



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO  
/ INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN  
DE EMPRESAS DE LA  
TECNOLOGÍA DEL SUELO Y  
SUBSUELO

# JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

## 3ª SESIÓN MICROPILOTES

Con la colaboración:



MINISTERIO  
DE FOMENTO

**CEDEX**

CENTRO DE ESTUDIOS  
Y EXPERIMENTACIÓN  
DE OBRAS PÚBLICAS

Madrid, 2003



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO  
E INGENIERIA GEOTECNICA



ASOCIACIÓN  
DE EMPRESAS DE LA  
TECNOLOGÍA DEL SUELO Y  
SUBSUELO

# JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

## 3ª SESIÓN MICROPILOTES

Con la colaboración del

CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN  
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)

**Madrid, 2003**

# 1 PRESENTACIÓN

Con la presente Jornada de Micropilotes se continúa con una serie de sesiones técnicas, la 1- sobre Pilotes y la 2- sobre Pantallas, que con la colaboración del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organizan conjuntamente la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS).

La idea de la celebración de estas Jornadas Técnicas sobre cimentaciones Especiales y Mejora del Terreno, surgió en las reuniones del Comité Mixto creado hace algo más de dos años entre SEMSIG y AETESS.

El objetivo es crear un foro de discusión donde los profesionales relacionados con la Ingeniería del Terreno puedan debatir, a la luz de la normativa actual, los aspectos de diseño, ejecución y control de calidad de los distintos tipos de cimentaciones y estructuras de contención de tierras que se utilizan habitualmente en las obras civiles y en la edificación.

Para conseguir este objetivo, las Jornadas se han estructurado en dos Mesas Redondas, la primera dedicada a los aspectos de diseño y la segunda a los de ejecución y control de las obras. Cada una de ellas va precedida de presentaciones a cargo de expertos de reconocido prestigio en este campo, seguida de un amplio debate sobre las técnicas consideradas y su normativa, resultados que se recogen íntegramente en esta Memoria de la Jornada y que contribuye al objetivo fundamental de colaborar con el establecimiento de unos niveles mejores de Seguridad, Calidad y Respeto al Medio Ambiente en la Construcción.

Madrid, 27 de Febrero de 2003

**Vicente Cuellar Mirasol**  
Presidente de SEMSIG

**José Luis Rojo Gómez**  
Presidente de AETESS

## 2 INTRODUCCIÓN

El presente libro constituye la Memoria de la Jornada Técnica sobre “*Micropilotes*”, organizada por el Comité Mixto SEMSIG-AETESS, que tuvo lugar en los recintos del CEDEX en Madrid, el 27 de Febrero del 2003.

El tema elegido para esta 3- sesión, dentro de la serie de Jornadas Técnicas que desde el año 2001 vienen realizando conjuntamente ambas Sociedades, despierta un gran interés debido a su gran actualidad, como demuestra el éxito de audiencia cosechado por la jornada, con más de 350 asistentes y 400 inscripciones.

En la Primera Parte, dedicada al Diseño, se ha contado con las intervenciones de dos expertos ponentes como son: D. Michel Bustamante, Doctor. Ingeniero de LCPC, París y D. Carlos Oteo, Doctor Ingeniero de la UP, Madrid. También consta en esta Primera Parte los debates e intervenciones que tuvieron lugar en la Mesa Redonda que estuvo presidida por D. Vicente Cuellar Mirasol, presidente de SEMSIG y compuesta por los ponentes ya mencionados.

En la Segunda Parte, se tratan los temas de Ejecución y Control. En ella se han recogido las contribuciones de los siguientes ponentes: D. José Santos Sánchez (SITE), D. Oscar Rivas Marcos (TERRATEST), D. Miguel Angel de Juan (KRONSA), D. Leoncio Prieto (RODIO), D. Gustavo Armijo (GEOCISA), D. José María Echave (TERRABAUER) y Dña. Pilar Bermejo (PILSON).

La mesa redonda que tuvo lugar a continuación estuvo presidida por D. José María Herrador de KRONSA y compuesta por los ponentes ya mencionados.

Se han recogido igualmente las intervenciones de los asistentes que colaboraron con sus preguntas y sugerencias.

Madrid 1 de Julio de 2003

## **3 CONTENIDO**

- 3.1**      ***Últimos avances en micropilotes.  
Experiencia francesa***  
*Michel Bustamante (LCPC)*
- 3.2**      ***Criterios para el diseño de micropilotes***  
*Carlos Oteo Mazo (U.P.M.)*
- 3.3**      ***Discusión Mesa redonda sobre Diseño***
- 3.4**      ***Micropilotes en estabilización de laderas***  
*José Santos Sánchez (SITE)*
- 3.5**      ***Cortina de micropilotes para protección  
de la excavación centro “Caja de  
Burgos” de arte contemporáneo***  
*Oscar Rivas Marcos (TERRATEST)*
- 3.6**      ***Soportes provisionales de edificios: El  
Palacio de Linares (Casa de América) y  
otros edificios singulares en el tramo  
sur eje Prado-Recoletos-Castellana, de  
Madrid***  
*Miguel Ángel de Juan García (KRONSA)*
- 3.7**      ***Micropilotes en terrenos difíciles***  
*Leoncio Prieto Tercero (RODIO)*
- 3.8**      ***Micropilotes con inyecciones de  
desplazamiento***  
*Gustavo Armijo Palacio (GEOCISA)*
- 3.9**      ***Conexión de micropilotes a estructuras***  
*José María Echave Rasines (TERRABAUER)*

**3.10**     ***Ensayos sobre sistemas de unión de armaduras tubulares en los micropilotes***

Pilar Bermejo del Rey (PILSON)

**3.11**     **Mesa Redonda sobre Ejecución y Control**

# ÚLTIMOS AVANCES EN MICROPILOTES EXPERIENCIA FRANCESA

*Michel Bustamante, Dr. Ing<sup>o</sup>  
LCPC, Paris*

## 1. INTRODUCCIÓN

Hablar de los últimos avances en el campo de los micropilotes implica considerar los tres temas relacionados con este tipo de cimentación profunda especial que son:

- las técnicas de ejecución y los equipos específicos necesarios,
- el cálculo de la capacidad portante o de anclaje,
- algunas aplicaciones mas típicas ;

A propósito de 'avances' se verá si se puede realmente hablar de adelantos, tratandose de una técnica para la cual los principios tecnológicos fueron puestos a punto para lo esencial en los años 70 y 80, así como el método de cálculo. Lo cierto es que en los últimos veinte años se notan sin embargo indiscutibles cambios en el hecho de que:

- los micropilotes se han 'democratizado' en el sentido de que su ejecución no está reservada a las empresas líderes de la profesión ;
- los equipos y maquinaria de perforación e inyección que se pueden adquirir en el mercado son mucho más eficientes y prácticos, permitiendo rendimientos más altos en terrenos difíciles;
- el precio de los aceros con alta resistencia que se emplean como armaduras, gracias a la industria petrolera, ha bajado de manera notable ;
- los 'clientes' que son los ingenieros proyectistas y los arquitectos, no vacilan en aceptar fundar estructuras 'pesadas' sobre micropilotes ;
- muchos proyectistas muestran más imaginación creadora y osadía en aplicar estas cimentaciones especiales;
- por fín, se han publicado varios textos reglamentarios dedicados a los micropilotes en particular.

En esta ponencia nos limitaremos a nuestra propia experiencia, adquirida esencialmente en el ámbito de proyectos, pero también en el marco de las investigaciones sistemáticas que se hicieron en la Sección de Cimentaciones del Laboratorio Central de los Puentes y Caminos (LCPC) de París.

## 2. TÉCNICAS Y EJECUCIÓN [1]

Suele denominarse micropilote a una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles (figs.1a,b), introducida dentro de un taladro de pequeño diámetro. Se distinguen micropilotes inyectados o no. Trataremos de los primeros, los segundos son en realidad pilotes perforados 'clásicos', de diámetro reducido y de capacidad mucho más limitada.

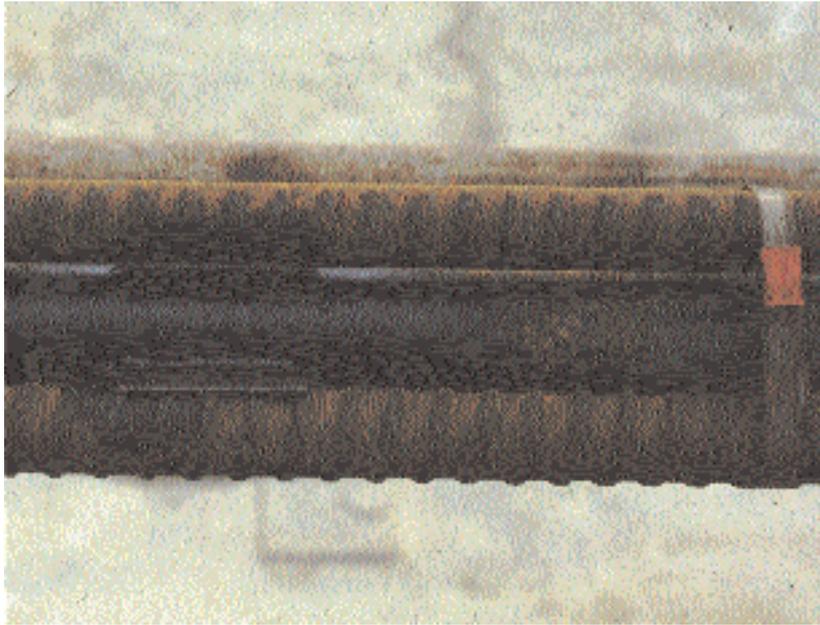


Fig.1a - Armaduras de micropilotes: conjunto de 4 barras Dywidag de Ø36 mm. Pasarela de los Artes, Paris, 1982.



Fig.1b - Armaduras de micropilotes: tubo de Ø114 mm. Viaducto de Ath, Bélgica, 1992.

La armadura está sellada al terreno con inyecciones de lechada, o de mortero, a presión más o menos elevada. Esta operación se realiza a partir de unos dispositivos particulares. Los más sencillos están constituidos por un flexible que desemboca en la parte inferior del taladro (fig.2), y por los más elaborados, por un tubo dotado de una sucesión de válvulas antirretorno, comúnmente llamado 'tubo-manguito' y cuyo principio está esquematizado en las figs 3a,b. En ciertos casos, se puede recurrir a válvulas especiales taradas, introducidas recientemente en el mercado (fig.4). El tubo-manguito puede hacer las veces de armadura (fig.5).

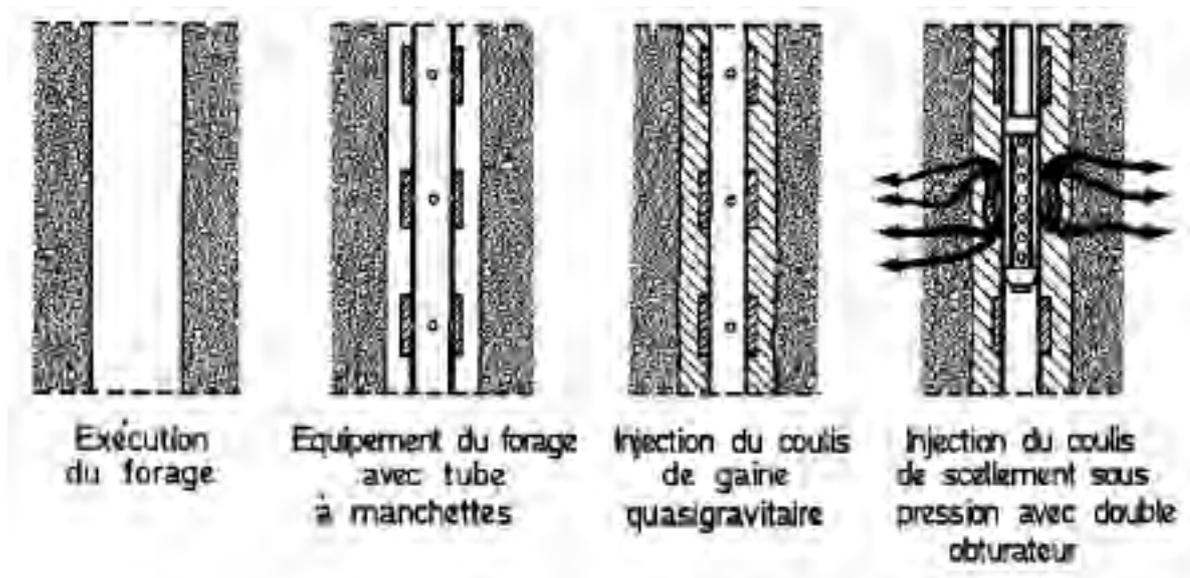


Fig.3a - Principio del tubo-manguito y de la inyección con doble obturador.



Fig.3b - Tubo-manguito lateral con su armadura constituida por un tubo de  $\varnothing 178/152$  mm. Recalce del puente de Mandelieu, 1982.



Fig.4 - Válvulas especiales taradas, montadas sobre armaduras de  $\varnothing 168$  mm. Recalce del Grand Littoral, Marsella, 2000.



*Fig.5 – Vista de tubos de  $\varnothing 127$  mm con sus manguitos. Recalce de un sótano del siglo XVI, Lure 1992.*

Los diámetros de perforación los más corrientes van de 80 mm a unos 250 mm, siendo este último diámetro, totalmente convencional. El sistema de perforación habitualmente empleado, es de rotoperforación, con martillo en cabeza o de fondo. La perforación se está haciendo bajo aire comprimido, agua, bentonita, lechada de cemento diluida. Se añade revestimiento si la estabilidad del terreno es precaria. Como alternativa, puede ser muy ventajoso utilizar en ciertos proyectos, la armadura como varilla de perforación. En este caso, la armadura (barra o tubo) está dotada de una herramienta de corte perdida, tal como tricono, corona, o trialeta (figs.6a,b). Tal solución, simplificando muchísimo las operaciones de ejecución, suelen asegurar altos rendimientos.



*Fig.6a - Armadura-varilla acoplada a un tricono perdido  $\varnothing 311$  mm. Grande almacén Leroy-Merlin, Marsella, 1999.*



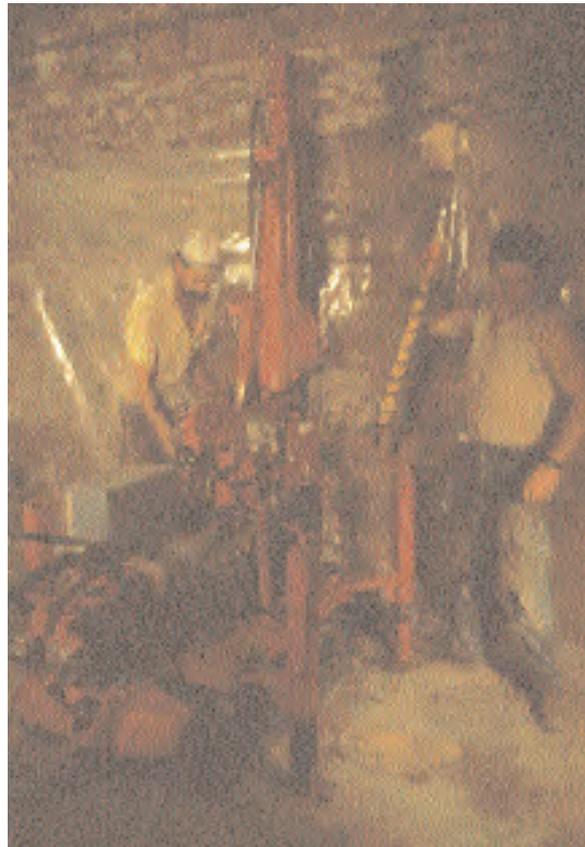
*Fig.6b - Armadura-varilla acoplada a una trialeta perdida de Ø220 mm. Grand Littoral, Marsella, 2000*

Inyección Global Única, realizada en una pasada [1]. Las pruebas comparativas muestran que, por regla general y dentro de un terreno blando, el modo de sellado IRS ejecutado empleando un doble obturador (véase la fig.3a) es el que confiere al micropilote el mejor aguante.

