				
Diámetro perforación	65	65	125	125	150	165	180
Armadura (mm)	25	32	73 x 5,5	89 x 6,5	114 x 7	127 x 9	139 x 9
Inercia (cm ⁴)	1,9	5,1	66,9	144,2	338,2	584,1	780,2
L. Elástico (kg/cm ²)	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Resistencia a cortante (Tn)	9,02	14,78	21,43	30,96	43,24	61,31	67,55
Resistencia a flexión (Tn.m)	0,08	0,16	0,92	1,62	2,97	4,60	5,61

Fig. 2.- Características de algunas secciones tipo.

chas, como es el caso del N.A.T.M. y prácticamente cualquier método que no sea mediante tuneladora, el modelo de cálculo sería el de una viga continua con múltiples apoyos que son las cerchas.

Conocidas los empujes y por tanto las fuerzas que actúan en cada elemento (calculado mediante métodos numéricos o por simplificaciones en función del peso y resistencia de la montera), podemos fijar una separación entre cerchas y obtener la sección resistente necesaria en el elemento (o viceversa).

Podemos jugar también con la separación entre elementos.

En la **Fig. 2** se han comparado las características resistentes de distintas armaduras.

Es destacable, por ejemplo, que la resistencia de un bulón ϕ 32 frente a un micropilote medio (armadura 89 x 6,5), es de la mitad a cortante y de 10 veces menor a flexión.

Hay que añadir en este punto que, la colaboración resistente de la lechada o mortero inyectado, se desprecia frente a la armadura (salvo el caso del jet-grouting que se sale del objeto de esta ponencia), y es habitual suponer que toda la sollicitación la resiste la armadura.

Además, el paraguas va a ser siempre una estructura provisional previa al sostenimiento, siendo poco importantes los fenómenos de corrosión de la armadura.

La finalidad de la lechada es la de transmitir cargas, mediante adherencia, entre el terreno

y la armadura, rellenando el espacio de perforación que no ocupa la armadura.

Así pues, sería suficiente perforar dejando de 2 a 3 centímetros de recubrimiento de la armadura, para garantizar la continuidad de dicha inyección.

2.2.- Criterio 2: según la geometría del paraguas.

El paraguas puede tener las dos siguientes formas: cilindro o tronco de cono. Los micropilotes serán generatrices de dicha superficie de revolución.

En el caso de *cilindro*, los micropilotes son generatrices paralelas entre sí de un cilindro. El ángulo vertical y el ángulo horizontal de cada uno de ellos es igual.

Este *cilindro* a su vez puede ser:

- Recto: los micropilotes tienen la misma alineación que el eje del túnel y por tanto a una separación constante de la sección del túnel.
- Esviado: los micropilotes tienen el ángulo vertical mayor que la pendiente del túnel, y por tanto se van separando de la sección hacia arriba.

En el caso del *tronco de cono*, los micropilotes tienen cada uno sus ángulos vertical y horizontal, que son función del semiángulo del cono.

El micropilote de clave tiene inclinación vertical pero no horizontal, mientras que en hastiales los micropilotes se abren horizontalmente perdiendo inclinación vertical.

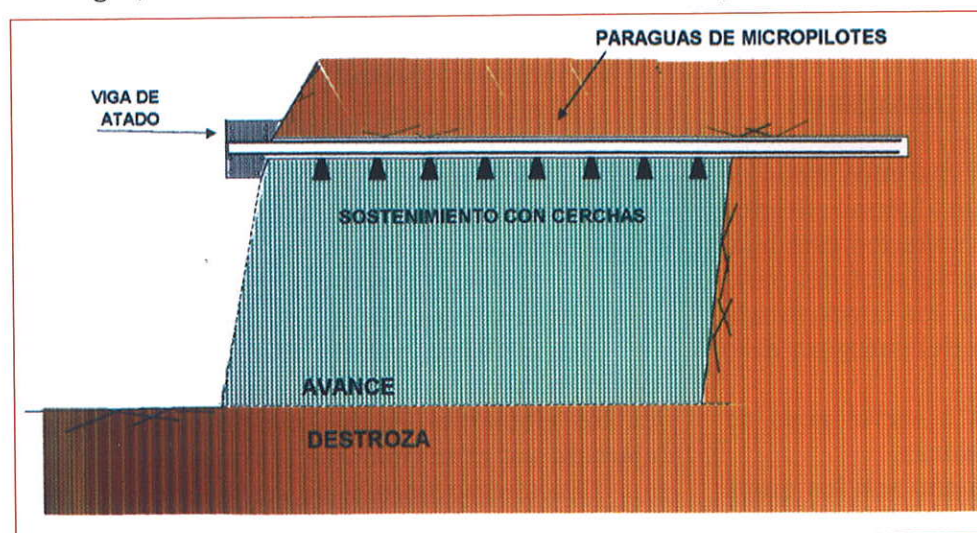


Fig. 3.- Plano de replanteo de paraguas cónico.

Podría definirse incluso un tronco de cono cuyas bases fueran elipses (semiángulo variable) en vez de circunferencias, de esta forma podríamos conseguir, por ejemplo, no alejarnos tanto en los micropilotes de los hastiales y alejarnos más en la clave.

Más adelante se verá como conseguir plasmar en la obra la definición geométrica del paraguas mediante el replanteo del equipo de perforación.

La elección de la forma del paraguas viene dada principalmente en función de si el paraguas es exterior (de emboquille) o es interior. Si el paraguas es exterior y no esté previsto un paraguas sucesivo, elegiremos el cilíndrico recto al conseguirse que la separación de los micropilotes entre sí y respecto al túnel es la misma en toda la longitud del paraguas. El cilindro será concéntrico con el túnel.

En el caso de un paraguas interior no podremos ejecutar un paraguas en forma de cilindro hacia arriba, ya que en los hastiales no entraría físicamente la máquina de perforación.

Cualquiera que sea la forma del paraguas, es conveniente que éste apoye sobre las cerchas del sostenimiento, para lo cual se excavará la sección hasta dejar descuiberlos los micropilotes (**Fig. 3**).

2.3.- Criterio 3: posición del paraguas en el túnel.

Se puede hacer una última clasificación de los paraguas en función de si está dentro o fuera del túnel:

- *Paraguas exterior*: es el paraguas ejecutado para emboquillar el túnel.
- *Paraguas interior*: ejecutado dentro del túnel, la necesidad de su ejecución puede ser debida a la formación de una chimenea, el tratamiento de un derrumbe más generalizado o para excavar una zona que a priori se sabe que dará problemas de estabilidad. En los casos en que se presente una zona problemática de mayor longitud, puede llegar a ser adecuado la ejecución de paraguas en avances sucesivos. En este caso las cerchas y la sección del túnel se van ensanchando en cada avance (tronco de cono), permitiendo que en el siguiente avance la ejecución sea más sencilla al existir un sobre ancho que permite emboquillar los taladros fuera de la sección definitiva del túnel y con un solape entre paraguas.

Este criterio de clasificación no es especialmente relevante, pero influye a la hora de ejecutar los paraguas, ya que ejecutar un

paraguas interior presenta mayores dificultades: gálibos limitados, secciones de cerchas fuera de lo teórico, perforación en terreno más complicado y muchas veces movido, enfilajes existentes, iluminación y ventilación.

3.- Proceso de ejecución.

Para hablar del proceso de ejecución de un paraguas de micropilotes lo dividiremos en las siguientes fases:

- Replanteo
- Perforación
- Introducción de la armadura
- Inyección de los taladros

Todas las fases difieren en algún aspecto a la ejecución de micropilotes verticales, pero es la fase de replanteo la que más se diferencia y más importancia tiene.

3.1.- Replanteo.

El replanteo es un aspecto importante en las obras de paraguas ya que, frente a una obra de micropilotes verticales o inclinados, en la que basta con posicionarse en el emboquille y ajustar los ángulos verticales del mástil de la perforadora, en el caso de un paraguas hay que tener una alineación bien marcada para el mástil o de lo contrario las desviaciones al final del taladro serán tales que se podrían cruzar los taladros e incluso entrar en la sección del túnel.

El replanteo de un micropilote se consigue mediante:

- a) Un punto definido, con coordenadas x y z (emboquille).
- b) Una proyección de la directriz sobre el terreno, horizontal o no, (definida por el emboquille y un punto replanteado atrás).
- c) Una inclinación vertical de la directriz (materializada en obra mediante nivel de ángulos sobre el varillaje).

Desarrollamos ahora como se materializa esto en el campo:

- Replanteo del emboquille.
Sobre el talud de emboquille del túnel se materializará mediante pintura, o a ser posible una punta de, el punto que corresponde al emboquille del micropilote. Este punto es un punto concreto, con coordenadas x y z definidas.

La máquina de perforación se colocará con la boca de perforación en dicho punto, alineando el resto del varillaje de perforación de forma aproximada, con la directriz del



Fig. 4.- Replanteo detrás del equipo de perforación.

micropilote.

- Replanteo detrás de la perforación.

Mediante el replanteo de un punto en el suelo, hacia la parte de atrás del equipo de perforación, tendremos definido en planta la dirección del micropilote.

El equipo de perforación hará coincidir, en la parte trasera, el eje del varillaje con dicho punto de replanteo.

Esto se hace colgando una plomada justo al final del mástil de la máquina y coincidiendo con el eje del varillaje de perforación, y moviendo el mástil de la máquina hasta que la plomada coincide con el punto replanteado. En ese momento, la máquina estará posicionada, a falta de colocar el mástil (y por tanto el varillaje) con la inclinación vertical que corresponda.

En la práctica, la distancia respecto al talud y al punto de pie del replanteo atrás, va variando con cada micropilote, por lo que se hace complicado el que al final del mástil coincida con la distancia a la que está el punto.

Para solucionar esto, se replantean dos puntos por cada micropilote, materializándose en dos "camillas" con clavos, separa-

dos entre sí de dos a cuatro metros.

A la hora de posicionar el equipo del clavo del micropilote en la 1ª camilla al clavo en la 2ª camilla, será suficiente que la plomada coincida con cualquier punto de esa cuerda para que la máquina esté correctamente replanteada en lo que se refiere a la dirección en planta. (**Figura 4**).

La distancia respecto al pie del talud, a la que se colocan las camillas variará según el equipo de perforación empleado en la obra.

- Por último, la inclinación vertical es necesaria para tener la máquina completamente replanteada.

Se utiliza un nivel de burbuja que se coloca en el varillaje, o un nivel electrónico, para dar la inclinación vertical deseada.

3.2- Perforación.

El sistema de perforación que se emplea habitualmente es de rotoperforación con martillo en fondo, empleando aire comprimido con fluido de perforación. Como alternativa se emplea trialeta en suelos cohesivos. Sólo cuando no es posible perforar de esta manera, por falta de estabilidad de la perforación, se emplea revestimiento, lo que reduce enormemente el rendimiento.

Para perforación de paraguas ligeros, existe también la posibilidad de montar un martillo en cabeza en vez de usar martillo de fondo. Sin embargo, el uso de martillo en cabeza implica mayores desvíos en los taladros, pues en este tipo de perforación la percusión afecta al varillaje produciendo pandeos y excentricidades que no aparecen con el martillo de fondo.