La gama de los equipos de perforación disponibles hoy día es muy amplia. Permite solucionar cualquier problema de accesibilidad o perforabilidad con eficacia y con los rendimientos más adecuados (figs.7a,b).

En la mayoría de los casos, las armaduras son aceros de muy alta resistencia, habitualmente con  $\sigma_e \geq 80 \text{ daN/mm}^2$ . Es posible utilizar también acero corriente de  $\sigma_e \approx 25 \text{ a } 35 \text{ daN/mm}^2$ .

El modo de inyección es determinante para el aguante del sellado (o bulbo). Se distingue el sistema de tipo IRS o Inyección Selectiva y Repetitiva, y de tipo IGU o



*Fig.7a - Equipo ligero de perforación trabajando en sótano. Recalce del tribunal de Perpiñán, 1992.*



Fig.7b - Equipo pesado de perforación. Ejecución de los micropilotes para el terminal de Pointe des Grives, Martinica, 1999.

En relación con la ejecución de micropilotes en general y de alta capacidad en particular, el problema de la resistencia y calidad de las uniones entre tramos de armadura o lo mismo que el problema del arriostramiento a la estructura, necesitan ser considerados con mucha atención y solucionados de manera adecuada (fig.8). Por lo que concierne a estos dos importantes problemas, los lectores de la presente ponencia se remitiran a los excelentes trabajos de Tomás Murillo Pérez, de Pilar Bermejo y de José M<sup>a</sup> Echave [2] [3] [4].



La lechada, preparada dentro de una central específica (figs.9a,b), es comúnmente una mezcla de cemento con agua y un 'puñado' de bentonita. Las razones más corrientes *cemento/agua* o C/A, son de 1.5 a 2.2.

Como se sabe, el micropilote se utiliza para absorber esfuerzos de compresión y tracción. Los micropilotes pueden ser tesados o no. Se utilizan como cimentaciones permanentes pero también en muchos casos como provisional.

Se notara por fin, que la tecnología de los micropilotes empleada en Francia es la misma que la de los anclajes tesados inyectados. La diferencia principal reside en el tipo de armaduras elegidas para los anclajes, las cuales, debido a su flexibilidad respecto al empleo de hilos o cables, no están diseñadas para resistir esfuerzos de compresión.

Fig.8 - Ejemplo de rotura de una unión rosca-hembra mal diseñada. Resultado de un ensayo previo hecho para el viaducto de Ath, línea del TAV, Bélgica, 1992.



*Fig.9a – Central de fabricación de lechada pesada con su bomba de inyección y batidora de alta turbulencia. Bayona, 1988.*



*Fig.9b – Equipo ligero de fabricación de lechada y de inyección. Verdun, 1983.*

### **3. MÉTODO DE CÁLCULO [1]**

Si las aplicaciones de los micropilotes empiezan a vulgarizarse en los años 70 en Francia, el primer método de cálculo basado sobre datos experimentales, fue sin embargo elaborado y publicado en 1985, en el Boletín del LCPC. Cabe recordar que dicho método estaba basado sobre pruebas de cargas a compresión o tracción, en escala natural, las cuales fueron ejecutadas sobre micropilotes instrumentados, lo que permitió de recoger las informaciones adecuadas sobre el reparto de los esfuerzos a lo largo del sellado. La base de datos que permitió elaborar el método, provenia de un total de 120 ensayos. Los primeros ensayos sobre micropilotes instrumentados se iniciaron en 1974.

Según el mismo método, la carga límite  $Q_L$  o de tracción límite  $T_L$ , se calcula a partir de fórmulas clásicas y utilizando un conjunto de ábacos y cuadros (figs.10a,b) que suministran los valores de la fricción lateral unitaria límite  $q_s$  y del coeficiente característico  $\alpha$ , en función de la naturaleza y de la compacidad de los suelos, y del modo de sellado IGU o IRS al cual se recurre.

Dicho método ha sido publicado también en 1986 en el Boletín de la Soc. Española de MSyC nº 81-82, bajo el título: Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados [1].

Entre 1985 y 2000 seguimos ejecutando ensayos sobre micropilotes instrumentados, aprovechando nuestra participación en nuevos proyectos. Se hicieron unos 30 ensayos más, siempre sobre micropilotes instrumentados, pero en la mayoría de los casos de muy alta capacidad (hasta 500 Tn.) y larga longitud (hasta 70 m). Sus interpretaciones suministraron unos 150 nuevos valores de fricción lateral unitaria  $q_s$  medidas en varios terrenos.

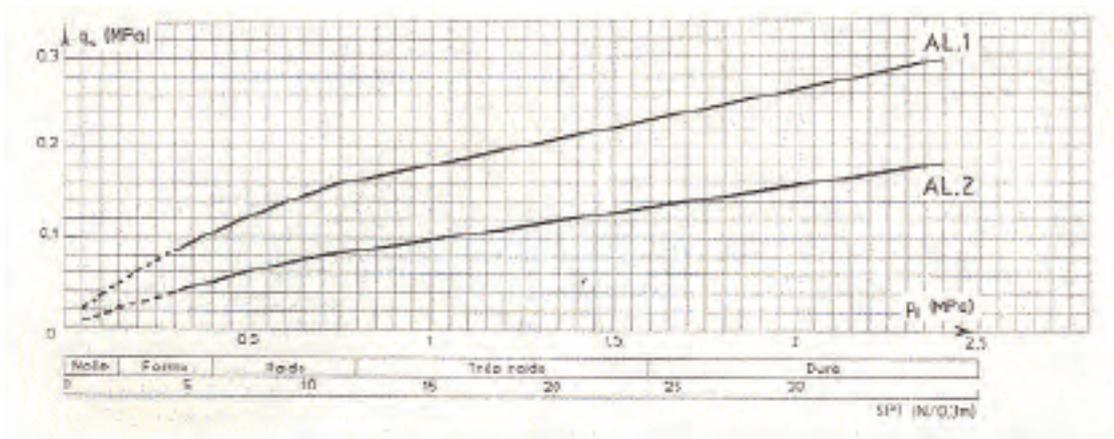


Fig. 10a - Método de 1985 [1]. Ejemplo de ábacos para el cálculo de  $q_s$  para arcillas y limos.

TABLEAU IV  
Valeurs des coefficients  $\alpha$  pour le calcul du diamètre moyen du scellement d'un tirant ou microcable injecté.

SOLS	Coefficient $\alpha$		Quantité minimale de caillots conseillée $V_c$
	IRS*	IGU**	
Gravier	1,8	1,3 à 1,4	1,5 $V_c$
Grave sablonneuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 $V_c$
Sable graveleux	1,6 à 1,8	1,2 à 1,3	1,5 $V_c$
Sable grossier	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,5 $V_c$
Sable moyen	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,5 $V_c$
Sable fin	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,5 $V_c$
Sable limoneux	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,5 à 2 $V_c$ pour IRS 1,5 $V_c$ pour IGU
limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	1,2 $V_c$ pour IRS 1,5 $V_c$ pour IGU
Argile	1,8 à 2	1,2	2,5 à 3 $V_c$ pour IRS 1,5 à 2 $V_c$ pour IGU
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 $V_c$ pour caillots compactés
Marne-craie	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 $V_c$ ou plus si couche fracturée
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 $V_c$ ou plus si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 $V_c$ si couche fissurée isolée 2 ou plus si couche fracturée

\* IRS: injection répétitive et successive.  
\*\* IGU: injection globale en une seule fois.

Fig. 10b - Método de 1985 [1]. Cuadro IV para la elección del coeficiente  $\alpha$ .

La fig.11 siguiente, limitándose al caso de las arenas y gravas, muestra dónde se sitúan en relación con los ábacos propuestos en 1985, los diferentes valores  $q_s$  de los que se hizo caso en 1985 y de los últimos que recogimos entre 1985 y 2000. La comparación de las dos 'poblaciones' muestra que la dispersión no es menos o más acusada. El conjunto de todas las consideraciones condujo a concluir que los nuevos datos (indicados en rojo y azul en la fig.11) confirmaban todavía los ábacos elegidos antes, así como los comentarios y las sugerencias aunados a la aplicación de dicho método.

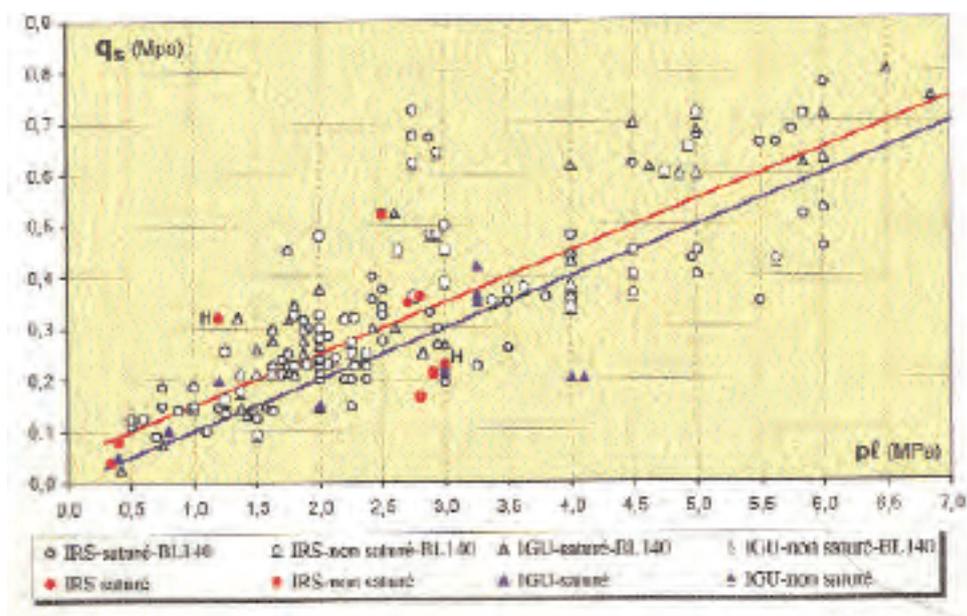


Fig.11 - Comparación de valores  $q_s$  recogidos hasta 1985 y mientras 1985 y 2000 para las arenas y las gravas.

#### 4. TEXTOS REGLAMENTARIOS

Cabe notar también que durante el mismo período de 1985 y 2000, se pudo enriquecer los textos reglamentarios o normativos dedicados al diseño de los micropilotes y de los anclajes. Los textos publicados, en francés o inglés, fueron los siguientes:

- 1) *Recommandations T.A. 86* [5],
- 2) *Recommandations T.A. 95* [6],
- 3) *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale. Méthode d'Essai des LPC n°31* [7]
- 4) *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale. NF P 94-150* [8]

Las dos primeras publicaciones son guías consagradas al diseño, al cálculo, a la ejecución y al control de los tirantes de anclaje. En la práctica sin embargo y como fue indicado más arriba, estos mismos textos constituyen también en Francia referencias para los micropilotes, debido a tecnologías de ejecución muy similares. La tercera y cuarta publicación son modos operativos aplicados para los ensayos previos de carga o tracción de pilotes y micropilotes.

Por último, los representantes del Comité francés de Mecánica del Suelo (CFMS) y de la Asociación francesa de Empresas de Cimentaciones (SOFONS) participaron a la redacción de la norma europea sobre micropilotes publicada en 1999, siempre hoy en día provisional (*draft*) e intitulada : *Execution of special geotechnical work : micropiles* [9].

#### 4. APLICACIONES

El ámbito clásico de los micropilotes fue al principio el recalce si recordamos las primeras aplicacio-

nes ingeniosas de los proyectantes italianos, realizadas con *pali radici*. Véase a este proposito las publicaciones de F. Lizzi [10].

Hoy en día si el recalce y el reforzamiento de cimientos existentes constituyen siempre una cuota muy importante de las aplicaciones, los proyectantes no vacilan en fundar nuevas estructuras, a menudo de gran tamaño, sobre micropilotes.

Presentaremos muy brevemente algunos ejemplos de proyectos más típicos, a los cuales hemos contribuido personalmente.

#### 4.1. Ejemplos de recalce y reforzamiento de cimientos existentes

*Caso del Tribunal de Perpiñan* [11]. El recalce conciernó un edificio del Segundo Imperio, de 70x30 m, construido en 1862, y fundado sobre pilotes de madera que debido a la bajada de la capa freática se pudrieron. Se desencadenó entonces un proceso característico de asiento diferencial, con daños colaterales preocupantes para la estabilidad general del Tribunal. La figs.12a,b esquematiza el replanteo de los micropilotes a los que se recurrió para recalzar el edificio en 1992. Una vez ejecutada la obra, se inicio un período de seguimiento de seis años, con el fin de comprobar la eficacia de la solución de reforzamiento elejido. Se observa en la fig.13 que las grietas que se abrieron antes del recalce, resultaron totalmente estabilizadas después de la obra.

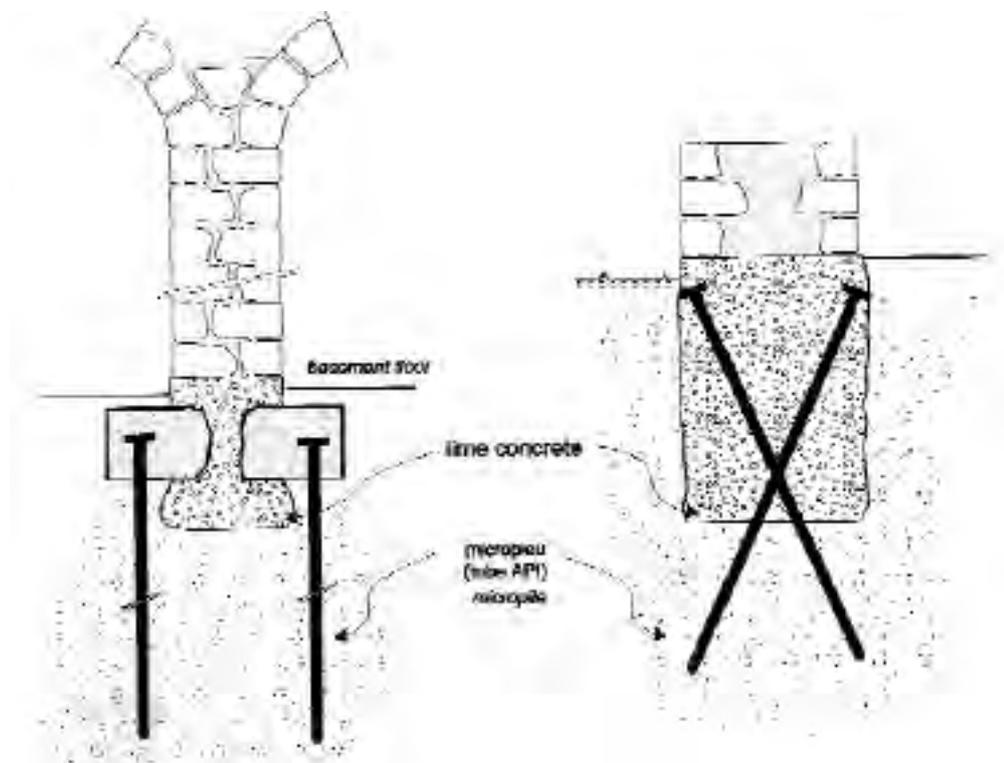


Fig.12a - Tribunal de Perpiñan. Principio del recalce.

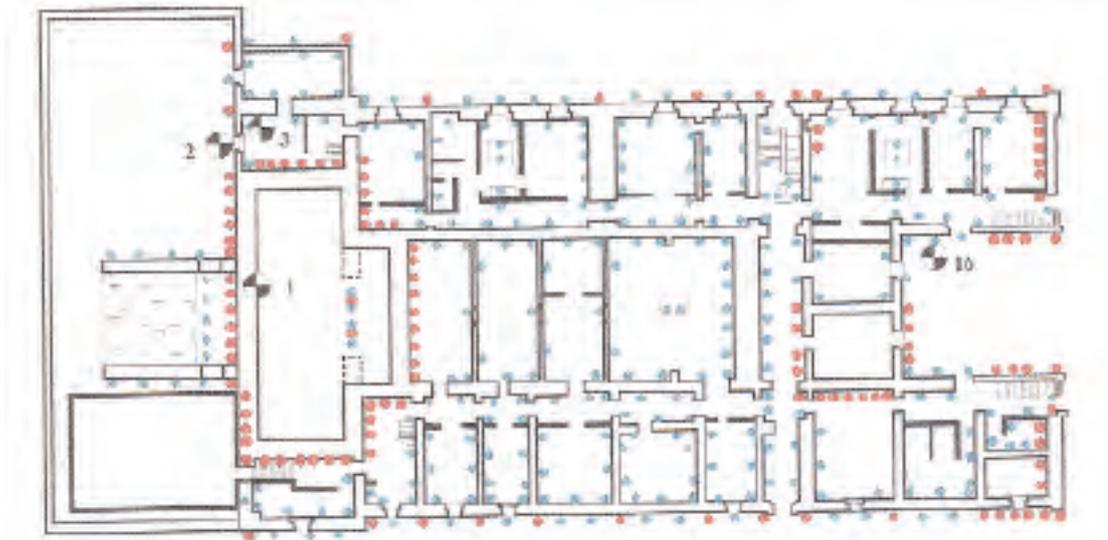


Fig. 12b - Perpiñan. Plano de replanteo de los micropilotes de recalce.

Caso del Puente de Piedras en Burdeos [12]. La construcción del puente que permite atravesar el río Garona en Burdeos y que se inició bajo las órdenes de Napoleon en 1811, fue terminada en 1821. Considerado en sus tiempos como una obra excepcional (fig.14), el puente sufrió desde el principio graves daños debido a un pilotaje de madera hincado, que no había podido alcanzar las capas de suelos bastante compactas. Resultaron a largo plazo asentamientos que no pararon y que agravó un fenómeno de socavación del lecho del río. En 1985 los asentamientos sufridos por algunas pilas habían alcanzado hasta los 70 cm. El recalce se limitó a las pilas que habían sido afectadas por los peores asentamientos. Además, se decidió que el micropilotaje de refuerzo, constituido por un total de 16 micropilotes de  $\varnothing 118$  mm de alta capacidad, tendría que ser diseñado para soportar solamente el 40% de la carga útil actuando sobre la pila. Las figs.15a,b muestran la sección de una pila recalzada en 1992 con micropilotes de más de 200 Tn. de carga útil y la evolución de los asentamientos de las pilas n°2 y n°3. Considerando la insignificancia de estos últimos después de su instalación, está claro que el recalce fue eficaz.

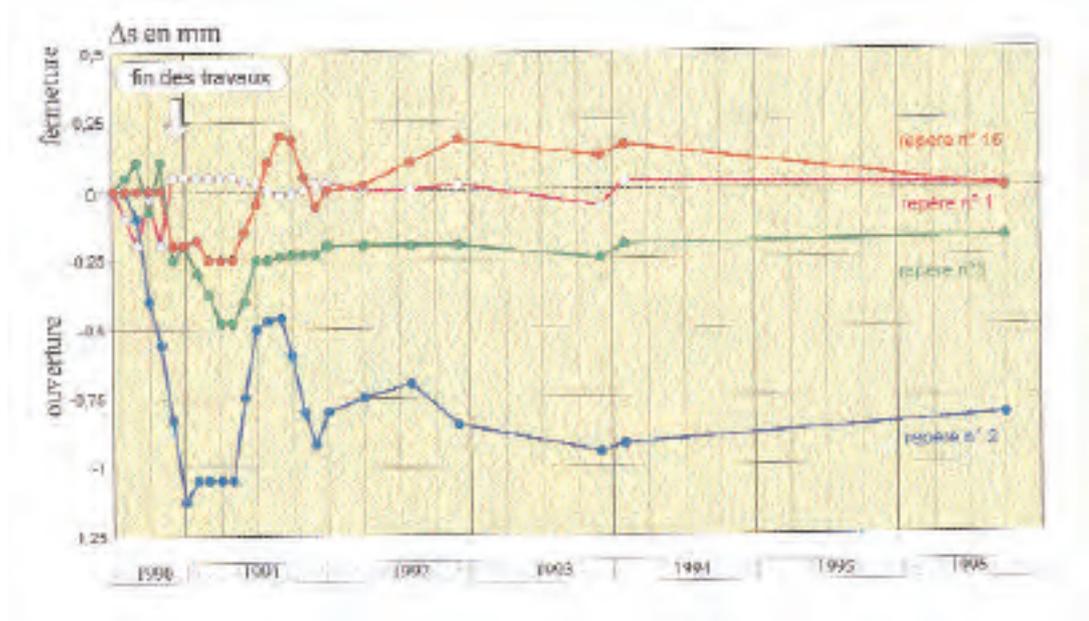


Fig. 13 - Perpiñan. Evolución de algunas grietas características durante los seis años que siguieron el recalce.



Fig.14 - Vista del Puente de Piedras de Burdeos hoy día.

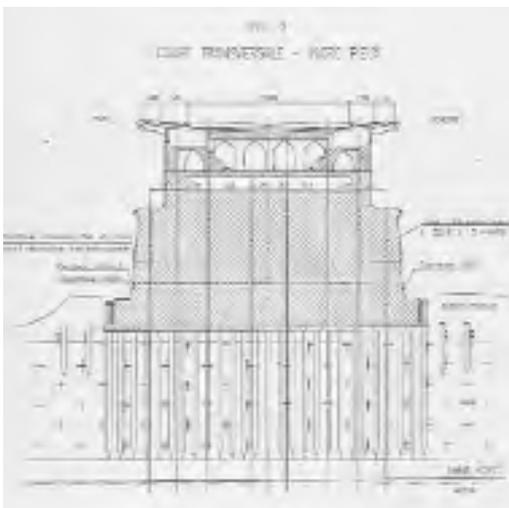


Fig.15a - Puente de Piedras. Sección transversal de la pila con los micropilotes de recalce. Se nota la presencia del pilotaje de madera.

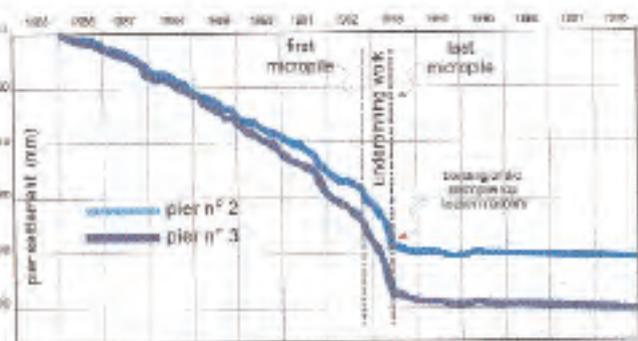


Fig.15b - Puente de Piedras. Evolución de los asientos de 2 pilas antes y después del recalce.

#### 4.2. Ejemplos de micropilotes empleados como cimientos nuevos

**Caso del viaducto de Ath [13].** Se trata de un viaducto de 2.2 km de largo, construido en Bélgica para la línea del TAV (o TGV), mientras París y Bruselas (figs.16a,b). Debido a las complejas condiciones del suelo se decidió fundar el dicho viaducto sobre micropilotes de alta capacidad. Este tipo de cimiento permitía mejorar, gracias a la inyección del sellado, un subsuelo afectado por numerosos fenómenos kársticos. De este proyecto se destaca:

- un total de más de 64 km de micropilotes de tipo IGU y IRS instalados,
- micropilotes capaces de resistir en compresión a más de 200 Tn.,
- insignificantes asientos observados durante los 5 años de puesta en servicio de la línea (fig.17),
- por fin, un excelente nivel de confort en explotación para los pasajeros.

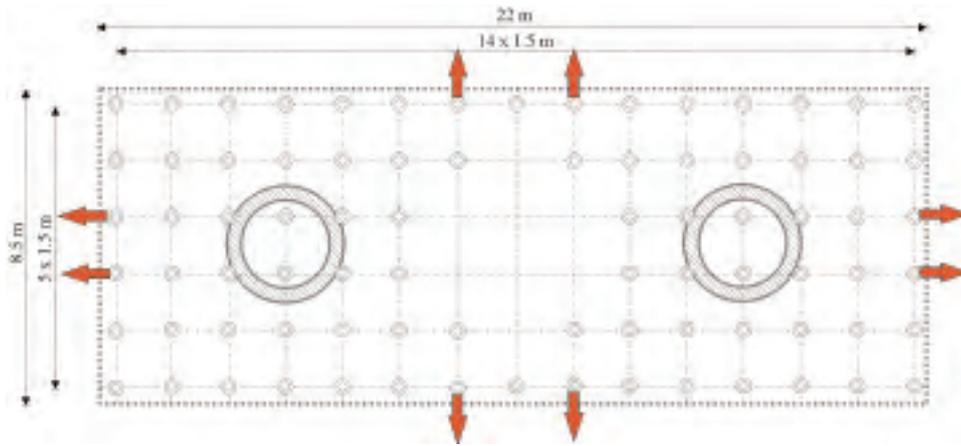


Fig.16a – Vista del viaducto de Ath construido sobre micropilotes de tipo IGU y IRS.



Fig.16b – Viaducto de Ath. Plano de replanteo de los micropilotes para una pila corriente.

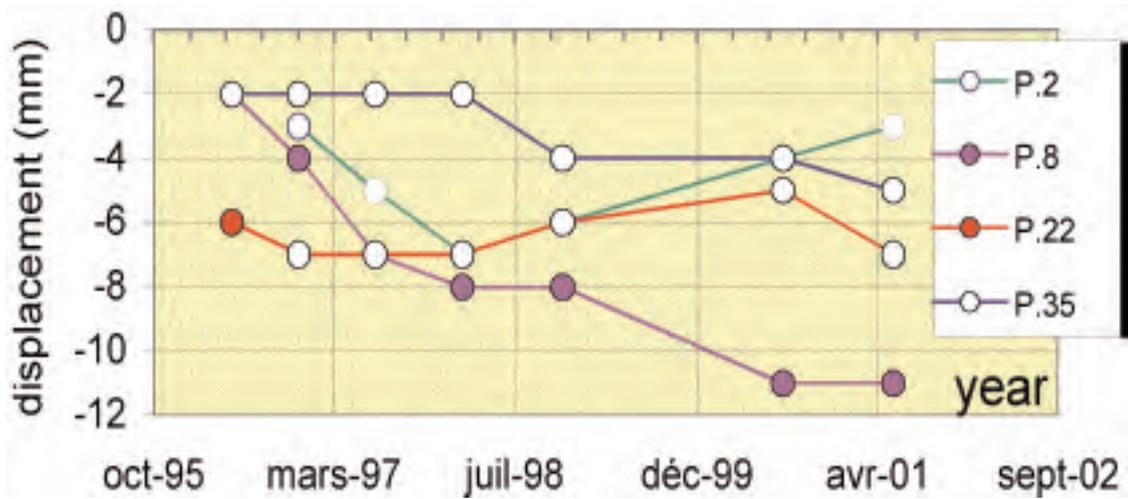


Fig.17 – Viaducto de Ath. Evolución de los asentamientos para algunas pilas típicas.

*Caso del terminal de la Pointe des Grives.* El terminal para contenedores de la Pointe des Grives, ubicado en Martinica, es un proyecto bastante complejo desde el punto de vista estructural para el cual fue necesario recurrir a micropilotes de altísima capacidad. En efecto se exigió poder resistir esfuerzos de tracción bajo seísmos de 530 Tn. El problema era aún más difícil debido a que los terrenos son terrenos volcánicos muy heterogéneos (alternación de capas basálticas y cenizas). La ejecución de los micropilotes definitivos fue precedida por una serie de ensayos de factibilidad y de carga sobre micropilotes instrumentados (fig.18). Los resultados demostraron que sellados de 9 m de largo, inyectados en modo IRS, podían resistir a las cargas requeridas por el proyecto.

*Caso de estabilización de un acantilado* [14]. El acantilado de la Costa de los Vascos, en Biarritz, de unos 60 m de alto, está sometido a un proceso permanente de erosión regresiva, debido a la acción del mar. A consecuencia de este fenómeno se producen varios deslizamientos que amenazaron en cortar la carretera nacional que lleva hasta la frontera con España. En 1980, el Ministerio de Obras Públicas encargó a sus Servicios Técnicos el mantener en uso la carretera y eliminar los peligros sobre las viviendas más próximas de la zona amenazada. Las obras consistieron en (figs.19a,b) :

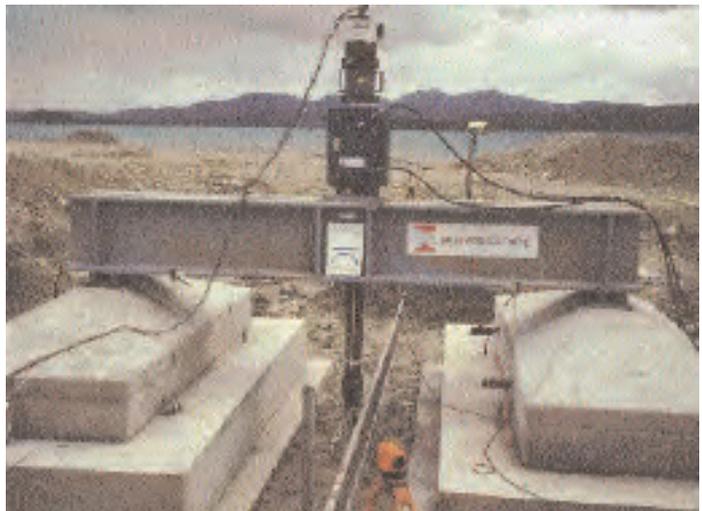


Fig.18 -Vista de una prueba de carga previa de 500 Tn. sobre un micropilote instrumentado. Martinica, 1999.

- un reperfilado total del acantilado, con minimización del impacto visual,
- construir una serie de estructuras de contención de los terrenos,
- ejecutar un contrafuerte de escollera en el pié de la ladera,
- realizar un drenaje general de la zona estabilizada.

La construcción de las estructuras de contención necesitaron el empleo sistemático de anclajes tesaos o no y de micropilotes de 60 a 80 Tn. de capacidad de carga a compresión. En la fig.20 se observa una vista general de la obra después de su terminación en 1992.