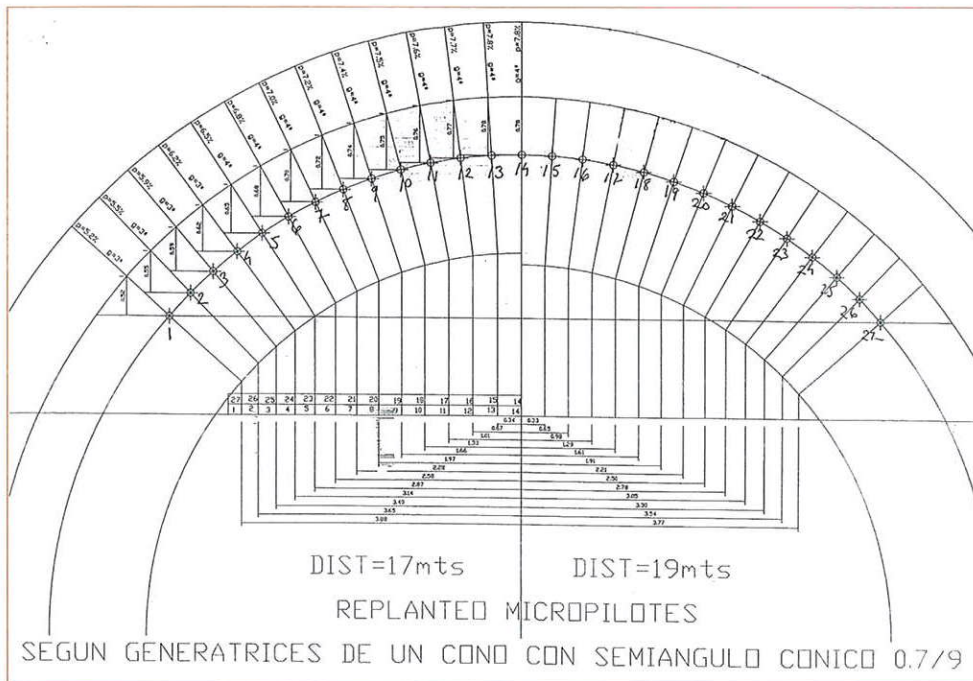
3.3.- Introducción de la armadura.

Finalizada la perforación del taladro se introducirá la armadura que corresponda. Si el terreno lo permite se espera al final de la jornada, o incluso al día siguiente, para introducir la armadura de varios taladros de forma consecutiva.

En la introducción es importante que los distintos tramos de armadura de un taladro se rosquen correctamente haciendo tope uno contra otro para asegurar una unión que trabaje bien a flexión.

Más adelante hablaremos sobre los tipos de unión y sus inconvenientes.

El extremo introducido en el fondo del taladro llevará practicada, como en el caso de los micropilotes verticales, una muesca para facilitar la inyección por el interior del tubo.



Plano de replanteo de paraguas cónico.

Es habitual dejar fuera del terreno una sobrelongitud de armadura, del orden de medio metro, para arriostrar los micropilotes con una viga de hormigón que los haga trabajar solidariamente y sirva como cercha de apoyo inicial.

3.4.- Inyección de taladro.

La inyección del taladro se ejecuta, bombeando lechada o mortero de cemento, desde la boca del taladro por el interior de la armadura tubular colocada. La lechada circula por el interior de la tubería hasta el final, retornando a la boca por el exterior de la tubería, en contacto con las paredes de taladro.

Como la perforación será horizontal o ligeramente inclinada hacia arriba, será necesario ejecutar previamente un tapón en la boca del taladro, equipado con al menos 2 tubos de polietileno,

utilizando uno para inyectar y el otro como respiradero y control de salida de la lechada.

3.5. Equipos de perforación empleados.

Los equipos empleados son los habituales en obras de micropilotes: perforadoras hidráulicas sobre orugas. (**Fig. 5**). En nuestro caso contamos además con varios equipos específicos para perforación horizontal (**Fig. 6**), que cuentan un mástil de 18 metros, sujeto por dos brazos hidráulicos capaces de elevar el mástil mas de 6 m sobre el suelo, lo que les confiere una serie de ventajas:

- Mayor estabilidad del mástil durante la perforación.
- Empleo de varillajes de perforación de entre 8 y 12 metros, que al ser continuos sin apenas roscas, tienen gran rigidez y por tanto menores desvíos.



Paraguas de emboquille en ejecución.



Paraguas terminado y listo para ejecutar viga de atado.



Equipo perforando bulones en talud de emboquille.

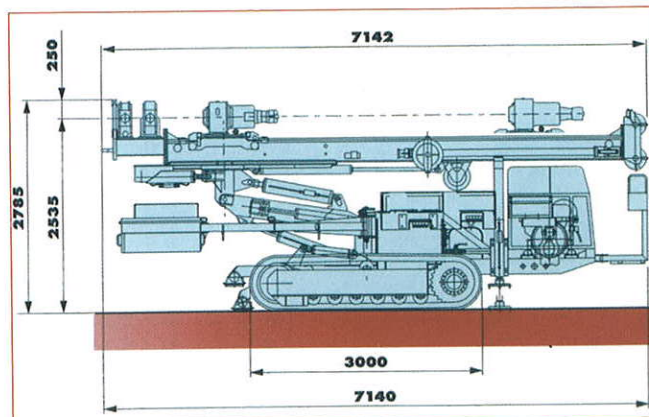


Fig. 5.- Equipo hidráulico para perforación de micropilotes.

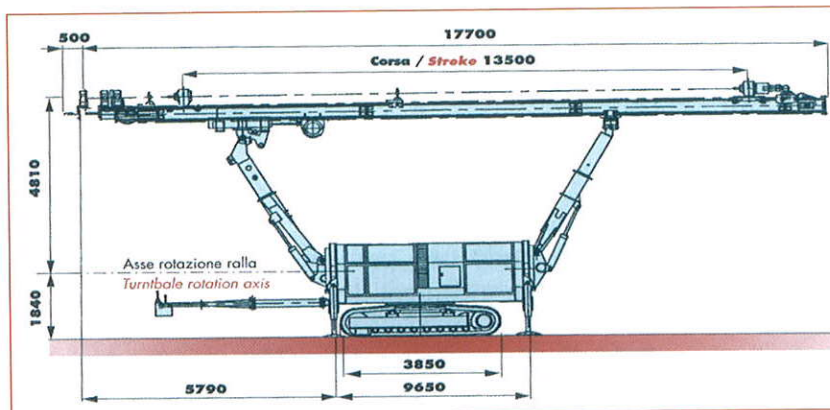
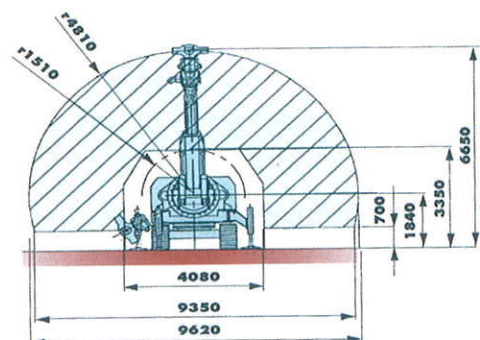


Fig. 6.- Equipo hidráulico específico para perforación de paraguas.



CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO HIDRÁULICO CASAGRANDE C6		CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO HIDRÁULICO CASAGRANDE PG 115	
ORUGAS		ORUGAS	
Ancho de tejas	400 mm	Ancho de tejas	500 mm
Presión sobre el suelo	6 N/cm ²	Velocidad de traslación	0 : 1 km/h
Velocidad de traslación	0 : 1,5 km/h	Pendientes superables	45%
Pendientes superables	55%	MOTOR	
MOTOR		Tipo	Deutz F6L 912
Tipo	Deutz F6L 912	Potencia (ISOHN)	103 kW (90hp)
Potencia (ISOHN)	66 kW (90 hp)		a 2.000 r.p.m.
Capacidad del tanque de combustible	150 l	Capacidad del tanque de combustible	160 l
MASTIL		Consumo de combustible	215 g/kWh
Longitud	6.000 mm	Capacidad tanque del sistema hidráulico	700 l
Recorrido cabeza rotación	4.000 mm	MASTIL	
Fuerza de extracción	63,5 kN	Longitud	17.700 mm
Fuerza de empuje sobre la herramienta	35 kN	Recorrido cabeza rotación	13.500 mm
Velocidad de extracción	0 : 27 m/min	Fuerza de extracción	80 kN
Velocidad de avance	0 : 48 m/min	Fuerza de empuje sobre la herramienta	80 kN
CABEZA ROTACIÓN	T1000 6V	Velocidad de extracción	0 : 25 m/min
Fuerza de rotación	13,5 kNm	Velocidad de avance	0 : 25 m/min
Velocidad máxima	530 r.p.m.	CABEZA ROTACIÓN	T1000 6V
PESO		Fuerza de rotación	12 kNm
Peso total de la máquina	11.700 kg	Velocidad máxima	700 r.p.m.
		PESO	
		Peso total de la máquina	28.000 kg

- d) Rendimientos muy altos al emplear varillaje de más de 8 metros, con cargador de varillas.
 - e) Puede trabajar en alturas de hasta 6,5 m con lo que los trabajos se pueden realizar sin excavaciones intermedias.
 - f) Se consigue mayor precisión en el replanteo.
 - g) Pueden introducir armaduras en tramos de hasta 9 metros, empleando menor número de uniones.
 - h) Mayor seguridad en los trabajos, al no manejar los tubos manualmente y sobre andamio como es habitual con equipos convencionales.
- En resumen, se consigue reducir considerablemente la desviación de los taladros, ejecutando la obra en menos plazo.
- Permite además, afrontar con éxito paraguas de hasta 40 m de longitud.

4.- Tipos de unión de tubería de armadura

En relación con la ejecución de paraguas de micropilotes hay un aspecto importante que es la resistencia y calidad de las uniones entre tramos de tubería de armadura. Dichas uniones pueden ser de 3 tipos:

- Unión con rosca macho-hembra (**Fig. 7**).
- Unión con manguito exterior doblemente



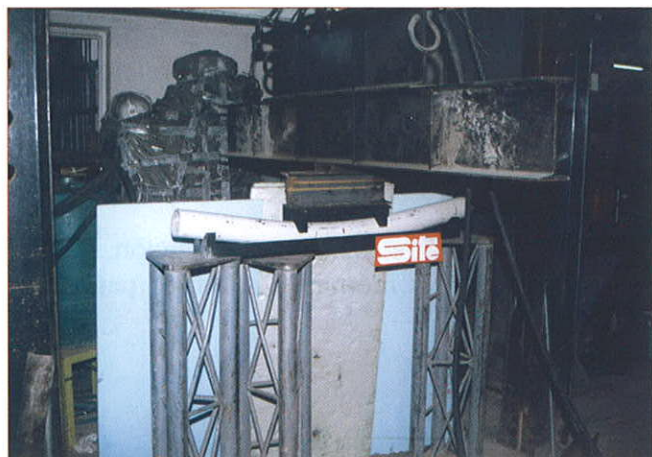
Fig. 7.-
Unión rosca-hembra.



Fig. 8.- Unión con
manguito exterior.



Fig. 9.- Unión ensanchada macho-hembra.



Ensayo a flexión en curso.



Estado de tres tuberías tras el ensayo a flexión.



Fig. 10.- Preparación de un ensayo de tubería a flexión.

roscado (**Fig. 8**).

- Unión con sección ensanchada con rosca macho-hembra (**Fig. 9**).

El tercer tipo corresponde a una unión de tubería de perforación de pozo petrolífero, que está diseñada para no tener pérdidas de resistencia. Para verificar el comportamiento mecánico de los otros 2 tipos de unión hemos realizado diversos ensayos a flexión sobre tuberías.

La metodología del ensayo a grandes rasgos es la siguiente:

- Se toma un tramo de tubería y se rellena de lechada de cemento para evitar aplastamientos y simular mejor el confinamiento existente en el paraguas.
- Se apoya la tubería en los extremos y se aplican 2 cargas puntuales iguales y simétricas respecto al centro de la tubería.
- Las cargas se aumentan gradualmente a la vez que se mide la flecha en el centro de la luz. (**Fig. 10**)

Con esta configuración se consigue que en la zona central entre puntos de aplicación de las cargas, el esfuerzo cortante sea nulo, estando solicitado el tubo únicamente a flexión. Así, colocaremos en el centro de la tubería la unión a ensayar para conocer su respuesta a flexión.