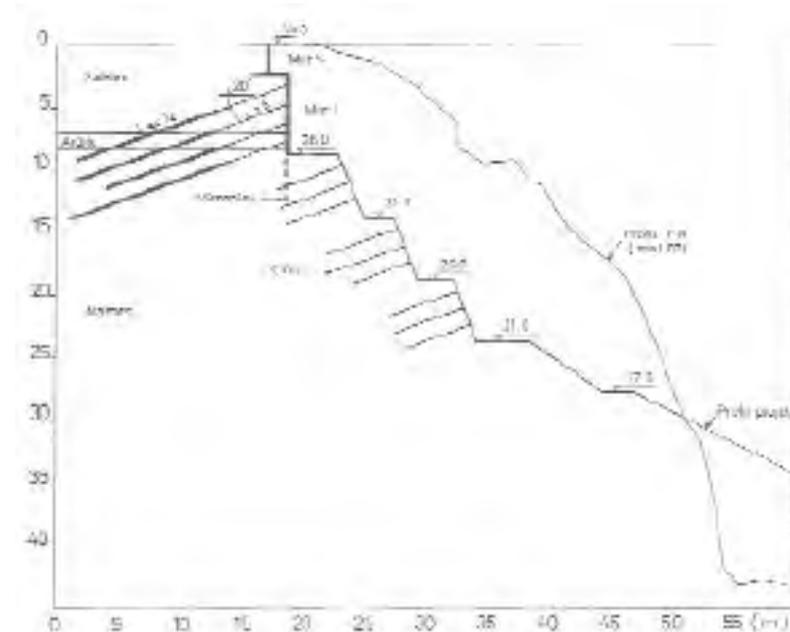


Fig. 19a - Sección general del acantilado con el perfil inicial y el proyecto de estabilización. Biarritz, 1992.



*Fig.19b - Construcción de uno de los muros de contención, fundado sobre micropilote. Notar el empleo de gunita para mejorar la estabilidad de los terrenos durante la fase intermedia de realización.*



*Fig.20 – Biarritz. Estado final del acantilado hoy día, después de su reperfilado y estabilización. A la derecha se observa la parte del acantilado aún no estabilizada.*

## 5. CONCLUSIONES

En los casi 20 últimos años que se llevan utilizando micropilotes en Francia la evolución que hemos observado, como proyectante e investigador, se han centrado principalmente en los siguientes aspectos:

- el número de proyectos ha ido creciendo, debido a las muchas ventajas técnicas y económicas indiscutibles que ofrece este tipo de cimiento, así como en el campo de la fiabilidad;
- se ha producido una mejora notable de los rendimientos de las maquinarias y equipos de ejecución;
- adicionales pruebas de carga sobre micropilotes instrumentados de muy alta capacidad de carga, a compresión y tracción, han confirmado el método de cálculo elaborado en 1985, así como los comentarios ligados a la aplicación del dicho método.
- los ingenieros proyectistas y los arquitectos, no solamente no vacilan en aceptar fundar estructuras importantes sobre micropilotes sino que han aprendido a optimizar su diseño;
- por fín, es posible referirse a numerosas publicaciones con carácter reglamentario o relatando aplicaciones particulares que constituyen excelentes referencias cuando se trata de emprender nuevos proyectos.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

Bermejo, P. 2003. Uniones de armaduras. Jornada sobre pilotes. Madrid, 27 de Febrero de 2003

Bustamante, M. 1986. Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados. Boletín de la Soc. Españ. de MSyC nº 81-82.

Bustamante, M., Jézéquel, J.-F. 1989. Essai statique de pieu isolé sous charge axiale. Méthode d'Essai des LPC nº31. Publication du LCPC.

Bustamante M., Gianceselli L. 1999. Underpinning of a Second Empire Justice Court . Proc. Intern. Conf. on Preservation of the Engineering Heritage – Gdansk Outlook 2000. Poland.

Bustamante M., Gianceselli L. 1996. Underpinning of the Bordeaux Pont-de-Pierre: a First Empire masonry bridge. Proc. Intern. Sym. on Preservation of Monuments and historic sites, Napoli, Italia.

Bustamante M., Gianceselli L., Borel S., Couchard I., Detandt H., Dethy B. 2002. Foundation behaviour of a large HS-Train viaduct after 4 years' operation. Proc. 9th Intern. Conference on Piling and Deep Foundations, June 3-5, Nice, Acropolis, France, Presse des Ponts et Chaussées, Paris., pp. 59-64.

Bustamante M., Sève, G., Balestra, G. 1994. Les travaux de protection de la Côte des Basques à Biarritz. Proc. 7ème Congrès Intern. de AIGI, Lisboa, Portugal.

Echave, Ma.J. 2002. Conexión de los micropilotes-estructuras. Jornada sobre pilotes. Madrid, 27 de Febrero de 2003

Essai statique de pieu isolé sous compression axiale. NF P 94-150. Paris, octobre 1991.

Execution of special geotechnical work : micropiles. European Standard/Norme Européenne/Europäische, Norm TC 288 WI 008.

Lizzi F. 1985. Pali radice and reticulated pali radice. Surrey University Press.

Murillo Pérez, T. Ejecución de paraguas de micropilotes para túneles. Túnel de El Fabar (Asturias), Jornada sobre obras de interes geotécnico ejecutadas por los constructores espanoles. 20ª Sesión del 7 de junio de 2000.

Recommandations T.A. 86, Editions Eyrolles, Paris, 1986.

Recommandations T.A. 95, Editions Eyrolles, Paris, 1995.

# CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE MICROPILOTES

**Carlos S. Oteo Mazo**  
**Prof. Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos**  
**Dpto. de Ing. y Morfología del terreno (U.P.M.)**

## 1.- CRITERIOS GENERALES.

Los micropilotes son pilotes de un diámetro comprendido entre 250 y 100 mm realizados con maquinaria manejable (similar a la de perforación de sondeos) y que rellenan un taladro con lechada o mortero, después de introducir una armadura (tubos y/o redondos). Se consigue, así, un elemento resistente en que predomina, claramente, la longitud (y por lo tanto el fuste) sobre el diámetro y que puede ser construido, para transmitir cargas a estratos profundos, en condiciones muy estrictas de espacio.

Los micropilotes pueden trabajar:

- a) Con carga axil preferentemente, que puede ser vertical o inclinada. Pueden utilizarse para nuevas cimentaciones, recalces, como anclajes, “bulones” en túneles, etc.
- b) A esfuerzo cortante y flexión en muros equivalentes (redes espaciales de micropilotes), en deslizamientos, etc.
- c) A flexión, en “paraguas” de túneles (boquillas, avances dificultosos, etc), en deslizamientos, etc.

Las condiciones mínimas que deben exigirse para su ejecución deben basarse en diversos aspectos:

– En el tipo de inyección que rodea su armadura:

- \* Puede ser única (generalmente morteros fluidos, en suelos relativamente duros), con presiones inferiores a 0,5 MPa. En este caso el material se inyecta, a través de un tubo, desde la punta del pilote y vuelve, exteriormente al tubo, hacia la cabeza del pilote, rellenando toda la superficie lateral que envuelve la armadura, instalado después de realizar la perforación (que puede ser o no entubado).
- \* Puede ser repetitiva (generalmente lechada), a través de válvulas o manguitos distribuidos por el fuste de la armadura, que, en este caso, ha de ser tubular. Se puede así, tratar diferentes zonas del terreno atravesado, comprimir el suelo y aumentar la resistencia por fuste. Puede repetirse una vez (presiones de 0,5 a 1,0 MPa) o varias veces (presiones de 1,0 a 2,0 MPa), siempre que se laven adecuadamente con agua las válvulas.

– La armadura debe ser preferentemente tubular. En obras provisionales pueden utilizarse tubos reciclados provenientes de perforaciones petrolíferas, pero en obras permanentes conviene utilizar tuberías nuevas. La calidad del acero es, pues, variable (límite elástico de 300 a 700 MPa).

– La armadura debe colocarse con centradores.

- Las lechadas deben tener una relación agua/cemento de 0,5/1,0 a 1/1.
- Los morteros deben tener una dosificación del orden de 1 (Arena): 1 (agua) : \_ (cemento), variando de 0,5 a 0,7, con resistencia a los 28 días superiores a 25 MPa.
- La armadura debe quedar protegida por el relleno e inyección. El volumen de ese relleno puede ser del orden de 1,5-2,0 veces el volumen teórico de perforación. Si hay inyección repetitiva el volumen de lechada utilizado puede ser de 2 a 20 veces el teórico. Este volumen de idea de la calidad del material atravesado pero conviene limitarlo, generalmente, a 3 veces el volumen teórico del micropilote.
- La armadura puede reforzarse con redondos soldados, lo cual suele ser conveniente en la parte superior de los micropilotes, cuando se tiene que aumentar su adherencia a cimentaciones antiguas a realizar. También puede añadirse un redondo en el interior de la tubería (con centradores) pero ello obstaculiza la inyección. Es preferible utilizar sólo tubería como armadura.

## 2.- DISEÑO A CARGA AXIL.

Habitualmente se hacen las siguientes hipótesis, a la hora de diseñar los micropilotes bajo carga axil:

- Se supone que el fuste tiene forma cilíndrica de diámetro constante e igual al nominal de perforación, aunque se hayan inyectado volúmenes mayores.
- La carga exterior es resistida por un rozamiento-adherencia a través del contacto terreno-lechada-mortero.
- El rozamiento a través del mortero-lechada carga a la armadura, que es la que absorbe, en definitiva, la carga exterior.
- La resistencia por fuste,  $Q_F$ , es predominante sobre la de punta,  $Q_P$ .
- Para determinar la resistencia de fuste puede utilizarse la expresión.

$$Q_F = \sum_{i=1}^n \pi \cdot D \cdot L_i \cdot F_{si}$$

$L_i$  = Longitud de cada terreno atravesado (n capas)

$F_{si}$  = Resistencia unitaria por fuste, en cada terreno.

- La resistencia por punta,  $Q_P$ , puede determinarse con:

$$Q_P = \frac{\pi D^2}{4} q_p$$

$Q_p$  = Resistencia unitaria por punta.

$$Q_F \gg Q_P$$

- A veces se llega a despreciar la resistencia por punta, pero ello no supone que el micropilote no deba de introducirse adecuadamente en un estrato competente (al menos 6-10 diámetros). En este estrato, como mínimo, se tomará la resistencia por fuste

En base a estas formulaciones típicas pueden hacerse dos tipos de cálculos.

• CLÁSICO (Fig. 1):

- EL ESFUERZO DE SERVICIO SE UTILIZA SIN MAYORAR ( $Q_{SERV}$ )
- EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD SE APLICA, FUNDAMENTALMENTE, A LA RESISTENCIA DE FUSTE:  $f_s/F$
- EL VALOR DE F PUEDE SER DEL ORDEN DE 1,7. SI SE HACEN INYECCIONES REPETITIVAS, PUEDEN TENERSE EN CUENTA CON COEFICIENTES F MINORADOS POR 1,2 a 2,0 VECES.
- EL VALOR DE  $f_s$  PUEDE TOMARSE DE LOS ABACOS DE BUSTAMANTE (1986). EN LA FIG. 1 PUEDE VERSE UN RESUMEN DE ESTOS VALORES.
- ES NECESARIO COMPROBAR EL TOPE ESTRUCTURAL DE LA SECCIÓN DE ACERO. SE PUEDE CONSIDERAR QUE EL ACERO PUEDE TRABAJAR A TENSIONES MEDIAS ALTAS (350-400 MPa) COMO MÍNIMO DEBE TENERSE UN COEFICIENTE DE SEGURIDAD RESPECTO AL LÍMITE ELÁSTICO DEL ORDEN DE 1,10-1,15.

• TENDENCIA ACTUAL:

- SE HACE UNA MAYORACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN SERVICIO, ( $F_M = 1,2-1,6$ )

$$Q_{MAY} = Q_{SERV} \times F_M$$

- SE DETERMINA LA ADHERENCIA ADMISIBLE DEL TERRENO

$$R_{ADM} = \frac{C'}{F_c} + \frac{\sigma' \operatorname{tg} \phi'}{F\phi} \quad (\sigma' = \sigma'_t + \sigma_{aplic})$$
$$F_c = 1.25 - 1.60 \quad ; \quad F\phi = 1.25 - 1.35$$

- SE COMPRUEBA EL TOPE ESTRUCTURAL

$$T_e = \left( \frac{0.85 \times A_c \times R_c}{1.5} + \frac{A_{arm} \times R_{arm}}{1.15} \right) \cdot \frac{I}{F} \quad ; \quad F = 1 - 1.5$$

- LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES RESULTAN SER:

- MAX:  $1.6 \times 1.6 \approx 2.56$
- MIN:  $1.20 \times 1.25 \approx 1.50$

- EN ESTE TIPO DE ANÁLISIS NO SE INCLUYE EL EFECTO DE LA INYECCIÓN

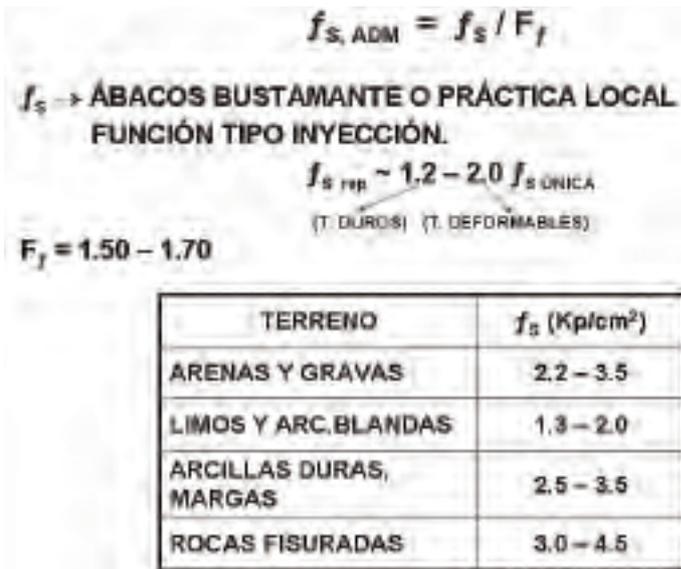


Fig.: 1- Métodos empíricos para la adherencia

Como se ve en la Fig. 1 las resistencias por fuste admisibles varían entre 1,3 y 4,5 Kp/cm<sup>2</sup>, según lo recomendado por BUSTAMANTE y nuestra experiencia propia, en función del tipo de terreno. En rocas fisuradas conviene una inyección repetitiva y por eso se puede trabajar con adherencias de fuste admisibles del orden de 3,0-4,5 Kp/cm<sup>2</sup>. Sin embargo en limos y arcillas blandas el efecto de la inyección repetida es pequeño y la adherencia admisible suele tomarse entre 1,3 y 2,0 Kp/cm<sup>2</sup>.

En la Fig. 2 se han reproducido los resultados obtenidos en cuatro pruebas de carga de micropilotes en terrenos muy diversos: gravas y margas, arcillas rígidas, calcarenitas y rocas coralinas. Como se aprecia la deformabilidad del terreno es muy diferente y se llegan a obtener asientos entre 5 y 30 mm (asientos del 0,5 al 12 % del diámetro nominal), siempre con un grado de plastificación del terreno muy bajo, ya que se recupera más del 90 % de la deformación inducida. En esa figura también se indica la adherencia de fuste ( $f_s$ ) movilizada para la máxima carga aplicada: Del orden de 5-6 Kp/cm<sup>2</sup> en gravas y margas, y del orden de 1,5 a 2 Kp/cm<sup>2</sup> en los otros casos. Si consideramos limitado el asiento al 5 % de diámetro, como máximo (es decir que no sobrepase un asiento de 10-11 mm) las adherencias de trabajo estarían en 3 Kp/cm<sup>2</sup> en el caso de gravas, lo que coincide bien con lo recomendado en la Fig. 1 y en los casos de arcillas rígidas estarían en el orden de 1,5 - 2,0 Kp/cm<sup>2</sup>, que también está en el orden de lo indicado en la Fig. 1.