Los resultados que se han obtenido en estos ensayos ponen de manifiesto los siguientes aspectos:

ESQUEMA DE ENSAYO A FLEXIÓN (1.999)

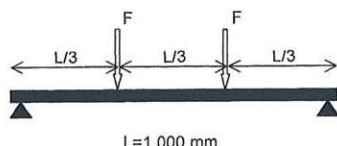
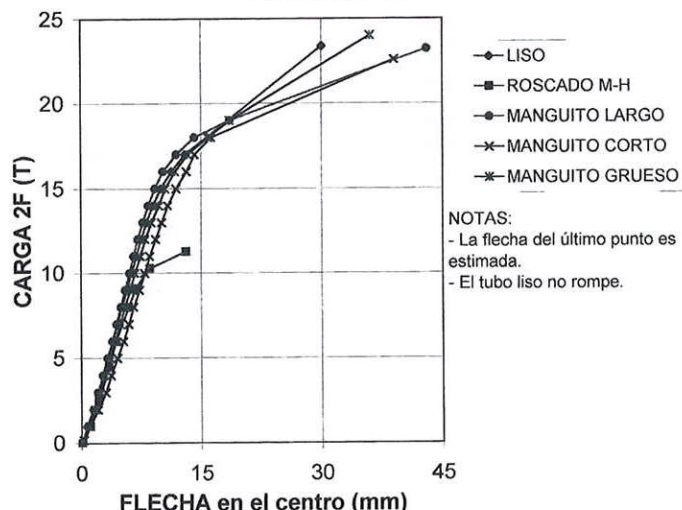


DIAGRAMA FUERZA-DEFORMACIÓN

TUBERÍA DE 89 X 6.5 mm Acero N-80
relleno de lechada de cemento



Resultados de un ensayo a flexión en tubería con distintas uniones.

- La unión rosca macho-hembra supone una reducción de resistencia de más del 50 % respecto a la tubería sin unión.
 - La unión con manguito, si bien pierde algo de resistencia, aguanta perfectamente por encima del escalón de cedencia que marca el límite elástico de la sección mixta (acero-lechada)
 - La rotura de la unión rosca macho-hembra es la más frágil, produciéndose bruscamente sin grandes deformaciones.
- A la vista de los resultados se comprende

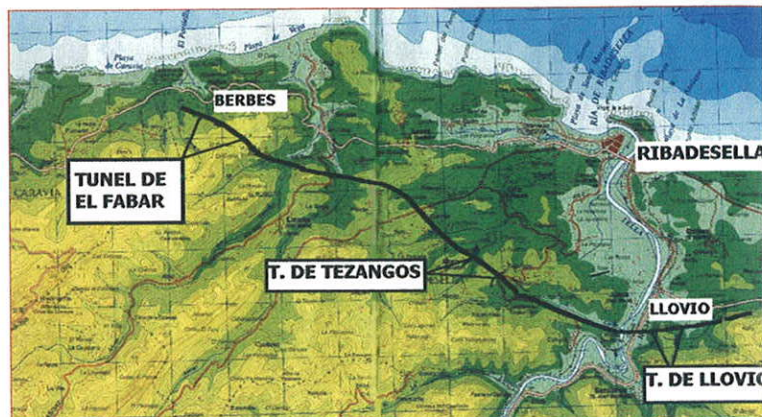


Fig. 11.- Plano de situación.

que no deben utilizarse uniones mediante rosca macho-hembra, utilizando sólo manguitos exteriores de unión.

Como ejemplo baste citar que en un paraguas ejecutado con tramos de armadura de 4 metros y separación de cerchas de 1 metro, hay de media un 25 % de micropilotes en la sección de avance con una unión, y en el caso de que no se alternen las uniones, podemos tener todas las uniones en el mismo avance.

5.- Descripción de un caso real: paraguas interiores en el Túnel de El Fabar

Durante el presente año se están ejecutando diversos tramos de la Autovía del Cantábrico pertenecientes a la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias del Ministerio de Fomento.

En el tramo Caravia-Llovio existen tres túneles: El Fabar de 1.300 m, Tezangos de 450 m. y Llovio de 400 m. Cada uno de los túneles tiene dos tubos gemelos, uno para cada calzada. (**Fig. 11**).

En estos túneles, aún en ejecución, se han ejecutado hasta el momento diversos paraguas,

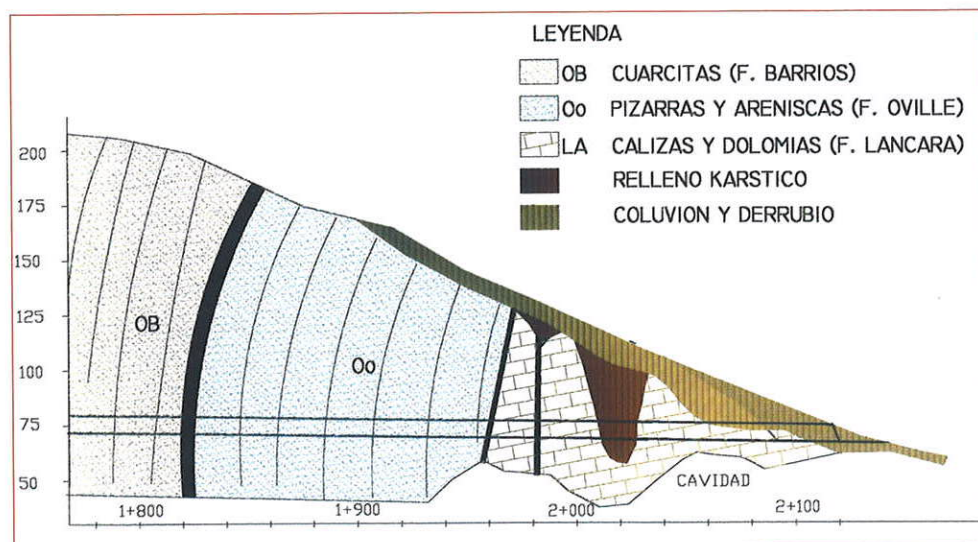


Fig. 12.- Geología de la boca Este del Túnel de El Fabar.

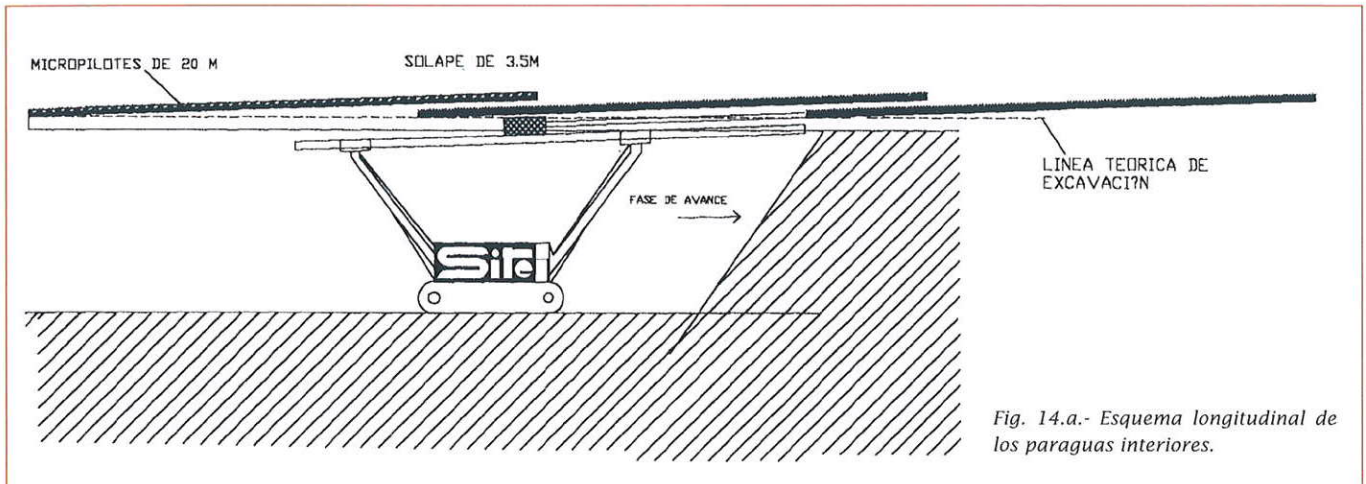


Fig. 14.a.- Esquema longitudinal de los paraguas interiores.

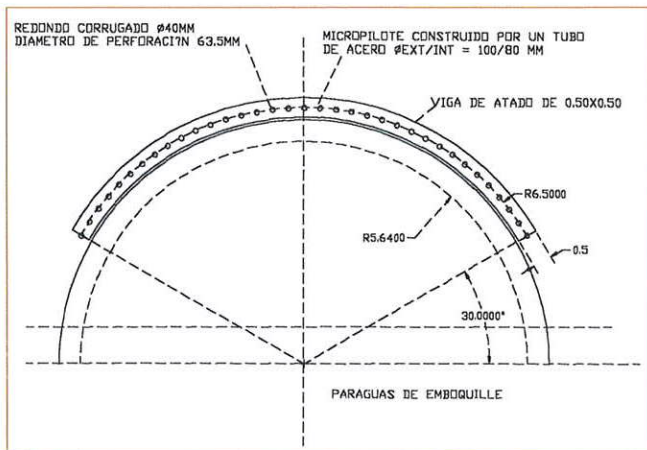


Fig. 13- Esquema transversal de los paraguas.

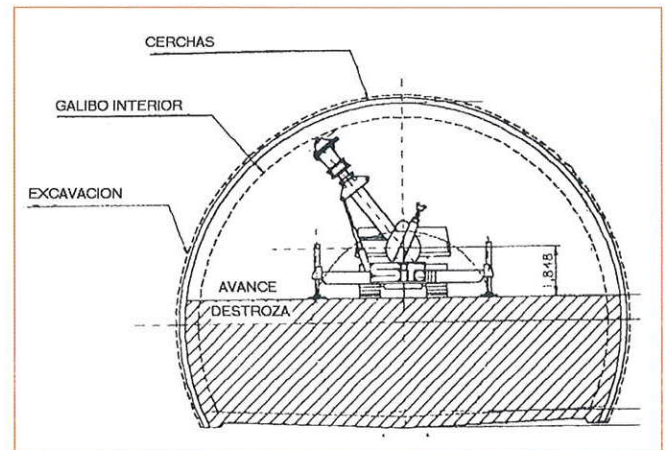


Fig. 14.b- Esquema transversal de los trabajos.

tanto para los emboquilles, como para paso de zonas con geología complicada.

Prestaremos especial atención a los ejecutados en el interior del túnel de El Fabar, por considerarlos los más interesantes.

En la **Fig. 12** se muestra un croquis longitudinal de la geología de la boca Este del túnel de El Fabar. Los primeros 150 metros del túnel transcurren en la formación Lancara, formada por calizas y dolomías, que están fuertemente karstificadas, con las cavidades atravesadas rellenas de material arcilloso y gravas. Fue en esta zona donde se localizaban los mayores problemas de excavación.

A unos 120 metros de la boca hay una gran falla donde la caliza pasa a ser más sana y donde la excavación se realizó con menores dificultades. A continuación aparecen las pizarras y areniscas de la formación Oville y las cuarcitas de la formación Barrios.

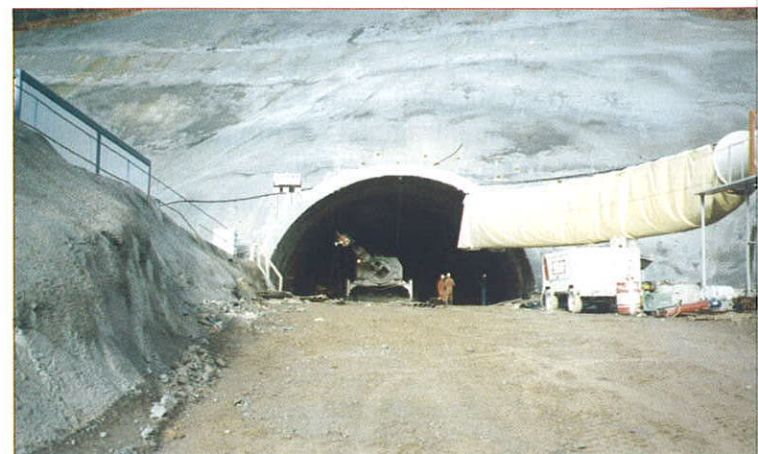
5.1.- Presostenimiento adoptado

La complejidad de los terrenos a atravesar por el túnel en la boca Este determinaron que, ya

en la fase de proyecto, se contemplara la ejecución de paraguas de micropilotes, en los 89 metros iniciales del túnel, como protección adicional al sostenimiento de cerchas, gunita y bulones.

Ejecutados los paraguas de emboquille y (**Fig. 13**) realizada la excavación bajo los mismos, se corroboró la mala calidad geotécnica de los materiales atravesados, que hacían muy difícil continuar sin la protección de un paraguas pesado.