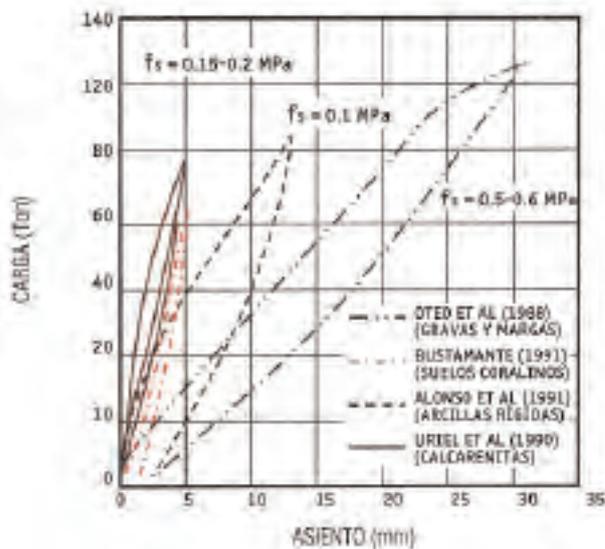


Fig.: 2- Resultados de algunas pruebas de carga en micropilotes (Oteo, 2001)

### 3.- RECALCES.

#### 3.1.- Carga axial.

Los micropilotes nacieron como una técnica sencilla para poder recalzar estructuras dañadas y sensibles, a fin de poder introducirse en edificios y actuar en su interior, o facilitar el acceso a zonas de reducidas dimensiones y que sólo pudieran soportar cargas pequeñas (máquinas ligeras).

Al principio eran diámetros pequeños de perforación ( $\varnothing$  100 a 125 mm) y de inyección única, con máquinas muy ligeras, armadas con 2-4 redondos ( $\varnothing$  12 a  $\varnothing$  16 mm), con máquinas que perforaban a rotación y refrigeración por agua. Actualmente, ya se llega a  $\varnothing$  200-250 mm sin problemas con manguitos para inyección repetitiva, armadura tubular ( $\varnothing_{\text{ext}}$  80-125 mm, con espesores de 6-12 mm), con máquinas a rotación (refrigeradas por aire o agua), e incluso de perforación con barrena. Se ha pasado de considerar los micropilotes como una forma de tratar el terreno bajo los cimientos (aunque atravesándoles), para lo que se hacían redes de micros, de pequeña capacidad portante (12-16 T) a manera de "raíces" (de ahí el nombre de "pali-radie", pilote-raíz), a utilizarse de forma individual y separada y aplicarles cargas de hasta 100 T, armados exclusivamente con tubos y no con redondos.

En las figura nº 3 adjunta se indican algunos tipos de soluciones de recalce inicial (red de micros).

En los casos más habituales de recalces, el micropilote trabaja principalmente por carga axial, generalmente a compresión. Pero puede trabajar en algún caso a tracción, a manera de anclaje. En ese caso resulta válido lo anteriormente comentado sobre el cálculo a compresión (resistencia por fuste). Pero si puede verse sometido a esfuerzos de compresión y tracción, alternativamente, la resistencia de fuste debe tomarse un 70 % de la indicada para sólo compresión

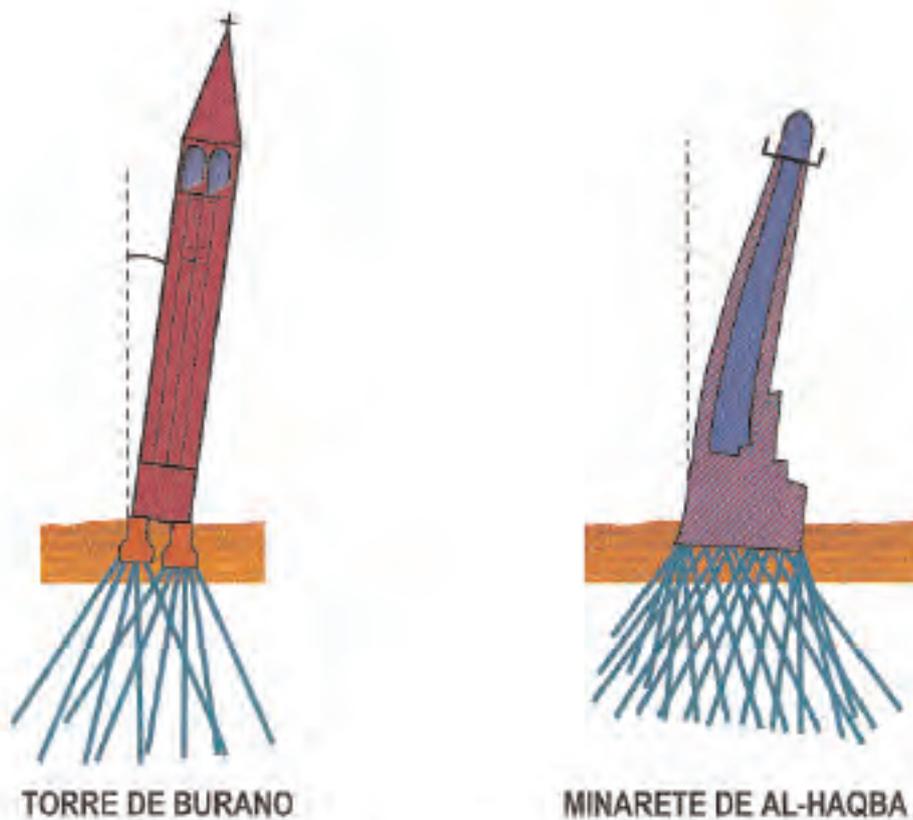


Fig.: 3- Ejemplos clásicos de recalces con redes de micropilotes

### 3.2.- Conexiones en recalce.

Para que la estructura transmita su carga a los nuevos micropilotes se necesita dos cosas:

- Que los micropilotes estén conectados a la antigua cimentación, bien por adherencia, bien a través de una nueva cimentación unida a la antigua.
- Que se produzca un incremento de movimiento de la cimentación antigua con respecto al punto de apoyo de los micros, a efectos de que, gracias a la diferente rigidez, los micros absorban la carga de la estructura. Ello implica incrementos de asiento del orden de 12-16 mm, como mínimo.

Lo más clásico ha sido atravesar las zapatas antiguas con los propios micropilotes, confiando a la adherencia lechada-hormigón antiguo la posibilidad de transmisión de esfuerzos. La adherencia,  $\sigma_{adm}$ , debe de cumplir (Fig. 4)

$$\sigma_{adm} \times \pi \times D \times L \geq P_{serv}$$

en que D es el diámetro de la perforación, L, la longitud de zapata atravesada y  $P_{serv}$  la carga de trabajo del micropilote. El valor de  $\sigma_{adm}$  suele ser del orden 300-600 KN/m<sup>2</sup> y puede ser del orden de un veinte por ciento de la resistencia característica del hormigón de la zapata.

En edificios antiguos ni  $\sigma_{adm}$  ni L son, muchas veces, suficientes para cumplir esta condición. Entonces cabe acudir a varias soluciones (Fig. 4, 5 y 6):

- Construir una nueva zapata sobre la antigua, a fin de, aumentando L, conseguir la adherencia adecuada.
- Aumentando la superficie de adherencia, bien gracias a barras soldadas al micropilote en su parte superior o soldando aletas de conexión (Fig. 5). Esta última solución es más propia de encepados por encima de la zapata a recalzar o de cimentaciones nuevas.
- Construyendo nuevas zapatas que rodeen la antigua (Fig. 6). La transmisión de cargas puede hacerse ampliando la nueva zapata por debajo de la antigua o bien mediante pasadores que cosan las nuevas y antiguas zapatas.

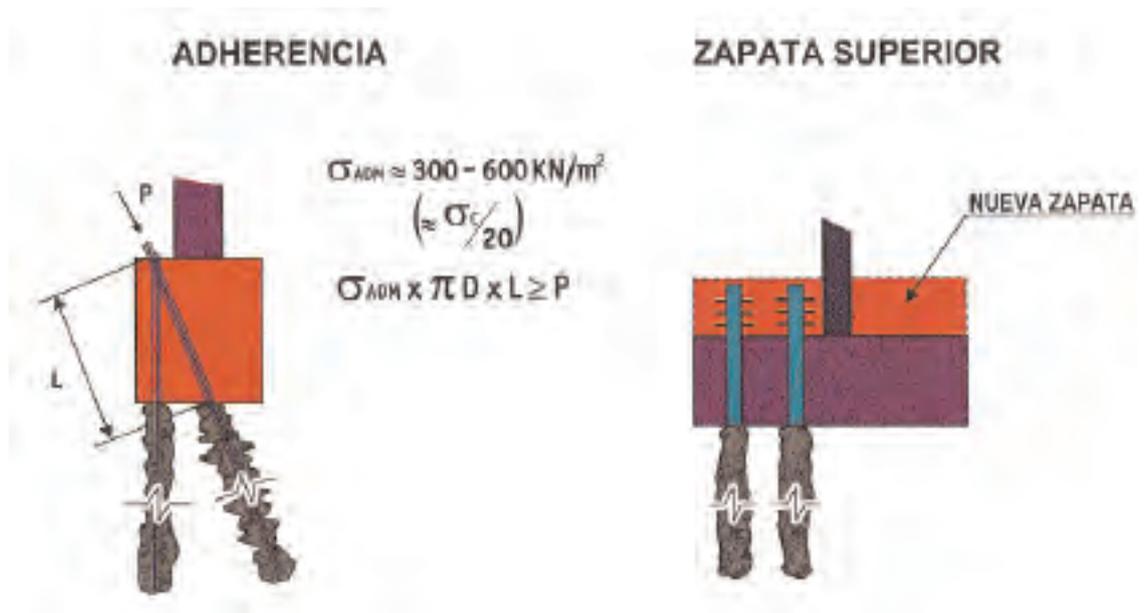


Fig.: 4- Conexiones en recalces

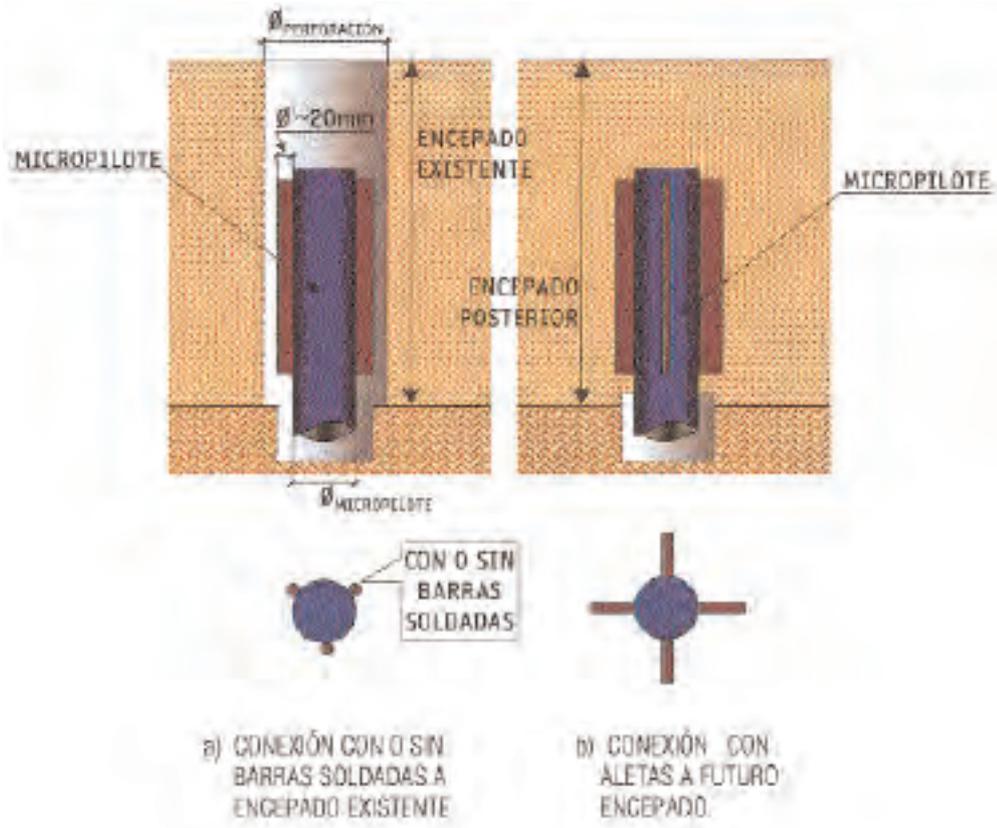


Fig.: 5- ejemplo de conexiones de micropilotes a encepados (Oteo, 2001)

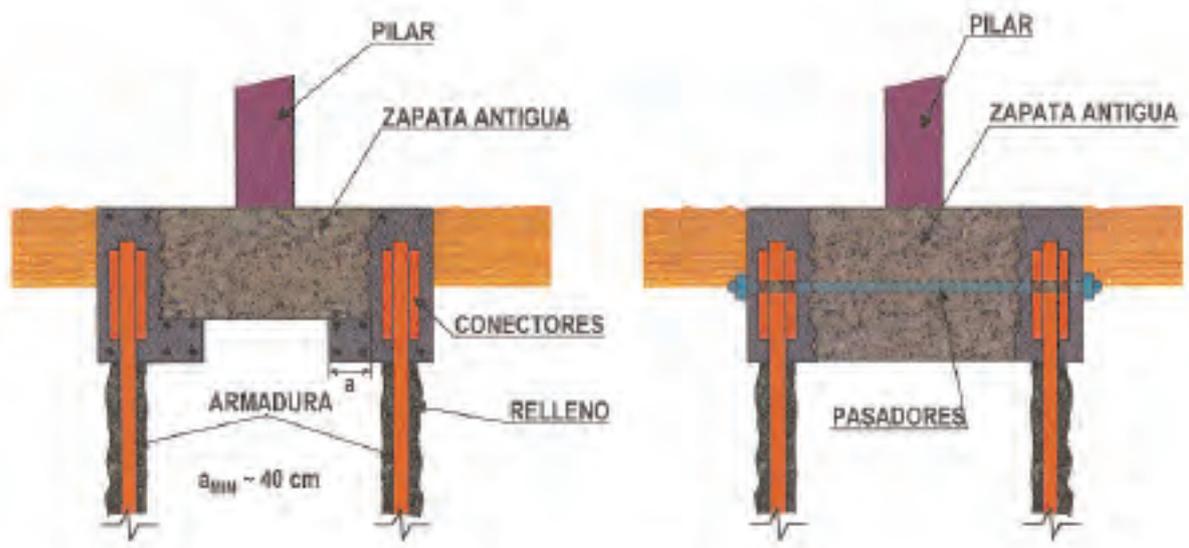


Fig.: 6- Recalce con zapatas envolventes

#### 4.- TRABAJO A FLEXIÓN.

El micropilote es una buena solución para conseguir prebóvedas en túneles, realizando una o varias coronas de micros, separadas 40-50 cm entre sí (con separaciones análogas entre micros de una misma corona).

Se pretende, así, conseguir una protección al avance del túnel (en el caso de métodos convencionales de excavación, Nuevo Método Austríaco, etc), en casos en que se teman problemas de desprendimiento o en el que se puedan producir desequilibrios tensionales con inestabilidades de frente. Se consigue, con las coronas de micros, que estos resistan, a flexión y temporalmente, la presión vertical del terreno en cada avance, quedando sujetos hacia atrás por el sostenimiento ya construido y, por delante, por un empotramiento conseguido por longitud de micro ya inyectada. Si el avance lo necesita deben ir haciéndose “coronas” o “paraguas” sucesivos, con un intervalo común de superposición de coronas de unos 3 m.