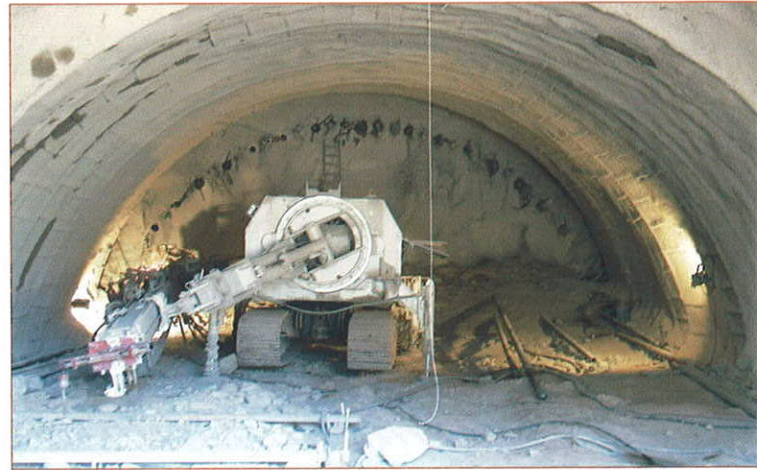
Se tomó la decisión de continuar en ambos tubos con paraguas sucesivos de 20 metros de



Emboquille del tubo izquierdo durante la ejecución del primer paraguas interior.



Operación de replanteo del equipo.



Perforación de micropilote en hastial.

longitud, formados por 33 micropilotes separados 40 centímetros, cubriendo un ángulo de 120° sobre la clave del túnel (**Fig. 14**).

La armadura a emplear fue tubería de 90 mm de diámetro y 7 mm de espesor de acero de $f_y > 5.000 \text{ kg/cm}^2$. Las uniones se hicieron con manguito exterior.

El diámetro de perforación fue de 135 mm. Los paraguas se hicieron troncocónicos, con semiángulo de 2° , de manera que los embocillos sucesivos quedasen fuera de la sección de túnel y con una sobreexcavación de 60 cm, que es el gálbo que necesita la máquina de perforar.

El sostenimiento empleado por debajo de los paraguas consistió en un gunitado de sellado, tras el que se colocaban cerchas HEB-160 cada 1,20 metros, y se completaba con chapa Bernold y hormigonado.

5.2.- Ejecución

5.2.1.- Planificación de los trabajos

Tan importante como el coste de los paraguas era el plazo de ejecución de los mismos, ya que se pretendía que alternativamente el equipo de perforación trabajase en un tubo, mientras que un equipo de excavación de túnel trabajase en el otro tubo bajo un paraguas ya ejecutado, y sucesivamente se fuesen cambiando de tubo al acabarse cada paraguas. Así ninguno de los equipos pararía por falta de tajo.

Se emplearon varios turnos al día para trabajar las 24 horas del día, tanto en perforación como en excavación.

5.2.2.- Equipos empleados

Para la perforación de los micropilotes se empleó el equipo Casagrande PG-115 del que ya se ha hablado anteriormente, que era el único capaz de igualar en plazo al equipo de excavación.

El equipo de excavación era mecánico, formado por 2 retroexcavadoras mixtas que emplea-



Fig. 15.- Excavación mediante martillos picadores de frente rocoso bajo un paraguas.

ban cazo o martillo picador en función del terreno. (**Fig. 15**)

5.2.3 Sistema de perforación

Los problemas con la perforación aparecieron desde el primer momento, debidos a la alterancia de materiales en el avance. En un solo taladro se pasaba de arcillas, a gravas con arcilla, o a roca caliza, entre 4 y 9 veces.

Esto hizo necesario el empleo alternativo



Micropilotes descubiertos en el frente del túnel.



Perforación e inyección de taladros simultáneamente.

de martillo de fondo y trialeta, obligando a sacar y meter maniobra en varias ocasiones para cambiar el útil de perforación.

Además de esta alternancia de materiales, la poca estabilidad de algunos suelos hacía más complicada la perforación y la posterior limpieza de los taladros para introducir las armaduras.

Aun así, se prefirió continuar perforando sin usar revestimiento, aun arriesgando algunas maniobras de perforación, con tal de no disminuir los rendimientos. En uno de los taladros se perdió una maniobra con un martillo de fondo y 4 m de varillaje.

5.2.4.- Rendimientos obtenidos y obra ejecutada.

En el túnel de El Fabar se han hecho hasta la fecha 5 paraguas interiores sucesivos en cada tubo, que hacen un total de 6.600 metros de micropilotes.

El número de turnos de 10,5 horas, empleados para cada paraguas ha oscilado entre 10 y 14, con un rendimiento medio de 55 metros/turno. Estos rendimientos son del orden de la mitad de los que se habrían obtenido perforando en un material homogéneo, empleando únicamente martillo de fondo o, por ejemplo trialeta, como útil de perforación.



Vista general del sostenimiento con los cinco frentes de emboquille de los paraguas.

El rendimiento máximo ha sido de 140 metros perforados en un turno, correspondientes a una zona de roca caliza sana.

Por otro lado, los resultados en cuanto a desviaciones de los taladros han sido satisfactorios e incluso muy buenos, si se considera la gran heterogeneidad del terreno.

Además de los paraguas del túnel de El Fabar, se han realizado en el túnel de Tezangos los paraguas de emboquille del lado Este y 2 paraguas interiores, estando previsto continuar con un tercero en las fechas en que se escribe esta ponencia.

6.- Conclusiones

Como resumen final haremos los siguientes comentarios:

- Los paraguas de micropilotes son actualmente muy utilizados, tanto en emboquilles como en situaciones difíciles de excavación de túnel por malas características geotécnicas del terreno.
- Es una técnica cada vez más competitiva, es decir, de menor coste y de mayor rapidez de ejecución que años atrás, debido a la aparición de nuevos equipos más específicos, con mayor potencia, en el sentido más amplio del término.
- Cuando nos decidimos por la ejecución de un paraguas interior, tenemos mayores garantías de afrontar la excavación del túnel, no sólo con mayor seguridad, sino con un plazo y coste conocido.
- Es posible alcanzar mayores longitudes de perforación con mayores garantías, como consecuencia también del empleo de nuevos equipos.

7.- Agradecimientos

Queremos agradecer a la Dirección de Obra de la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias del Ministerio de Fomento, así como a la U.T.E. Sella (F.C.C. , Dragados), que hayan hecho posible la realización de esta ponencia.





Experiencias en el empleo de sistemas de sostenimiento flexibles para estabilización de taludes y contención de desprendimientos

Luis Miguel LAGUNA MEGAL, I. Minas - TESINSA.

La inmensa mayoría de tecnologías aplicadas tradicionalmente en la estabilización de terrenos y/o contención de desprendimientos, se sirven de elementos rígidos. En determinados casos, como el de los anclajes activos al terreno, se tramiten cargas que ejercen un efecto compensador respecto a las fuerzas desestabilizadoras.

En otros, como muros, gunitado, mallas, etc, se ejerce un efecto de contención de los elementos inestables, impidiendo que se movilen, o a lo más canalizando su movimiento. En otros casos, como las inyecciones, micropiloteaje y bulonado o claveteado, se introducen elementos de armado que mejoran la rigidez del terreno.

1.- Concepto de sistemas flexibles.

Los sistemas flexibles que se van a tratar, conocidos como Pantallas Dinámicas y Redes de Cables, cubren un hueco importante en el mundo de la estabilización de terrenos. Se sirven de elementos igualmente rígidos, pero configurados entre sí de tal manera que constituyen *SISTEMAS* dotados de una mayor deformabilidad que en los casos anteriormente citados. Dicha deformabilidad se aprovecha de manera dinámica o estática para ejercer un efecto de contención sobre los elementos inestables.

TESINSA ha sido una empresa que ha contribuido notablemente a la introducción y desarrollo de aplicaciones de estos sistemas en España. Esta tarea se ha realizado en una estrecha colaboración con un fabricante determinado, la firma GEOBRUGG, con matriz en Suiza, hecho que sin duda llama la atención, dado nuestro carácter de instaladores y la existencia de otras alternativas en el mercado. Los motivos no son objeto de esta comunicación, pero sí deseáramos dejar constancia de que obedecen a dos razones principales que sí queremos transmitir:

- 1) En nuestra opinión son los mejores productos del mercado, y que mayor fiabilidad de funcionamiento ofrecen.
- 2) Ha existido entre ambas empresas una excelente sintonía en cuanto a la importancia de:
 - El rigor técnico de análisis de los problemas y diseño de soluciones
 - La calidad de materiales
 - La calidad de ejecución en la puesta en obra, incluso en pequeños detalles

Todo lo cual ha llevado a una mutua y estrecha colaboración.

Esta es nuestra experiencia, que es lo que vamos a intentar transmitir, tratando de hacer hincapié en los aspectos que nos parecen más relevantes de lo que hemos aprendido de la aplicación de estos sistemas

2.- Tipos de sistemas flexibles.

2.1.- Pantallas Dinámicas.

Estos sistemas se conocen también como "Barreras Dinámicas". En cualquier caso, su "apellido" de dinámicas no puede ser más cierto, ya



Fig. 1.- Pantalla Dinámica de 750 kJ instalada en una cantera de Vizcaya. Altura paneles 4 m. Los bloques han caído desde una cota 100 m mayor, por una ladera con pendiente media de 45°.

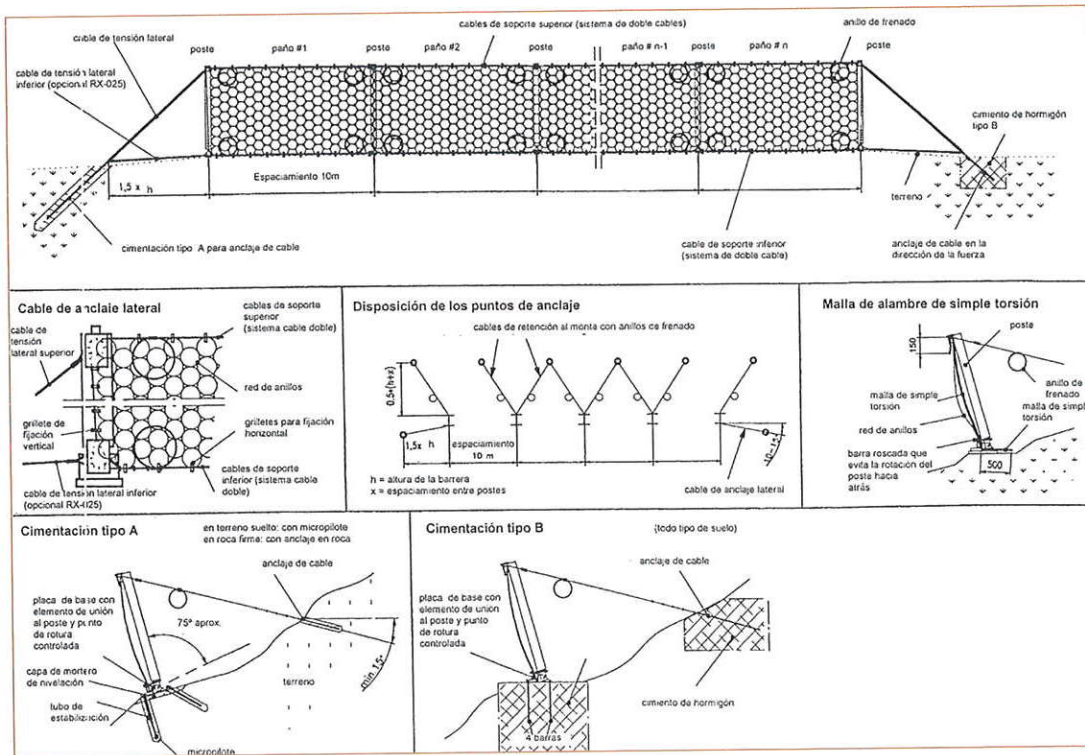


Fig. 2.- Detalles de un tipo de Pantalla Dinámica.

que absorben la energía cinética de un bloque rocoso en movimiento mediante la resistencia elástica de sus elementos y el rozamiento entre los mismos.