En los emboquilles de túneles es habitual disponer “paraguas” de este tipo para permitir la perforación de los primeros 15-20 m de túnel, tanto para absorber el peso del terreno por encima del túnel como para intentar cortar la posible superficie de deslizamiento que puede producirse en el talud de emboquille, al decomprimir su pie con la excavación. Estos micros deben estar unidos por una viga de atado que se sitúa en el talud de emboquille.

En la Fig. 6 se presentan unos esquemas del caso de paraguas de emboquille o de paraguas de interior, con el esquema habitual de cálculo: pieza prismática biempotrada que soporta la presión del terreno (que debe considerarse repartida en una anchura al menos igual a 2 veces el diámetro del micro), con una longitud a flexión  $L_2$ , que en función de la longitud elástica,  $L_e$ , del pilote, cuya expresión puede verse en dicha figura. Como no puede considerarse un biempotramiento perfecto se considera que, para el cálculo del momento flector, debe tomarse un valor intermedio entre el biempotramiento y el biapoyo.

Actualmente se están empleando en túneles, “bulones” autoperforadores, con inyección en punto o con tubo metálico con válvulas (para garantizar la inyección en toda la perforación), tanto en paraguas de avance como para anclar el sostenimiento en la parte baja de la bóveda, antes de excavar la destroza. Estos “bulones” llegan a ser, realmente, micropilotes trabajando a flexión (paraguas) o tracción (anclaje de bóvedas), de los que sólo se diferencia en que se instalan con un jumbo de perforar taldros para voladuras o bulones.

También pueden utilizarse micropilotes para pantallas de contención de tierras, perforándolas a una distancia, entre ejes, del orden de 2-3 diámetros, con una viga de atado en cabeza. Si es necesario (y generalmente lo es para excavaciones de más de 5-6 m de altura), pueden anclarse bien en la viga de cabeza y/o en varios niveles, utilizando vigas metálicas de arriostramiento. Con este sistema se han resuelto emboquilles de túneles en materiales semi-rocosos y accesos dificultosos y la realización de nuevos sótanos en el interior de edificios.

#### 5.- UTILIZACIÓN EN ESTABILIZACIÓN DE TALUDES (TRABAJO A CORTANTE Y FLEXIÓN).

El uso de micropilotes para auxiliar en las labores de estabilizar taludes, tanto de desmonte como de terraplén se ha extendido considerablemente (Ver Fig. 8).

En Andalucía, a raíz de las lluvias de los inviernos de 1996-97 y 1997-98, se han utilizado masivamente, tanto para estabilizar deslizamientos de terraplenes a media ladera (barreras de micros de diferentes inclinaciones, unidos por una viga de hormigón armado que se sitúa en la cabeza del talud del terraplén, ver Fig. 9), como en taludes naturales, incluyendo varias barreras de micros a diferentes alturas del talud.

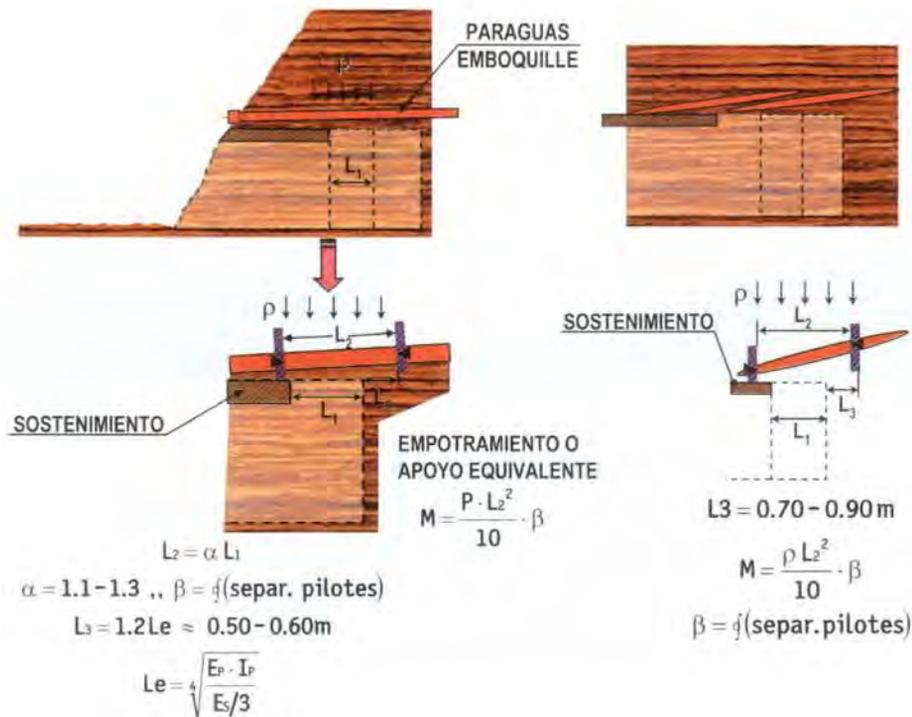


Fig.: 7- Trabajo a flexión

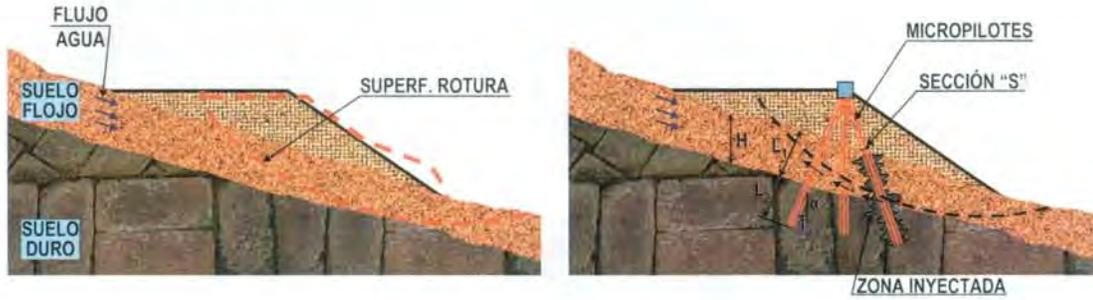
Esta solución tiene límites claros que se indican en una de las figuras adjuntas (Fig. 8).

En la tabla adjunta (tomada de T. Murillo, 2002) se incluyen algunos datos de resistencia a cortante y flexión de diversos tipos de micropilotes.

Diámetro de perforación (mm)	125	125	150	169	180
Armadura (diámetro ext x espesor en mm)	73 x 5,5	89 x 6,5	114 x 7	127 x 9	139 x 9
Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	66,9	144,2	338,2	584,1	780,2
Límite elástico (MPa)	500	500	500	500	500
Resist. A cortante (T)	21,43	30,96	43,24	61,31	67,55
Momento flector máx (mT)	0,92	1,62	2,97	4,60	5,61

Se incluyen algunas figuras de algún "cuaderno de campo" del autos de estas páginas (Fig. 10 y 11), en que se esquematiza el problema y la solución recomendada, correspondiente a terraplenes inestables sobre media ladera, al sur de España. También se muestra unas figuras en que se aprecia como se ha utilizado la técnica de elementos finitos para el cálculo de pilotes en estos casos (Fig. 12 y 13). Para tener una idea de los esfuerzos sobre los micros en problemas de este tipo, puede considerarse

el grupo de micros como una pantalla empotrada a 1,1 veces la longitud elástica del sistema suelo-pilote, por debajo de la línea de rotura supuesta.



- SECCIONES MÍNIMAS:  $S = 10 - 20 \text{ cm}^2$
- INYECCIÓN CON VÁLVULAS O MANGUITOS (50-60% LONG. DESDE PUNTA)
- H LIMITADA : 8 - 9 m (MÁX)
- $L_2$ , EMPOTRAMIENTO : 5 - 7 m (MÍN)
- $\alpha$  : 2.5 - 3.5

Fig.: 8- Trabajo a cortante y flexión

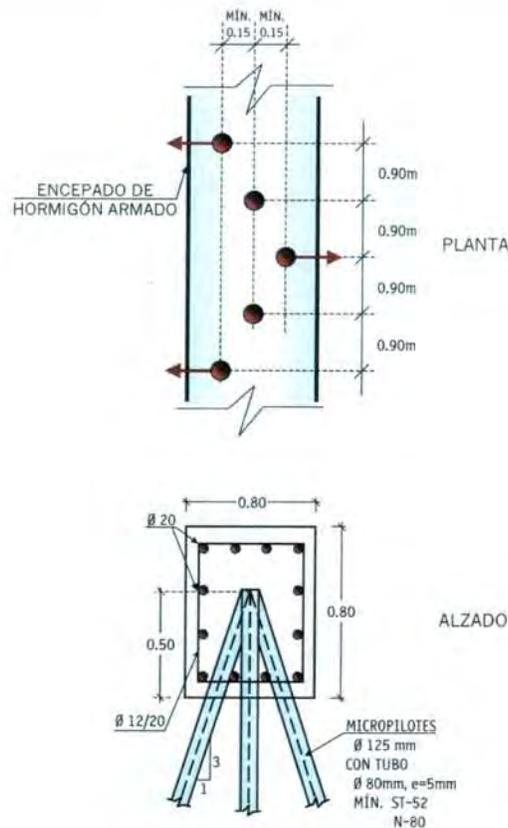


Fig.: 9- Encepado tipo de barreras de micropilotes contra deslizamientos

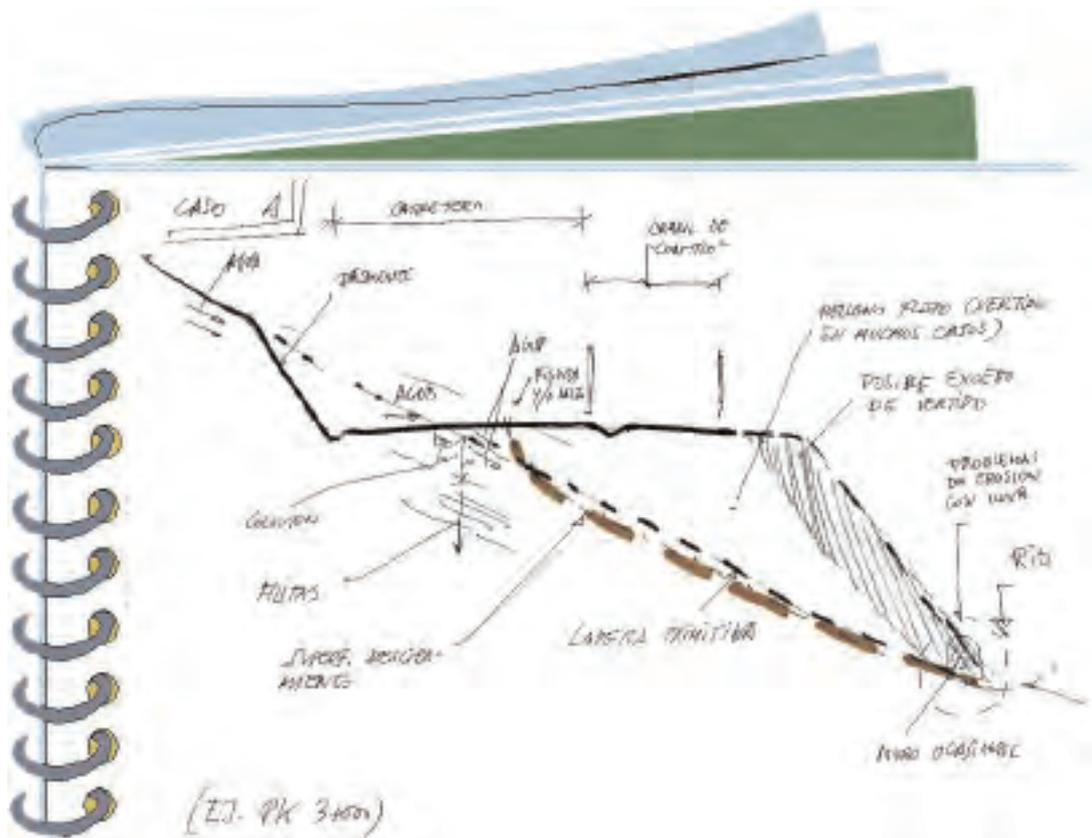


Fig.: 10- Cuaderno de campo esquematizando el problema de inestabilidad de un terraplén a media ladera

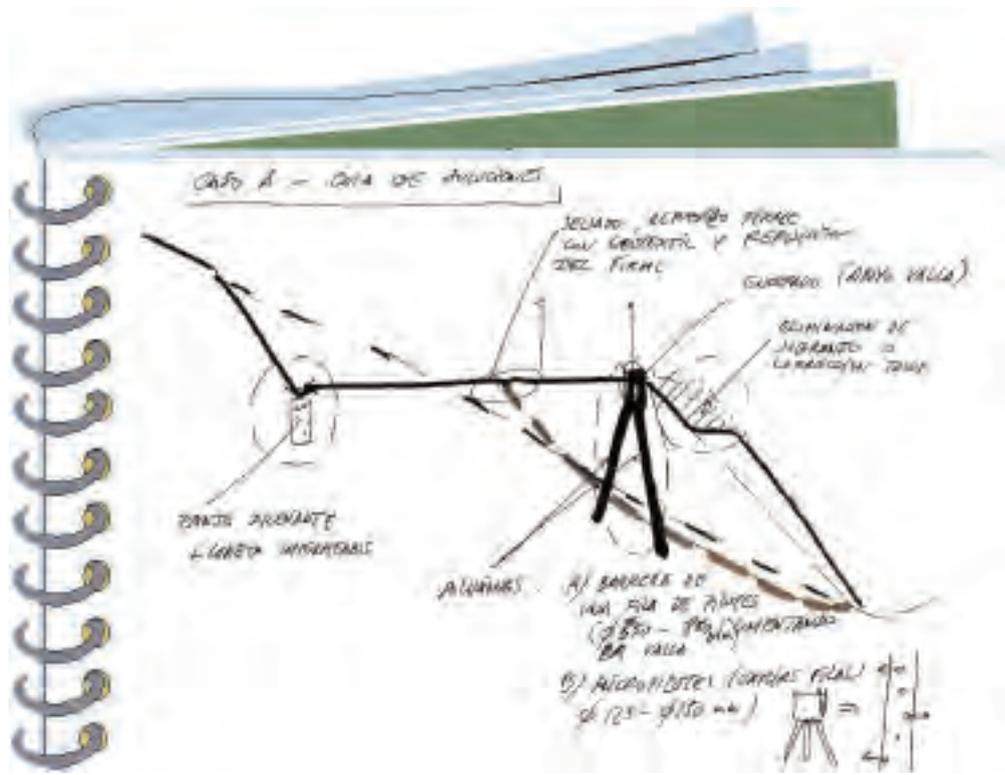


Fig. 11- Cuaderno de campo con la solución al problema de la Fig. 10

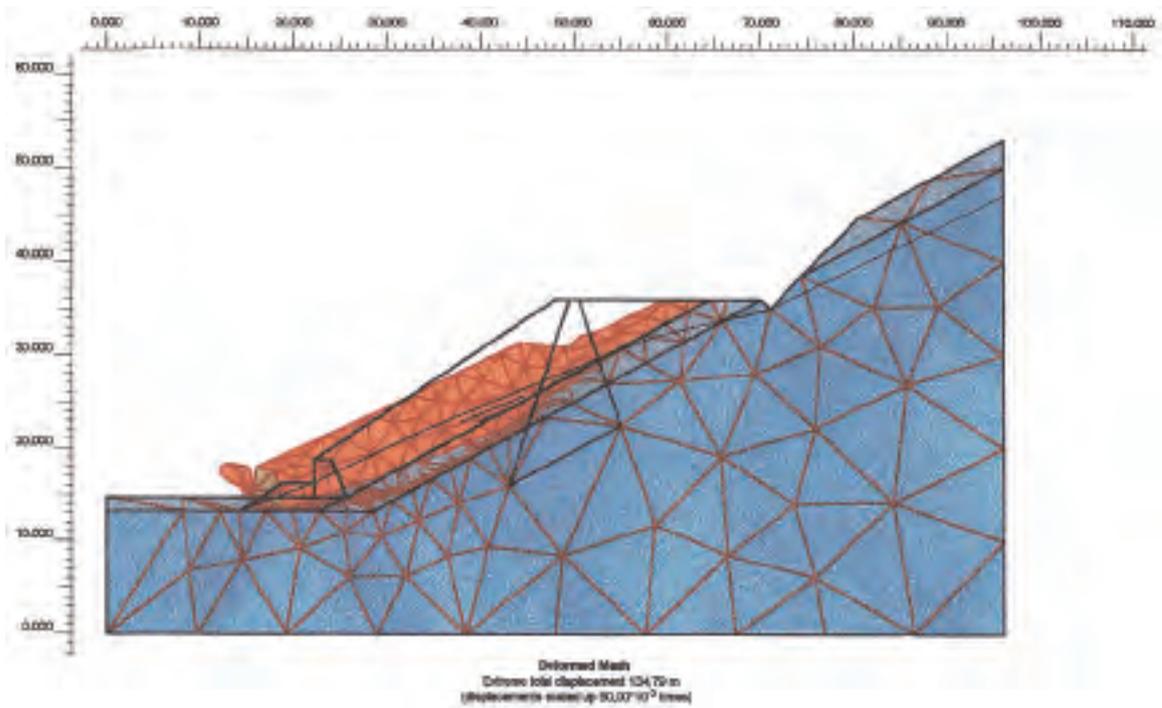


Fig.: 12- Detalle de la malla para la utilización del código plaxis para simular la rotura de un terraplén a media ladera

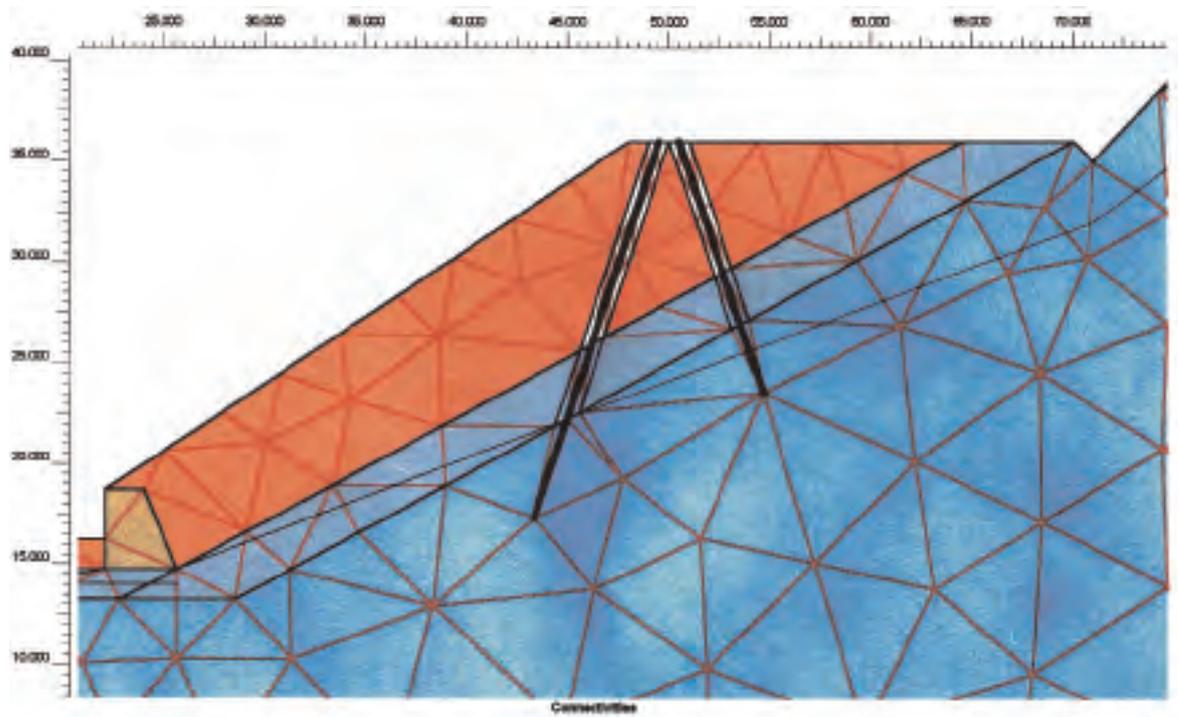


Fig.: 13- Detalle de la malla para la utilización del código plaxis en el análisis de esfuerzos de micropilotes cosiendo el contacto de un terraplén sobre una ladera esquematizada en la fig. 12 (Oteo, 2001)

## 6.- REFERENCIAS.

- BUSTAMANTE, M. (1986) “Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados”. Traducido del francés. Boletín de Información del Lab. de Carreteras y Geotecnia nº 174, pp 3-23.
- MURILLO, T. (2002) “Paraguas de micropilotes en la construcción de túneles”. Ingeniería del terreno. Ingeoter 1, Ed. Carlos López Jimeno. Cáp. 13, pp 329-350.
- OTEO, C. (2001) “Pilotes de extracción”. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 1ª Sesión. Pilotes para edificación. Madrid.

# MESA REDONDA SOBRE DISEÑO

**Moderador:** D. Vicente Cuéllar (SEMSIG)

**Miembros de la mesa:** Mr. Michel Bustamante (LCPC)  
D. Carlos Oteo (UPM)

El moderador, **D. Vicente Cuéllar**, invita a los dos ponentes a iniciar la mesa redonda y da paso al turno de preguntas. Invita a realizar primero las preguntas dirigidas a D. Carlos Oteo, pues éste tiene que abandonar el coloquio.

**D. Ángel Novillo (RODIO):** Quería hacer tres preguntas a cualquiera de los dos. La primera: ¿qué tipo de empalmes aconsejarían para las tuberías de micropilotes?. El segundo tema es: como vamos ya cada vez a micropilotes de mayor capacidad y mayor longitud, ¿qué pasa con el pandeo?, ¿se tiene en cuenta?. Y la tercera pregunta es: ¿qué criterios de durabilidad debemos tener para los micropilotes?, si hay algún criterio.

**D. Carlos Oteo (ponente):** Yo te voy a contestar, por ejemplo, a la pregunta del pandeo. Sí se tiene en cuenta, o se puede tener en cuenta. Hay fórmulas, en el libro "Geotecnia y Cimientos III" tienes algunas de ellas. Normalmente es difícil que un pilote, metido todo en el terreno, pueda pandear. Generalmente el pandeo empieza a ser crítico cuando tiene una parte exenta, una parte importante. Ahora, tienes cierta razón: hay una carga vertical y una sección de acero, y hay que comprobarlo. Pero en cuanto lo compruebes verás que muy rara vez existe pandeo. Para carga excepcional sí debe hacerse una primera comprobación. Fíjate que en las pruebas de carga, que normalmente además alcanzan cargas más elevadas que las de servicio, yo no recuerdo en ningún sitio haber leído, ni las que yo he hecho ni las que he visto o leído, nunca he visto que haya un problema de pandeo. En karst es otra cosa. En agujeros, si hay una longitud libre dentro del terreno, puede haber pandeo porque hay longitud libre, ya no hay terreno. Eso se obvia o bien rellenando parte de la caverna, que es lo que se suele hacer, o utilizando secciones más grandes para tener en cuenta ese agujero. Lo malo del karst es que el tamaño del agujero no lo sabes hasta que haces los micropilotes. Los sondeos te dan un indicio de que hay agujeros, pero las cavernas de verdad es cuando haces los micropilotes, y en ese momento es cuando te das cuenta de que hay cinco metros de agujero o uno. Pues si tenemos que tener en cuenta ese pandeo, y si solo puede ser tres metros, ya tenéis que meter algún taladro y rellenarlo de mortero para que no tenga esa longitud libre.

**D. Vicente Cuéllar (moderador):** Michel, ¿Puedes contestar la pregunta sobre los empalmes?

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Voy a contar lo que hacemos, no sé si lo hacemos bien. Para la conexión de los tubos empleamos dos sistemas: lo hacemos con manguitos, con roscas, pero son manguitos exteriores. O lo que se hace también, se emplea lo que llamamos en francés "mamelon", que es una pieza interior con rosca. Lo que es importante también es la resistencia de los manguitos y de las roscas: hay que calcularla. Hay también un problema muy importante que subrayó Carlos: es el problema de la procedencia de los aceros. Con los tubos, yo diría, no hay problemas, pero cuando se trata de fabricar estos manguitos, ya vienen aceros de los cuales no se conocen las procedencias. Y en este proyecto del TAV en Bélgica, que es un proyecto mayor, todo era perfecto pero ya los manguitos de conexión no aguantaban. Antes hay que hacer pruebas de resistencia clásicas de laboratorio.

¿Qué es lo que hacemos para el problema de la durabilidad, de la perennidad? Somos muy pragmáticos y aplicamos normas para las construcciones metálicas. Pienso que en todos los países tenéis cuadros, diciendo "estamos en un terreno agresivo, medio agresivo; y se pierden tantos milímetros al año, por lo que en diez años...", y es lo que se aplica. Pienso que estamos en una situación buena,

porque alrededor de ese acero tenéis el mortero o tenéis la lechada, que es el cemento. Yo diría que es el mismo problema del hormigón armado. Ejemplos de durabilidad: ya tenemos micropilotes que tienen veinte, treinta años. Se comportan bien, pensamos, porque lo que es favorable es que no están pretensados. El problema del pretensado del acero es un problema bastante complicado. Bueno, con los micropilotes es lo que hacemos. Ya veremos si lo hacemos bien. Hay que ser pragmático, como con las medicinas. Y para las barras hay conexiones ya, que están fabricadas, pero conocéis ¿no?: la dywidag, por ejemplo.

**José Lencina (Intecsa UHDE):** Yo quería preguntar básicamente dos cuestiones que pueden estar relacionadas: ¿se ha tenido alguna experiencia en ejecutar micropilotes, en vez de con lechada de mortero, con hormigón armado con una cierta fluidez? y en cuanto a la armadura, ¿sustituir una armadura que aparentemente es tubular por una armadura corrugada? Y la segunda pregunta es en cuanto al cálculo sobre el tope estructural que se está utilizando ¿Se está utilizando la fórmula como si fuera un hormigón armado y en realidad estamos echando una lechada de cemento con una armadura de alguna manera lisa? Esas dos preguntas: una parte en la ejecución y otra en el cálculo.

**D. Carlos Oteo (ponente):** Es que ¿qué es hormigón y qué es mortero? Los que entienden de esto son los que se dedican a esos materiales, pero para mí llega un momento en que hay muy poca diferencia. Estaría más en el tamaño de los áridos y, por supuesto, si estamos hablando de diámetros de este calibre el árido no puede ser grande. Es decir, que corresponde más al tamaño mortero, y es lo que pedimos normalmente, lo que nos proporcionan para meter ahí: o lechada, que la fabricamos normalmente en la obra, o si es mortero, que suele pedirse que venga preamasado, las granulometrías son pequeñas, el tamaño máximo es pequeño. Y hablar de eso como hormigón, desde luego no lo he visto nunca. Ahora, en un micropilote de este tamaño [gesto con las manos, indicando diámetro grande], ya es otra cosa. Pero si también tienes que hacerlo fluido, tampoco te interesa un diámetro grande, y entonces se parece más al mortero. Es decir, que hablamos de hormigón pero yo jamás te diría que hubiera empleado hormigón.

En cuanto al tope estructural, esas formulitas que hemos sacado está tratado un poco como hormigón armado, pero las resistencias no son las de hormigón armado, son las que debe haber de lechada o mortero y el acero. Pero también, como tienes que tener en cuenta la adherencia exterior, todo eso se compensa y el que haya unos resaltes o un corrugado... Ya te digo que en España casi todos se arman con tubo, entonces pensar en tubo corrugado... es liso. Las armaduras ya nos ha enseñado Michel que en Francia algunas veces sí se usan. En España, cuando he visto armadura es dentro del tubo, con lo cual... que sea corrugada es mejor, pero ya es un refuerzo supletorio. Estamos usando principalmente el tubo, y el tubo es liso.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** La pregunta es muy buena: el problema del cálculo estructural. Porque siempre hay que hacer un cálculo estructural con la conexión con las estructuras. Lo que se hace es lo que en francés llamamos (no sé si alguien puede traducirlo) "tour de pass-pass" [arte de birlibirloque, truco de magia]. Y es una cosa muy discutible, pero es lo que hacemos. Desde el punto de vista de la estructura se tiene en cuenta el acero: corrugado o no, es el acero. Pero desde el punto de vista del aguante respecto al terreno ya se coge el diámetro del bulbo. Y entonces se hace la hipótesis de que la adherencia del acero al mortero o a la lechada es excelente. Si se emplean barras corrugadas no hay ningún problema. Se pueden encontrar ensayos de laboratorio de resistencia de barras corrugadas; que es una barbaridad, es muy alta. Si se utilizan tubos, ya siempre se tienen los manguitos, y los manguitos actúan como corrugaciones. Eso francamente no se calcula, y no se calcula porque no hemos tenido problema por esta parte, pero para calcular el aguante se toma la fricción y se dice que la adherencia es perfecta. Y vivimos con esto y vivimos bastante bien... aún, ya veremos. [Risas].

**D. Pedro Sola (Geocisa):** Quería decir, con lo que estabais comentando, tanto de la durabilidad como de la resistencia estructural, que es muy importante garantizar la continuidad del micropilote. Si no se arma con tubo, el riesgo es mucho mayor de que se pueda cortar la sección del pilote en un momento determinado. Tanto en Francia como en algún otro país, en el cálculo del tope estructural ¿conocen que se tenga en cuenta la forma de hacer la perforación? Es decir, si se hace una perforación prote-

gida por un tubo recuperable, o se hace con lodo, o se hace sin protección... que tenga en cuenta ese riesgo que hay de que no quede continuamente hormigonado el micropilote o protegida la armadura.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Sí, este es otro problema bastante complicado y hay que estudiar caso por caso, pero es un problema que se estudia. ¿Tener en cuenta la técnica de perforación?, sabemos tener en cuenta la inyección, el tipo de inyección. Sabemos que con inyección a través del tubo de manguito las fricciones son mucho más altas, y es la razón por la cual hemos trabajado sobre pilotes instrumentados, para medir esta fricción.

**D. Pedro Sola (Geocisa):** Eso sería más para la fricción en el bulbo. Yo te preguntaba más en cuanto al cálculo de la resistencia estructural.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Francamente, no hemos trabajado sobre este problema. Bueno, hay muchas cosas que no sabemos ¿eh? Queda mucho trabajo para los jóvenes. Pero yo diría que parecen, hoy día, problemas secundarios. Se trabaja con gente competente, que conoce el trabajo, puede seguir las cosas, puede observar... La última prueba hoy día es la prueba del ensayo en escala natural. Cuando se hacen proyectos importantes, hay que hacer una serie de... y es lo que está prohibido por las Normas francesas. Hay que hacer una prueba de ensayo o dos o tres, ya se discute, para comprobar todos estos problemas que están en la oscuridad.