Cuando el trabajo desarrollado por las fuerzas de reacción llega a igualar a la energía cinética del bloque en movimiento, se produce la parada del mismo. Al ser el trabajo un producto de una fuerza por un desplazamiento, al producirse desplazamiento de los elementos del sistema, la fuerza de reacción ejercida por el mismo es menor que en el caso de un sistema más rígido.

Las Pantallas Dinámicas son una buena alternativa en multitud de casos en que por algún motivo no se puede acceder a la zona inestable para estabilizarla *in situ* por los procedimientos habituales, o bien porque el coste económico de habilitar medios de acceso o de la propia estabilización *in situ* se considere demasiado elevado.

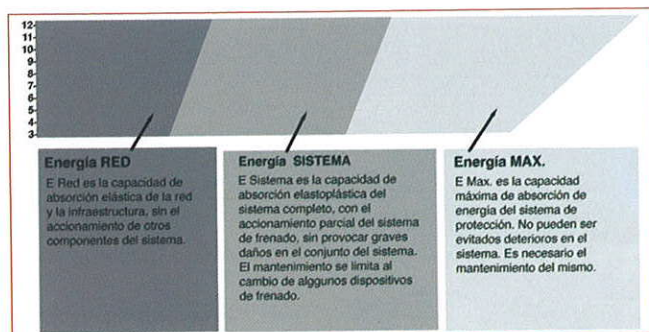


Fig. 3.- La capacidad de absorción de energía se distribuye en tres intervalos. A mayor energía absorbida se incrementa la necesidad de reposición de elementos dañados.

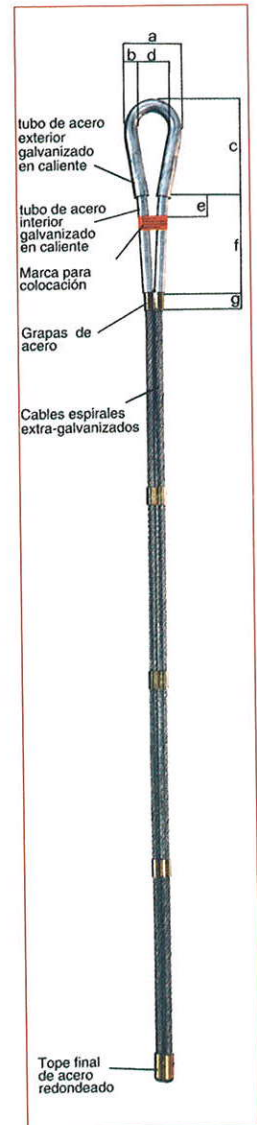


Fig. 4.- Detalles del tipo de anclado utilizado para los cables de tensión del sistema (tirantes al monte y laterales).

Se parte por lo tanto de que el desprendimiento de piedras o bloques se va a producir, y se trata de interceptarlos en su trayectoria antes de que afecten a los bienes que se trata de proteger.

Están constituidas esencialmente por los elementos metálicos siguientes:

- Postes: se trata de perfiles metálicos cuya función esencial es la de servir de soporte del conjunto del sistema.
- Bases de los postes: los postes están solidarizados a unas bases que se anclan al terreno (o en algunos casos a estructuras, frecuentemente muros de hormigón armado) mediante bulones.
- Redes de cables o de anillos, colgadas de los postes soporte, que son las encargadas de distribuir los esfuerzos del impacto, con malla de simple torsión premontada para impedir el paso de piedras de tamaño centimétrico.
- Disipadores de energía (frenos), que son los verdaderos responsables de la absorción de energía cinética, mediante fricción, cortante, o deformación.



Fig. 5.- Aspecto de una instalación de Redes de Cables.

- Anclajes de cable helicoidal para tirantes al monte, valle y laterales.
- Cables de unión entre todos los elementos del sistema, ya que su montaje es modular.

2.2.- Redes de cables.

Las Redes de Cable de acero constituyen el otro gran grupo de los sistemas flexibles.

Los elementos constituyentes esenciales son:

- Módulos cuadrangulares o rectangulares de red compuesta por un único cable de acero galvanizado, trenzado en forma romboidal.
- Malla de triple torsión para contención de piedras de tamaño centimétrico.
- Grapas especiales antideslizantes en los puntos de cruce de cables.
- Cables de unión entre paños
- Anclajes perimetrales flexibles, de cables de acero helicoidal
- Anclajes interiores de barra de acero auto-rosca, con placa especial hexagonal,

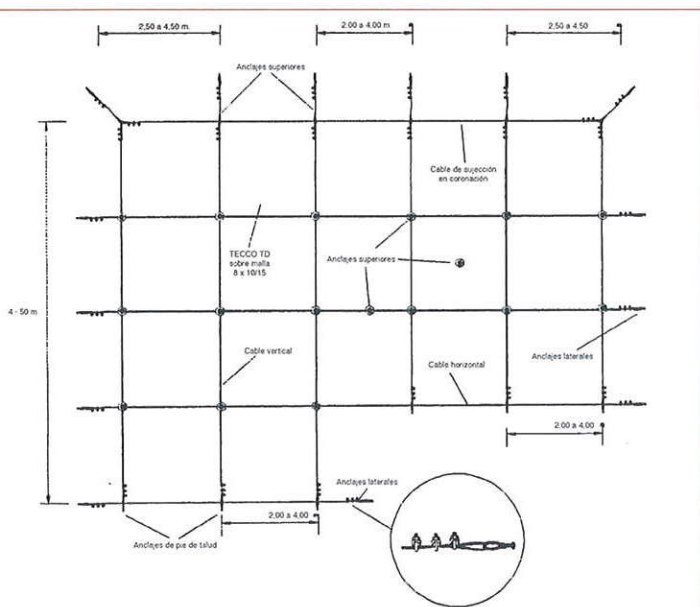


Fig. 6.- Esquema general de instalación de las Redes de Cable.



Fig. 7.- Detalle de instalación en zona de unión de paños. Vista placa tipo rana. Obra N-V, Miravete (Cáceres). Aplicación en suelos en combinación con geomalla.

tipo *rana*, para fijación de los cables a las cabezas de los anclajes.

Su concepto entra dentro del campo de la estática, consiguiendo con su instalación un sostenimiento de los elementos inestables in situ.

La aplicación puede ser activa o pasiva, siempre en combinación con anclajes al terreno mediante bulones, a los que se aplicará carga o se dejarán sin tesar.

En ambos casos, la función esencial de las Redes de Cable es la transmisión de los esfuerzos a los bulones. A través de éstos se transmitirán a su vez a la zona estable en profundidad. Constituyen por tanto un Sistema de reparto de cargas, alternativo en muchos casos (como veremos) a otras posibilidades, como muros de hor-



Fig. 8.- Detalle de instalación en zona perimetral. Obra N-V, Miravete (Cáceres).

migón armado, gunita armada, vigas de reparto, etc.

Su montaje se realiza adaptándose a las irregularidades del terreno, y gracias a la flexibilidad del conjunto, al realizar la pretensión de los elementos, la homogeneidad en el reparto de cargas se optimiza notablemente respecto a otras metodologías.

3.- Reseña Histórica y aplicaciones destacables.

3.1.- Pantallas Dinámicas

El inicio a nivel mundial se produce en el año 1.951 en Suiza, en la empresa Brugg. El desarrollo posterior también ha sido principalmente iniciativa privada.

Los principales fabricantes se encuentran en Suiza, Italia y Francia, desde donde se han expandido internacionalmente con delegaciones en otros países, pero raramente montando fábricas en las delegaciones. Geobrugg, por ejemplo, opera en 14 países de Europa, Asia y América, y solo posee fábricas en 3, Suiza, China, y USA.

La garantía de fiabilidad como sistema, pasa por la realización de ensayos certificados por Instituciones reconocidas. Aunque la iniciativa de I+D en estos temas ha correspondido principalmente a las empresas, existen Instituciones ya especializadas en la evaluación y certificación de estos sistemas.

Este tema es de gran trascendencia, ya que los campos de ensayo son propios de las empresas, así como las metodologías de ensayo.

Los únicos ensayos "oficiales" de que tenemos constancia, con comparación de distintos sistemas se realizaron en California (U.S.A.) en 1.990, en el Departamento de

Transportes (CALTRANS) de la Federal Highway Administration.

Las implicaciones de la ausencia de normalización a nivel mundial, son destacables, ya que las metodologías y condiciones son muy distintas de unos sistemas (marcas comerciales) a otros, y normalmente en los certificados de garantía de absorción de energía NO se especifican.

Hechos clave en los ensayos, como los siguientes ejemplos:

- Si el impacto es soportado totalmente por la Barrera (como en caída libre en "galería") o impacta en el terreno antes de que los elementos se elonguen hasta su límite.
- La Pantalla permanece erguida o no tras el impacto.
- Longitud del desplazamiento del sistema tras parar el impacto.
- Etc.

Son trascendentales para la efectividad del sistema ante unas determinadas condiciones.

Ello es un problema, porque lo más importante de la eficiencia de las Pantallas Dinámicas radica en el *diseño del sistema*. Normalmente todos los fabricantes emplean materiales de similar calidad, que cumplen las Normas internacionales de estandarización. Pero de conjuntarlos de diferentes maneras se obtienen resultados muy distintos.

Hoy en día, al cliente final no le quedan más opciones que estudiar en detalle el producto ofertado y los certificados de garantía que le son aportados por el fabricante, o bien ponerse totalmente en manos del mismo si le ofrece plena confianza.

El bajo grado de normalización es similar en todo el mundo. Solo Japón posee una Normativa como tal. En Enero de 1.999, se celebró una reunión en Davos (Suiza), a la que asistieron a nivel mundial administraciones, empresas, universidades, organismos de investigación, etc. y en la que se concluyó la imperiosa necesidad de normalización.

En España, es loable el apoyo a estos temas que se viene realizando desde hace unos 9 años, auspiciado principalmente por el actual Ministerio de Fomento, a través de la Dirección General de Carreteras y el CEDEX, y de la Universidad de Cantabria, donde incluso se realizó una Tesis Doctoral por el profesor D. Roberto Jesús Luis Fonseca, titulada *Desarrollo de nuevos siste-*



Fig. 9 y 10.- Primera Pantalla Dinámica instalada por TESINSA en 1991. Obra: N-634, entre Getaria y Zumaia (Guipúzcoa), para la Diputación Foral de Guipúzcoa.



Fig. 11.- Segunda Pantalla Dinámica instalada por Tesinsa en 1991. Obra: N-130, en Ataio (Navarra), para el Gobierno de Navarra.

mas de protección de taludes y laderas rocosas: *Pantallas Dinámicas*. Santander, 1.995. Actualmente se sigue trabajando en I+D y en la redacción de una Norma.

Las primeras instalaciones de Pantallas Dinámicas en España las realizó TESINSA en Guipuzcoa y Navarra, en 1.991, con sistemas de *Brugg*:

- N-634, entre Getaria y Zumaia (Guipuzcoa), para la Diputación Foral de Guipuzcoa (**Fig 9 y 10**):
 - 75 ml. de 600 kJ y altura 2 m.
 - 210 " " " " " 4 m.
- N-130, en Ataio (Navarra), para el Gobierno de Navarra (**Fig 11**):
 - 780 ml. de 200 kJ y altura 3 m.

3.2.- Redes de Cables

En la década de los 80 surge en Suiza el Sistema Pentifix, como idea original de aplicación de las Redes de Cable para contención pasiva de bloques.

En España, la primera instalación de red de cables, la realiza TESINSA en 1.993, en el acceso al Puerto de Getaria (Guipuzcoa). La Red se instala simplemente colgada, con el concepto de "tipo cortina" habitual en las instalaciones de malla de triple torsión, al objeto de "canalizar" los posibles bloques desprendidos (**Fig 12 y 13**).

En 1.994, se realizan varias aplicaciones en diversas carreteras de Cantabria, procediendo ya a adosar los paneles de malla al talud mediante bulones, con lo que se impide el movimiento de bloques puntuales. No se puede calificar aún de "Sistema", al no gozar de una base de cálculo y diseño como conjunto para reparto homogéneo de cargas.

Entre 1.994 y 1.995, se desarrollan desde España los primeros Sistemas, bajo un todavía incipiente modelo de cálculo y dimensionamiento, ensayándose materiales en laboratorio (Universidad de Cantabria), y comenzando a estandarizar los componentes y aplicaciones. Se



Fig. 12.- Primera instalación en España de Red de Cables, realizada por TESINSA, en 1.993, en el acceso al Puerto de Getaria (Guipúzcoa).

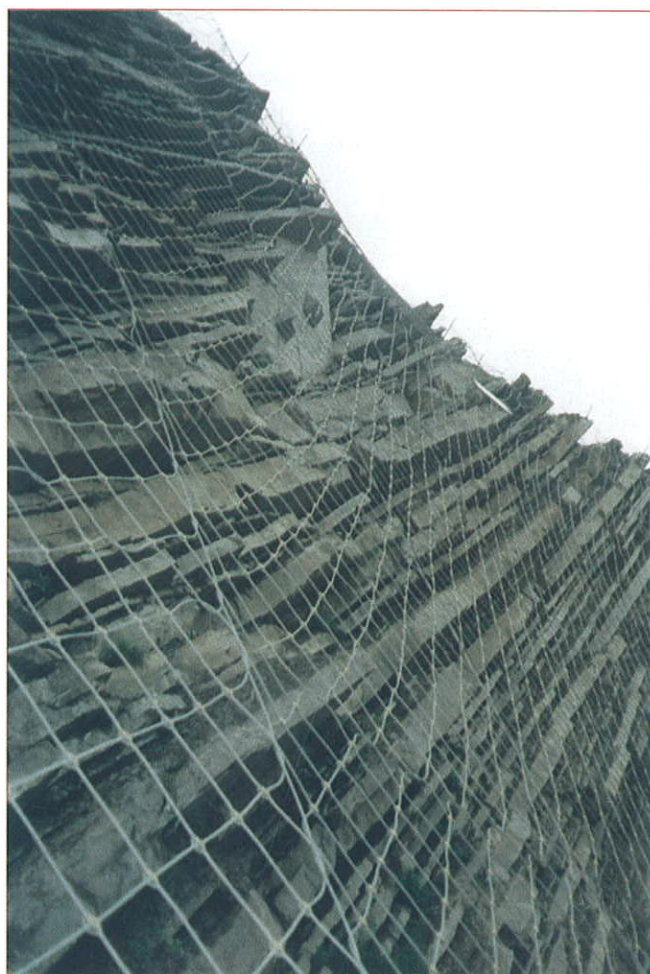


Fig. 13.- Detalle de la red "tipo cortina" instalada en 1.993, en el acceso al Puerto de Getaria (Guipúzcoa).

sustituye la grapa de presión en los puntos de cruce por otro tipo de grapa antideslizante que se certifica. Se desarrollan aplicaciones tanto para rocas (CCA y CCS) como para suelos (BBS).

En 1.995 TESINSA instala la primera aplicación en rocas como sistema pasivo de contención, de un Sistema estandarizado de Red de Cables con capacidad de soporte calculada como conjunto. Se realiza en la antigua cantera de cuarcita de Campa Torres, Puerto del Musel, Gijón.



Fig. 14.- Primera instalación como Sistema Pasivo en rocas, con capacidad de soporte calculada como conjunto. Antigua Cantera de cuarcita de Campa Torres, Puerto del Musel, Gijón, 1.995.



Fig. 15.- Primera instalación como Sistema Pasivo en suelos. 1.996; N-V, tramo Almaraz-Jaraicejo, t.m. Miravete (Cáceres).



Fig. 17- Primera instalación como Sistema Activo. Ctra. N-629, t.m. Rmales (Cantabria). Aspecto del talud antes de la instalación.



Fig. 16.- Detalle de anclajes especiales para suelos, tipo ATM, instalados en la obra N-V, tramo Almaraz-Jaraicejo, t.m. Miravete (Cáceres).



Fig. 18.- Ctra. N-629, t.m. Rmales (Cantabria). Aspecto del talud después de la instalación.

En 1.996 TESINSA realiza la primera aplicación en suelos, en el tramo de la N-V, Almaraz-Jaraicejo (Cáceres), con la primera instalación de anclajes para suelos tipo ATM, introducidos a percusión mediante hinca, sin taladro previo (**Fig. 15 y 16**).

En 1.997, TESINSA realiza la primera aplicación en rocas como sistema ACTIVO, en combinación con bulones tipo Gewi 32 tesa-dos, en la N- 629, tramo Rmales - Rasines (Cantabria) (**Fig. 17 y 18**).

al principio de esta comunicación, el concepto general de aplicación de las Pantallas Dinámicas es para aquellos casos en que no es posible o es desaconsejable la actuación activa o pasiva directa sobre elementos inestables.

Los ejemplos más claros los constituyen los casos siguientes:

- Imposibilidad o dificultad de acceso: laderas naturales; procedencia lejana de bloques rocosos
- Excesivo peligro para los instaladores: fenómeno inestable en progresión.
- Urgencia de actuación: fenómeno inestable en progresión; reposición de servicio (obra lineal cortada por desprendimientos...).
- Optimización de coste: Ejemplo: frente a un bulonado - gunitado exhaustivo a realizar en una gran superficie. El coste del m² de dicha solución es normalmente mucho mayor frente al coste por ml de Pantalla Dinámica, incluso aunque haya que instalar varias líneas a diferentes cotas, y contar con un elevado mantenimiento de limpieza y reposición de elementos dañados.
- Medidas provisionales: voladuras en explotación minera a cielo abierto u obra civil, apertura de pistas, etc.



Fig. 19.- Ladera de Azpiroz (Navarra). A-15 Pamplona - S. Sebastian. Talud de desmonte estabilizado mediante gunita con mallazo, bulones, drenes californianos y malla de t.t.; a cotas superiores Pantallas Dinámicas para protección frente a caídas de piedras del resto de la ladera.

- Elevada incertidumbre en posibilidad de desprendimientos de bloques. En ocasiones el realizar un estudio de detalle de cuantificación del riesgo presenta un coste o plazos excesivos. Es perfectamente planteable en dichos casos gastar ese dinero en instalar directamente una Pantalla Dinámica como medida protectora o preventiva.
- Minimización del impacto visual. A veces la solución técnicamente más adecuada es rechazada por ese concepto. Las Pantallas Dinámicas pueden ser una alternativa con menor impacto visual para dichas ocasiones.
- En numerosas obras se plantea como medida complementaria a otras actuaciones. Suele ocurrir que problemas distintos se presentan en un mismo punto, y por tanto se tratan de forma diferente (**Fig. 19 y 20**).

4.2.- Redes de Cables

Alternativa a otros sistemas tradicionales de estabilización (principalmente gunita, claveteado, etc. o muros), cuando es posible la actuación directa sobre elementos inestables.

Conceptualmente su empleo es distinto del de las mallas de triple torsión, lo cual conviene puntualizar:

- Mallas t.t.:
 - * Se emplean en TALUDES ESTABLES, en que el problema se limita a una degradación superficial cuyo efecto es de caída de piedras de tamaño centimétrico.
- Redes cables:
 - * En TALUDES ESTABLES con degradación superficial, para contención de mayor tamaño de bloques (decimétrico a métrico)
 - * En TALUDES INESTABLES, donde ya existe mayor necesidad de capacidad resis-



Fig. 20.- Farallón de cuarcitas en boca E túneles de Miravete (Cáceres), N-V. Estabilización con tratamiento puntual bloque a bloque mediante bulonado, gunitado y recalces de hormigón armado en altura. La Barrera Dinámica del pié se colocó como medida preventiva adicional ante la posibilidad (baja, aunque no despreciable) de caídas de bloques no tratados por considerar poco probable su movimiento.

tente global para conseguir la estabilización definitiva del talud (deslizamientos-desprendimientos):

- Como sostenimiento pasivo: ejercen toda la resistencia necesaria para contención de la inestabilidad.
- Como sostenimiento activo: parte de la resistencia es ejercida por elementos activos (bulones tesados), y la función principal de la Redes de Cable es el reparto de cargas, transmitiendo los esfuerzos a los bulones

En las Redes de Cables, al ser su instalación modular y la maquinaria y medios necesarios para ello son ligeros, son una buena alternativa en las siguientes ocasiones:

- Dificultad de acceso para maquinaria de excavación que proceda al retaluzado. Con las Redes de Cable se estabiliza in situ
- Dificultad de acceso para maquinaria de perforación y/o gunitado (camiones suministro gunita, elevada distancia de proyección,...)
- Necesidad de ejecución con menor interferencia de servicios (corte de carril, de carretera, de vía férrea, etc.), en las que otras alternativas necesitasen el empleo de medios mecánicos pesados (implantación de grúas, etc.).
- No requieren (o es mínimo) tratamiento previo del talud (reperfilado, saneo...)
- Mayor seguridad para operarios en taludes muy fracturados: al realizarse el bulonado posteriormente a la fijación de la malla t.t. y de la red de cable cosida, éstas protegen a los instaladores de las posibles caídas ocasionadas por la rotopercusión de la perforación.
- Minimización del impacto visual frente a otras alternativas, principalmente frente a

la gunita o muros de hormigón, aunque no se realice revegetación.

- En el caso de que además se proceda a revegetación, al hacerlo sobre el terreno natural, existirá mayor facilidad para el crecimiento y desarrollo de las especies vegetales, y llevará aparejado un menor coste que si se gunita.

Hoy en día existen sistemas de revegetación sobre superficies tan infértiles como la gunita, que funcionan incluso en taludes completamente verticales, aunque en algunos casos hay que instalar un sistema de riego. Técnicamente es posible, pero desde luego el coste es mucho mayor, alargándose también el plazo de ejecución de la obra acabada.

- Evita ejecución de medidas complementarias de drenaje (drenes californianos en gunita o muros), pues permite que el terreno drene de forma natural
- Es un sistema de resistencia calculada: permite estandarización, certificación, dimensionamiento basado en componentes ensayados en laboratorio, y por tanto mayor certeza de la resistencia del sistema que en el caso de la gunita
- Es una buena alternativa para el caso de escasez de espacio para ejecución de muros (carreteras estrechas, vías férreas, edificaciones "pegadas" al talud, etc.), hecho frecuente en zonas montañosas de la geografía española.
- Permite bajar la densidad de bulonado por la propia capacidad de carga de las Redes
- Al igual que las Pantallas Dinámicas, en numerosas obras se plantea como medida complementaria a otras actuaciones. Ejemplo: obra realizada por TESINSA en 1999 en la N-634, Deba, Guipuzcoa, para la Diputación Foral de Guipuzcoa:
Deslizamiento fósil removilizado. Terreno: flysch muy fracturado. Solución: Contención en el pie con muro anclado con barras tipo Dywidag ϕ 36 de alta resistencia (i.e. 10.800 kp/cm²), con sistema de Doble Protección anticorrosión, de longitud total 18 m por anclaje. Combinación con Red de Cables en el resto de la superficie, anclada con bulones activos tipo Gewi ϕ 32 de 12 m de longitud.

5.- Evolución tecnológica de los sistemas

5.1.- Pantallas Dinámicas

En los casi 10 años que se llevan instalando



Fig. 21.- N-634, Deba (Guipúzcoa), combinación de Red de Cables activa con estabilización en el pie mediante muro anclado.

do estos sistemas, la evolución que hemos observado se ha centrado principalmente en los siguientes aspectos:

- Se ha realizado un mayor número de ensayos sobre diferentes sistemas, lo que ha permitido certificar los mismos para diferentes energías, así como optimizar el DISEÑO, que como antes se comentó, es el factor fundamental de garantía de eficacia.
- Se ha producido una notable mejora en la evaluación de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, tanto por la mejora tecnológica de la instrumentación utilizada, como por la evolución de los criterios analíticos utilizados. La fiabilidad en las lecturas de parámetros ha mejorado. La consecuencia de todo ello, es que la optimización de los sistemas ha evolucionado muy positivamente en los últimos años.
- La evolución informática ha redundado en mayor capacidad de cálculo y velocidad en la obtención de resultados, todo lo cual ha permitido una mayor definición en los proyectos, así como el desarrollo de programas de modelización de trayectorias más fiables. Dado que en dichos programas el tratamiento de datos es estadístico, el realizar un mayor número de simulaciones permite extraer conclusiones más fiables. No obstante, hay que realizar los análisis contando con el alcance y limitaciones de dichos programas. El proyectista ha de ser un experto con criterio para introducción de parámetros y para la interpretación. En nuestra opinión, como criterio general, no es bueno ni basar las conclusiones de diseño únicamente en los resultados obtenidos de los programas de modelización numérica, ni tomar la decisión de ubicación de la pantalla, altura de postes, energía, etc. "a

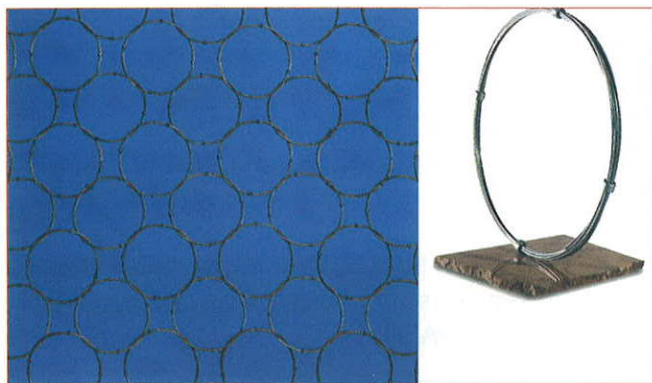


Fig. 22.- Detalle de las redes de anillos.

ojo", sin realizar estudio de simulación de trayectorias.

- Las primeras pantallas instaladas por TESINSA en España, estaban planteadas utilizando principalmente redes de cable, los frenos ejercían su efecto solamente por fricción, los postes no eran articulados, y toda la gama de productos tenía un único sistema anticorrosión. La evolución sufrida por los sistemas en los años posteriores, se ha desarrollado principalmente en los siguientes aspectos:

- * El planteamiento de utilizar redes de cable romboidales para las energías menores, y redes de anillos para las superiores ha cambiado. Actualmente se ha ampliado la gama de anillos a las energías más bajas, y se ha reducido la de redes de cables. Se tiende a utilizar en toda la gama redes de anillos, en las que un mismo alambre se enrolla en varias vueltas: a mayor número de vueltas mayor resistencia (mayor capacidad de absorción de energía en kJ).
- * Los postes soporte han pasado a ser articulados en la base, lo que amplía la deformabilidad del sistema, y por tanto su capacidad de disipación de energía con menor peso de dichos elementos.
- * Los anillos de frenado actuales ejercen

dicho efecto por fricción y deformación de un tubo de acero por el que pasa el cable (ver foto). Al producirse los esfuerzos, el anillo tiende a cerrarse, El casquillo que une los extremos actúa por fricción impidiéndolo, y la deformación del propio tubo es otra fuerza que contrarresta las solicitaciones. Al no sufrir daños el cable de acero, esa metodología permite sustituir únicamente el tubo, quedando el cable sin daño, y por tanto no es necesario reponerlo. En los anteriores sistemas, en que el cable no estaba protegido por el tubo, el anillo lo formaba solo el cable, unido por un grillete, por lo que al actuar el freno, el rozamiento entre grillete y cable dejaba inservible éste para próximas ocasiones. El coste de reposición de elementos dañados ante un impacto baja considerablemente respecto a los sistemas anteriores.

- * Se ha mejorado notablemente la protección anticorrosión para ambientes agresivos, con el desarrollo de la protección "Supercoating". Ello consiste en el tratamiento de los alambres que forman los anillos con una aleación de zinc y aluminio. A diferencia del tratamiento de galvanizado en caliente, no es una protección por baño (recubrimiento exterior), sino por la composición del alambre que compone los anillos. Como se ve en los gráficos que se adjuntan (**Fig. 29**), la protección anticorrosión mejora considerablemente. En el desarrollo de esta técnica han contribuido de manera notable las pantallas instaladas por TESINSA en la N-634 entre Getaria y Zumaia (Guipuzcoa) en 1.991, en un ambiente sumamente agresivo, frente al mar. En ellas se instalaron testigos con los nuevos materiales y se realizó un



Fig. 23.- Dispositivo de frenado antes y después de la absorción de energía.

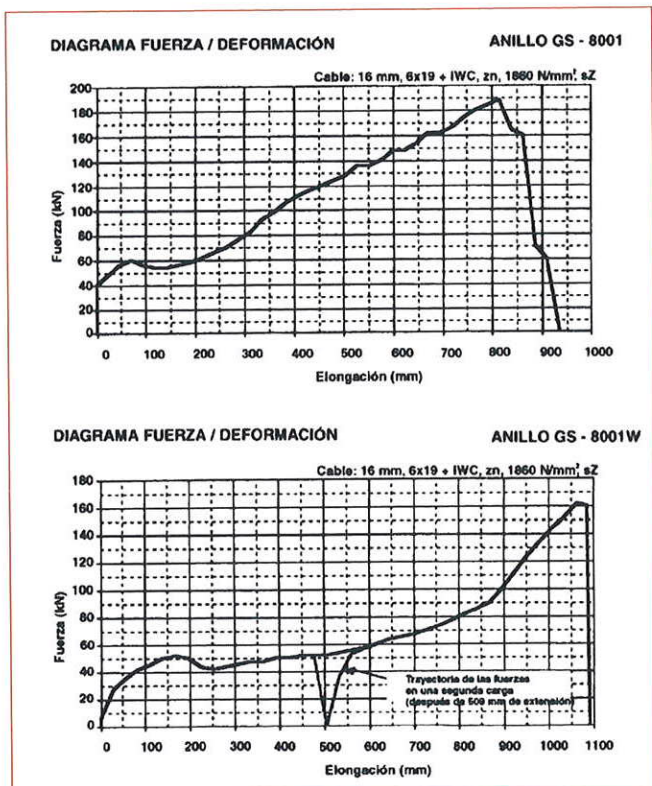


Fig. 24.- Diagrama fuerza/deformación del dispositivo de frenado.

exhaustivo seguimiento del proceso de corrosión.

5.2.- Redes de cables

La evolución de estos sistemas ha sufrido un salto cualitativo muy importante. En la evolución histórica descrita en el punto 3, se han mencionado los pasos más destacables.

Se ha pasado de la existencia de un producto que servía para contención pasiva de bloques rocosos individualizados, a una gama de SISTEMAS con un abanico de aplicaciones muy superior, que van desde el planteamiento citado, hasta la contención activa o pasiva de deslizamientos globales de masas rocosas, y pasiva en suelos.

Tras el paso por diferentes denominaciones de productos, actualmente la gama existente

se centra en tres grupos dentro del Sistema Pentifix:

- Taludes en ROCA, sistema activo (bulones tensados): PENTIFIX ACTIVE
- Taludes en ROCA, sistema pasivo (bulones sin tensar, solo con par de apriete): PENTIFIX PASSIVE
- Taludes en SUELO, sistema pasivo (bulones sin tensar, solo con par de apriete): PENTIFIX SOIL PASSIVE

Se ha estudiado el modelo físico de comportamiento de los sistemas, contrastando las hipótesis con experiencias de laboratorio y campo, y se ha desarrollado una metodología analítica que permite la modelización matemática del comportamiento del sistema de sostenimiento flexible continuo aplicado a la superficie del terreno.

La resolución numérica de las ecuaciones permite la obtención de unas prácticas tablas para dimensionamiento del sistema adecuado en función de los empujes que ha de soportar (Fig. 26 y 27).

Con dichas tablas, el proyectista puede seleccionar directamente el Sistema adecuado, que ya estará constituido por un tipo de red concreto, de entre las disponibles comercialmente, con una luz de malla determinada, y con una cuadrícula de bulones concreta, (en los vértices de unión de paños). Los bulones considerados son de diámetros comerciales habituales.

Las longitudes totales, de bulbo, etc, serán las que correspondan por el problema geotécnico de que se trate, iguales que si la solución adoptada para el reparto de las cargas fuera la de un muro anclado o gunitado del talud.

Se dispone ya por tanto de una sistemática de cálculo y dimensionamiento para problemas concretos, contrastadas con resultados obtenidos en ensayos de laboratorio y aplicaciones en campo, y con una estandarización definida de las aplicaciones.

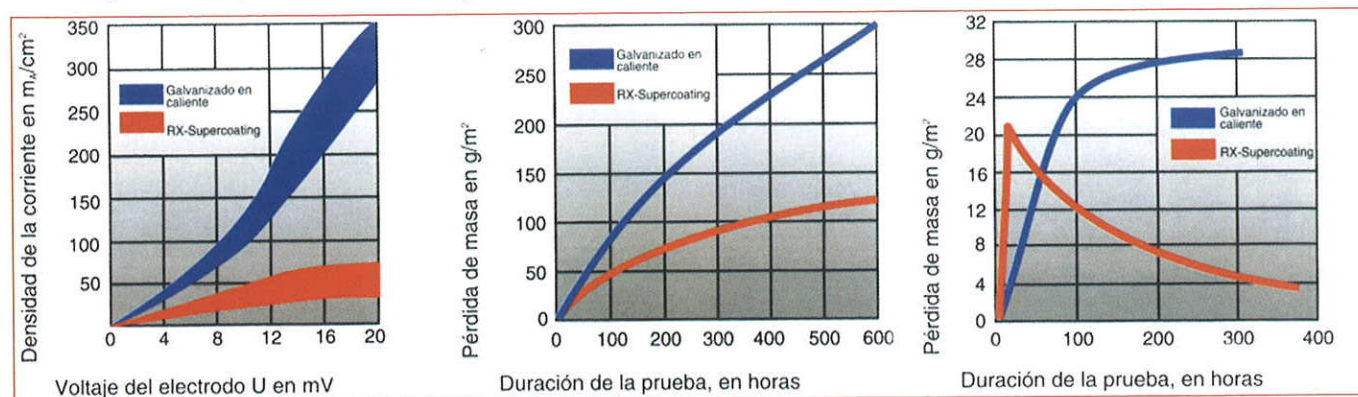


Fig. 25.- Protección contra la corrosión "Supercoating".

Carga a tracción Directa (kN/m)	Tipo de red de cables	Carga total resultante en la dirección z. Q_{RED} (kN) para luces de paño l (m) de:					Diámetro de la barra de anclaje (mm)
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	
46	TECCO TD-15	95,3	102,5	110,8	124,4	133,1	$\phi = 25$
48		99,4	107,0	115,6	129,8	138,9	
50		103,5	111,4	120,4	135,2	144,7	
52		107,7	115,9	125,2	140,6	150,5	
54		111,8	120,2	130,1	146,0	156,3	
56		116,0	124,8	134,9	151,4	162,1	
58		120,1	129,2	139,7	156,8	167,9	
60		124,3	133,7	144,5	162,2	173,6	
62		128,4	138,2	149,3	167,6	179,4	
64		132,6	142,6	154,1	173,0	185,2	
66		136,7	147,1	159,0	178,4	191,0	
68		140,8	151,5	163,8	183,8	196,8	
70		145,0	156,0	168,6	189,2	202,6	
72		149,1	160,4	173,4	194,6	208,4	
74		153,2	164,9	178,2	200,1	214,2	
76		157,4	169,3	183,0	205,5	219,9	
78		161,5	173,8	187,9	210,9	225,7	
80		165,7	178,3	192,7	216,3	231,5	
82		169,8	182,7	197,5	221,7	237,3	
84		174,0	187,2	202,3	227,1	243,1	
86	TECCO TD-20	178,1	191,6	207,1	232,5	248,9	$\phi = 28$
88		182,2	196,1	211,9	237,9	254,7	
90		186,4	200,5	216,8	243,3	260,5	
92		190,5	205,0	221,6	248,7	266,3	
94		194,7	209,5	226,4	254,1	272,0	
96		198,8	213,9	231,2	259,5	277,8	
98		202,9	218,4	236,0	264,9	283,6	
100		207,1	222,8	240,8	270,3	289,4	
102		211,2	227,3	245,7	275,7	295,2	
104		215,4	231,7	250,5	281,2	301,0	
106	TECCO TD-25	219,5	236,2	255,3	286,6	306,8	$\phi = 32$
108		223,7	240,6	260,1	292,0	312,6	
110		227,8	245,1	264,9	297,4	318,3	
112		231,9	249,6	269,7	302,8	324,1	
114		236,1	254,0	274,6	308,2	329,9	
116		240,2	258,5	279,4	313,6	335,7	
118		244,4	262,9	284,2	319,0	341,5	
120		248,5	267,4	289,0	324,4	347,3	
122		252,6	271,8	293,8	329,8	353,1	
124		256,8	276,3	298,7	335,2	358,9	
126	TECCO TD-30	260,9	280,8	303,5	340,6	364,7	$\phi = 40$
128		265,1	285,2	308,3	346,0	370,4	
130		269,2	289,7	313,1	351,4	376,2	
132		273,4	294,1	317,9	356,9	382,0	
134		277,5	298,6	322,7	362,3	387,8	
136		281,6	303,0	327,6	367,7	393,6	
138		285,8	307,5	332,4	373,1	399,4	
140		289,9	312,0	337,2	378,5	405,2	
142		294,1	316,4	342,0	383,9	411,0	
144		298,2	320,9	346,8	389,3	416,7	
146		302,4	325,3	351,6	394,7	422,5	
148		306,5	329,8	356,5	400,1	428,3	
150		310,6	334,2	361,3	405,5	434,1	
152		314,8	338,7	366,1	410,9	439,9	
154		318,9	343,1	370,9	416,3	445,7	
156		323,1	347,6	375,7	421,7	451,5	
158		327,2	352,1	380,5	427,1	457,3	
160		331,3	356,5	385,4	432,5	463,0	
162		335,5	361,0	390,2	438,0	468,8	
164		339,6	365,4	395,0	443,4	474,6	
166		343,8	369,9	399,8	448,8	480,4	
168		347,9	374,3	404,6	454,2	486,2	
170		352,1	378,8	409,4	459,6	492,0	
172		356,2	383,3	414,3	465,0	497,8	
174		360,3	387,7	419,1	470,4	503,6	
176		364,5	392,2	423,9	475,8	509,4	

Fig. 26.- Tabla de dimensionamiento del sistema a emplear según los esfuerzos a soportar.

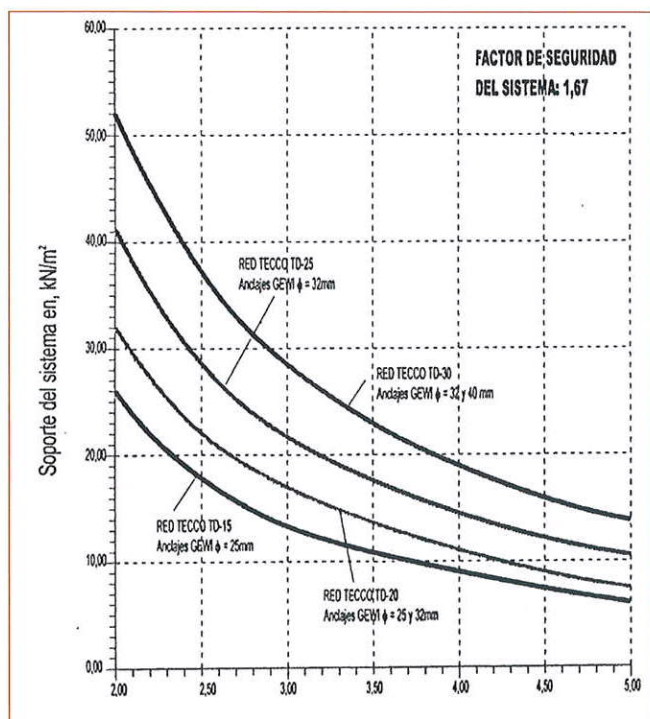


Fig. 27.- Gráfico resumen de capacidad de soporte del sistema según los parámetros empleados para dimensionamiento.

Cabe destacar que este desarrollo ha sido fruto de una intensa I+D en los últimos años, desarrollada desde España y Suiza para aplicación de estos sistemas a nivel mundial. TESINSA ha participado activamente en esta I+D junto a GEOBRUGG, especialmente en los aspectos concernientes a la definición del campo de aplicación, y aspectos constructivos.

6.- Conclusiones y tendencias de futuro

Se están desarrollando otros productos y aplicaciones. La ventaja de la estandarización que se ha comentado, no debe hacer olvidar que el propio concepto permite aplicaciones especiales, como la que se muestra en las Fig. 32 y 33 (obra de Camaleño, Cantabria)

La casuística de susceptible aplicación en España es muy amplia, y todavía demasiado desconocida por parte de los agentes implicados



Fig. 28.- Solución especial de atado de bloque, como medida preventiva previa a su bulonado. Camaleño, Cantabria.

(administraciones, ingenierías, constructores). En el caso de las Pantallas Dinámicas, que ya se llevan utilizando en España casi una década, la información es mayor. Pero la "juventud" de los sistemas de Redes de Cable hace que todavía no aparezca demasiado como planteamiento de proyectos, por lo que se suele presentar como alternativa en modificados, o en la fase de conservación y solución de emergencias. Actualmente se trabaja en la preparación de nueva documentación para difundir a los interesados, en soporte informático (descripción por productos y sistemas, pliegos de condiciones, métodos de cálculo y diseño, referencias, información gráfica, etc.).

Es de esperar que progresivamente se plantee y analice en mayor medida la alternativa de estos sistemas por criterios coste - beneficio, ambientales, etc., y ello de lugar a una mayor inclusión en proyectos, así como que mejore la calidad de los mismos gracias a una mayor difusión de información, mejora de los procesos analíticos y de los medios técnicos, y una mayor concienciación de la importancia del diseño de las soluciones mediante analítica

contrastada.

España está a muy buen nivel respecto al resto del mundo. Desde aquí se han promovido y desarrollado proyectos de investigación, y se ha logrado ampliar el campo de aplicación de los sistemas.

Por un lado, la experiencia de obras realizadas ha aportado datos para mejora de los sistemas, línea en la que por supuesto seguimos trabajando.

Por otro, las colaboraciones con las instituciones (CEDEX, Ministerio de Fomento, Dir. Gral. Carreteras, Universidad de Cantabria, etc.) han permitido que se siga investigando, y que se esperen mejoras para el futuro. Los objetivos de las investigaciones se agrupan en dos grandes líneas:

- Proyectos cofinanciados con fondos FEDER, dentro del PLAN NACIONAL DE I+D: Desarrollo de nuevas tecnologías de refuerzo y estabilización de desmontes en suelos y materiales sueltos:
 - Desarrollo de nuevos elementos de sostenimiento: nueva malla de alambre "supercoating" de Alto Límite Elástico (1.770

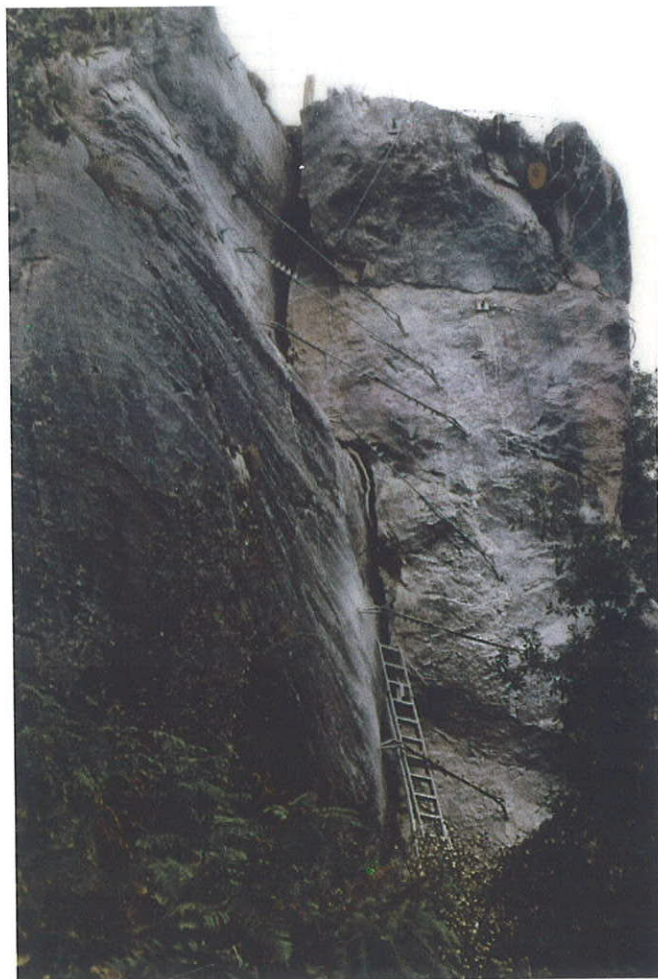


Fig. 29.- Solución especial de atado de bloque, como medida preventiva previa a su bulonado. Camaleño, Cantabria.

N/mm², frente a 500 N/mm² del alambre de la t.t., y menor elongación final)

- Modelización comportamiento Sistema + Terreno
- Definición tipo de anclaje adecuado según modelo geotécnico: ATM, Auto-perforante, etc.
- Tecnología y Normalización de Sistemas,

Es un hecho la necesidad de normalización. Dado que se está trabajando en ello, se confía en que pronto se disponga de normativa que establezca directrices técnicas claras de diseño y aplicación de estos sistemas.

7.- Bibliografía

- Ensayos de distintos sistemas de Pantallas Dinámicas (1990). CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATIONS (CALTRANS) Federal Highway Administration.
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1993). PANTALLA DINÁMICA DE PROTECCIÓN CONTRA CAÍDA DE PIEDRAS. Universidad de Cantabria. CEDEX. Madrid
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1993). FUNDAMENTOS DEL EMPLEO DE PROTECCIONES CON APOYOS ELÁSTICOS EN TALUDES Y LADERAS DE CARRETERAS. Beckenried, Suiza
- Ensayos realizados por Geobrugg, Fatzer AG, Suiza. 1993
- Luis R. (1995). DESARROLLO DE NUEVOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN DE TALUDES Y LADERAS ROCOSAS. PANTALLAS DINÁMICAS. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- Ballester F., Torres J., Luis R., (1995). SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN DE TALUDES Y LADERAS ROCOSAS. Universidad de Cantabria, MOPTMA
- Ballester F., Torres J., Luis R., Santamaría J. (1996). PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS DE ROCAS. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. Serie Monografías.
- Torres J., Löpfe T. (1997). PROTECCIÓN ACTIVA CONTRA LA EROSIÓN DE TALUDES Y LADERAS. PRODUCTOS Y SOLUCIONES. Simposio sobre Estructuras de Contención de Terrenos. Santander.
- Mas Bahillo, J.C., Torres Vila, J.A., Laguna Megal, L.M. (1999) APLICACIÓN DE SISTEMAS FLEXIBLES A LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y LADERAS. Jornada Técnica Kursaal. S. Sebastian
- Mas Bahillo, J.C., (1999) NECESIDADES Y UTILIZACIÓN DE LAS SOLUCIONES FLEXIBLES EN EL TRATAMIENTO DE TALUDES. Consejería de Obras y Transportes de la Junta de Andalucía, ETSICCP Universidad de Granada
- Catálogos comerciales de Geobrugg:
 - TECNOLOGÍA DE PROTECCIÓN CONTRA LA CAÍDA DE ROCAS.
 - BARRERAS DINÁMICAS, MANUAL DE PRODUCTO RX.
 - SISTEMA PENTIFIX PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y LADERAS DE ROCAS Y SUELOS.



NOTAS

NOTAS

NOTAS



SONDEOS, INYECCIONES Y TRABAJOS ESPECIALES, S.A.

Sede central:

Febrero, 36 • 28022 Madrid
Telf.: 917 473 444 • Fax: 917 473 666

Delegación Sur:

Escritor Miguel Toro, 7 • 18006 Granada
Tel.: 958 811 246
Fax: 958 812 013

Delegación Norte:

Juan de Ajuriaguerra, 9º - 6º • 48009 Bilbao
Tel.: 944 234 035 • Fax: 944 245 030

A solid yellow horizontal bar spanning the width of the page, located at the bottom.