**D. José Blanco (ingeniero consultor):** Yo le preguntaría al profesor Bustamante que, basado en su gran experiencia, nos dijera, en esta época de tanto empleo de los micropilotes, donde algunos, quizá por edad o por experiencia siempre hemos pensado que donde se puedan emplear los pilotes clásicos con sus grandes diámetros (yo siempre he pensado que donde esté un buen pilote, cuanto más grande mejor) hoy día yo me he encontrado también con obras de nueva planta en las cuales ya no se emplean solamente en recalces y en obras especiales, sino que directamente se proyecta en micropilotes. Quería conocer un poco el criterio o lo que nos pueda contar sobre sus realizaciones que tengan que ver con esto, es decir: se siguen empleando obviamente los pilotes, pero los micropilotes cada vez se emplean más, incluso en obras nuevas. En fin, que comentara un poco este sitio intermedio en los cuales se pueden emplear incluso pilotes y micropilotes.

**D. Vicente Cuéllar (moderador):** La cuestión es que hay una frontera intermedia entre el uso del pilote y el micropilote. El micropilote normalmente lo hemos utilizado siempre como técnica de recalce, pero la pregunta que él dirige es que él observa que cada vez se utiliza más como técnica de cimentación directa. Entonces hay un área intermedia entre el uso del pilote y el micropilote y a él le gustaría saber tu opinión sobre el futuro que tiene el desarrollo del micropilote como técnica directa de cimentación.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Sobre el futuro yo no me puedo pronunciar. Cómo van a desarrollarse los pilotes, los micropilotes o si vamos a cimentar la mayoría de las obras sobre micropilotes en un futuro próximo, francamente no lo sé. Ya no veo el límite, es una cosa de oportunidad. Le voy a dar un ejemplo: estamos trabajando ahora en un proyecto en París, en un puente muy viejo que fue construido durante la época de Napoleón III, en 1864. Es un puente de ferrocarril con mucho tráfico. Fue destruido en la guerra contra los prusianos, en 1870, después lo destruyeron los franceses en 1940 y después los alemanes. Sabemos que las cimentaciones de este puente están en un estado muy malo. Sabemos que hay grietas, que los hormigones de caliza están en un estado muy malo. Y ahora hay que hacer otro puente muy cerca, un desdoblamiento, a unos 50 centímetros del existente. Y sabemos que alrededor del viejo puente hay muchos pilotes de madera que sirvieron durante la construcción y la reconstrucción, es un lío terrible. Y estos días las empresas están haciendo ofertas. Hay que hacer pilotes. Algunos están proponiendo pilotes de gran diámetro, clásicos, perforados, de 1.500 mm. Hacer pilotes cerca de un puente que está en un estado de equilibrio muy discutible es difícil, pero hay otra razón: para hacer en el río pilotes de diámetro grande hay que hacerlo con máquinas perforadoras que son muy pesadas, de ochenta o cien toneladas. E instalar estas máquinas en el cauce del río cuesta un precio terrible, porque estamos en París y hay que hacer plataformas. También había el problema de la presencia de este puente que está en un estado muy malo. Lo que se propuso: micropilotes. Es una técnica más flexible, más suave, menos agresiva y se puede hacer en el

cauce con máquinas perforadoras de ocho toneladas, y los precios bajan. La decisión es coger micropilotes perforados, porque el contexto es muy particular y también por el precio. Se presentan empresas con soluciones de micropilotes muy interesantes, que son buenas y justificadas y que son más baratas. Hay otras ocasiones, en las cuales los micropilotes pueden ser un poquito más caros, y se cogen porque hay condiciones alrededor que son muy peligrosas para hacer los trabajos, depende. Es muy difícil decir que hay un límite, pero lo que hay que recordar es que sabemos hacer micropilotes haciendo pequeños taladros, perforaciones. Eso es muy importante porque hacer un taladro de pequeño diámetro es mucho más fácil que hacer una perforación de diámetro grande. Si conocéis bien las técnicas ya veréis. Son más fáciles y podemos aguantar cargas muy altas. Entonces, quién ganará no sé, es muy difícil. Pero límite, ya no veo límite, ya veremos.

**D. Pablo Ruiz (Silga):** Le quería hacer una pregunta al Sr. Bustamante en relación a la evaluación del tope estructural, lo que ha comentado antes el Sr. Oteo sobre tener en cuenta el efecto del pandeo. En casos en los que no esté libre el micropilote sino que tengamos una importante capa de fangos, según que utilice usted las correlaciones que hay en la actualidad disponibles o que emplee métodos como el que ha comentado antes de elementos finitos, puede obtener usted reducciones en ese tope estructural de entre el 20% y el 40%. ¿Usted cree verdaderamente que eso tiene algo que ver con la realidad? Esas importantes reducciones, ¿no las tendría en cuenta? ¿Qué método aplicaría para calcular el efecto del pandeo?

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** La pregunta es muy clásica. El problema es si se hacen micropilotes a través de diez o cinco metros o veinte metros de fango, se pierde mucho desde el punto de vista del cálculo. Lo que se hace, para no perder las propiedades de los micropilotes a través del fango, es hacer micropilotes con diámetro grande. Y después se puede acabar con micropilotes. Otro problema donde se hacen micropilotes, sobre el cual estamos trabajando: es un puente en Venezuela sobre el río Orinoco. Es una situación típica: hay cincuenta metros de agua, después hay aluviones y hay una roca gres como acero. La empresa quería hacer pilotes clásicos perforados con diámetro de más de dos metros. Se presentó el problema del empotramiento dentro de la roca. Se puede hacer pero puedes perder un montón de dinero, y lo que hemos propuesto es hacer un empotramiento dentro de la roca de 50 cm y después, dentro de estos pilotes, hacer micropilotes como raíces, porque resulta mucho más barato. Trabajando con martillo de fondo esta roca se perfora perfectamente, muy económicamente, y se pueden movilizar esfuerzos de 500 toneladas y hasta 1.000 toneladas. Si se hace una perforación de 300-360 mm, hoy día se puede hacer con martillos de fondo. Es el problema al revés. El problema de los suelos muy blandos, de fango, es que no se pueden hacer micropilotes, es una herejía desde el punto de vista de la ingeniería.

**D. Vicente Cuéllar (moderador):** Exactamente, pero es una manera de utilizar los micropilotes haciendo uso de lo que Michel comentaba, utilizando la imaginación para resolver un problema en dos fases mediante micropilotes.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Lo que necesitamos es sentido común. Pero ya todo está en el mercado. Están todas las técnicas. Hay que tener imaginación y osadía, y esos son dos problemas muy típicos. Por qué hacer empotramientos en rocas. Se hacen, claro que se hacen: con cinceles, con perforadoras. Hay perforadoras de gran diámetro, pero resulta caro, cuando hay martillos de fondo y te pueden hacer seis micropilotes, o tres micropilotes, o un micropilote en el centro, y te ganas un montón de dinero o la oferta.

**D. Vicente Cuéllar (moderador):** Vamos a hacer una última pregunta, porque ya tenemos el tiempo cumplido. Por favor, una última.

**D. Rafael Casado (SITE):** Yo quería insistir un poco más sobre otro tema que se ha hablado, que es el tema de las tuberías reutilizadas, porque tiene una importancia económica y de disponibilidad de las tuberías. Desde un punto de vista mecánico, hablando de tubería reutilizada como tubería que ya ha perforado en el campo en el mundo petrolífero, y que se ha desechado por razones...

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Sí, porque los petroleros son muy ricos.

**D. Rafael Casado (SITE):** Sí, los petroleros son ricos, la utilizan y cuando ha perdido cierto gálibo, cierto espesor, la desechan y nosotros estamos utilizando eso para armadura, para resistir unas cargas axiales o lo que sea. ¿Eso cómo se contempla en el cálculo? ¿Se penaliza? ¿No se penaliza? ¿Se hace el cálculo diferente? No estoy hablando de temas de corrosión, que esos son evidentes, el estado exterior de la tubería. Estoy hablando de temas puramente mecánicos.

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** No se penaliza. Bueno, en Francia no penalizamos, pero tenemos el mismo problema: comprar aceros de muy buena calidad, de muy alta resistencia, baratos. Lo que hacemos es que se mandan los tubos a unos laboratorios especializados en ensayos de resistencia de materiales, clásicos. Se hacen algunos ensayos fundamentales de tracción, de compresión, se puede hablar con un especialista de metalurgia o de estructuras de acero, y ellos te pueden decir y dar una ficha de resistencias. Por ejemplo, si necesitamos acero de 5.000 kp/cm<sup>2</sup>, en el laboratorio te pueden decir, mediante ensayos clásicos normalizados, si el acero resiste 5.000, 7.000 u 8.000 kp/cm<sup>2</sup>. Penalizar, puedes penalizar, pero lo más importante es saber cuál es la tracción o las propiedades verdaderas, y únicamente se puede hacer en un laboratorio.

**D. Rafael Casado (SITE):** ¿Y no hay ninguna otra razón para no utilizar estas tuberías?

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** No, claro que no ¿Por qué no reutilizar? Si se puede.

**D. Rafael Casado (SITE):** ¿Y los espesores?

**Mr. Michel Bustamante (ponente):** Sí, los espesores. Te voy a dar un ejemplo: hemos utilizado tubos de oleoductos rusos para hacer el pilotaje en Suecia de plataformas sobre los lagos para la exposición de 2002. Fue posible comprar tubería a 1-2 francos/Kg. Pero antes lo que hicimos fue controlar los espesores: entre 7 mm y 9 mm. Se cogió 7 mm. ¿Por qué no? Si hay esta oportunidad hay que cogerla.

**D. Vicente Cuéllar (moderador):** Muy bien. Muchas gracias a todos por vuestra contribución a la discusión. Me gustaría terminar la sesión agradeciendo al doctor ingeniero Michel Bustamante la amabilidad que ha tenido respondiendo a todas las preguntas, cerrando esta primera mesa redonda con un gran aplauso para él y para todos los demás que han intervenido.

# MICROPILOTES EN ESTABILIZACIÓN DE LADERAS

**José Santos Sánchez**  
**Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos**  
**SONDEOS, INYECCIONES Y TRABAJOS ESPECIALES S.A.**

## INTRODUCCIÓN

En el marco de estas Jornadas Técnicas organizadas por AETESS-SEMSIG sobre micropilotes, SITE tratará el tema de la estabilización de laderas mediante micropilotes.

Para la corrección de deslizamientos se han utilizado, entre otras técnicas, la inclusión en los mismos de una serie de elementos estructurales de pequeña inercia que atravesando la superficie deslizada permite el cosido del terreno movilizado al terreno estable trabajando de forma pasiva.

Se utiliza el término de “pasador” para referirse a dichos elementos estructurales los cuales permiten mejorar la resistencia al corte a lo largo de las superficies que atraviesan, a la par que trabajan a flexión. Estos pasadores, o mejor dicho un conjunto de ellos conforman una estructura de contención capaz de resistir los esfuerzos movilizados en los movimientos de ladera. Normalmente este grupo de pasadores es atado en cabeza por medio de vigas o muros, los cuales además de hacer trabajar solidariamente a los pasadores para mejorar su funcionamiento permiten colocar anclajes en cabeza.

Los pasadores pueden ser de distintos tipos:

- Pilotes de hormigón armado.
- Módulos de Pantallas de hormigón.
- Perfiles hincados.
- Bulones.
- Micropilotes.

Los micropilotes son elementos estructuralmente constituidos por un elemento metálico, normalmente un tubo de acero de alta resistencia inyectados con mortero para hacerlos solidarios al terreno que los circunda, que pueden utilizarse para mejorar dicho terreno mediante inyecciones repetitivas.

## EVALUACIÓN DE LA CONTENCIÓN NECESARIA

Dado nuestro carácter de empresa constructora, nos centraremos en la ejecución más que en la evaluación de la contención, pero no quisiera pasar por alto un breve semblante de los cálculos.

Para evaluar la contención, es preciso fijar el incremento de la resistencia al corte necesaria para alcanzar un coeficiente de seguridad razonable. Dicho coeficiente de seguridad lo fijaremos en función de la magnitud del deslizamiento y de los daños que la rotura del mismo originaría, moviéndonos en rangos de 1,25 a 1,50 para deslizamientos de pequeña magnitud y de 1,10 a 1,20 para deslizamientos de gran magnitud, aunque dado lo costoso de la estabilización en muchos casos podría bastar con

alcanzar un coeficiente de seguridad de 1,05 a 1,10.

Una vez fijado el coeficiente de seguridad, el incremento de resistencia a cortante a proporcionar por los pasadores se puede evaluar por distintos métodos:

- Métodos convencionales de rebanadas, si bien, los valores obtenidos son del orden de tres veces superiores a los reales.
- Valores deducidos del empleo de la fórmula de empuje del terreno dándole a K ( en la expresión  $e = 0,5K H^2$ ) el valor de 1, o al menos valores inferiores al coeficiente de empuje pasivo  $K_p$ .
- Métodos de análisis con elementos finitos o de contorno.

Así pues, como conclusión, según distintos autores los empujes reales estarán comprendidos entre un valor algo inferior al pasivo en el caso de suelos granulares hasta valores muy superiores, próximos a los del sólido rígido o a los deducidos por el método de las rebanadas, según vaya aumentando la cohesión o rigidez de la masa deslizante (Rodríguez Ortiz et al 1997).

Conocida la fuerza de contención necesaria y la capacidad de cada uno de los pasadores, podremos estimar el número necesario así como la disposición de los mismos.

Para evaluar la resistencia al corte que aporta cada uno de los micropilotes en la sección situada en el plano de deslizamiento suponiendo que trabajan en un estado de cortadura simple y despreciando la aportación que el mortero de inyección supondría se puede admitir que la resistencia a cortante sería igual a:

$$Q = 0,576.N$$

Igualmente habrá que calcular el empotramiento del micropilote bajo la superficie deslizada a fin de garantizar que no se produzca el arrancamiento del mismo.

## **ELECCIÓN DEL TIPO DE PASADORES.**

Una vez evaluada la contención necesaria, se debe elegir que tipo de estructura se va a adoptar para la estabilización del deslizamiento. Conocidas las características principales del movimiento, como pudiera ser la profundidad de la superficie de deslizamiento, velocidad del movimiento de la zona deslizada, estratigrafía del terreno, profundidad del nivel freático, etc..., hay que determinar el tipo de pasador a emplear.

Existen determinadas circunstancias que hacen aconsejable el uso de micropilotes frente a otro tipo de pasadores:

- *Velocidad de movimiento de la masa deslizante:* En la mayoría de los casos tendremos que actuar aún cuando el deslizamiento se encuentra en movimiento, esto implica que existe bastante riesgo de que las entubaciones de los pilotes queden atrapadas o que se produzca la rotura del hormigón cuando aún se encuentra fresco. Por estas razones no es recomendable utilizar soluciones de pasadores de hormigón cuando la velocidad de movimiento es superior a 20 mm/mes. Así pues, parece aconsejable el uso de pasadores de micropilotes cuando la velocidad de movimiento supera los límites antes mencionados, dado que los micropilotes son armaduras metálicas que no se ven influidas en la misma medida por el movimiento de la masa deslizada.
- *Accesos y plataformas de trabajo reducidas:* La maquinaria empleada para la ejecución de los micropilotes puede llegar a ser muy reducida por lo que la accesibilidad a lugares difíciles es mayor que respecto a otro tipo de equipos. Esto permite reducir los accesos y el tiempo en la preparación de la plataforma de trabajo necesaria para ejecutarlos, con respecto a otro tipo de pasadores como los pilotes, con el consiguiente ahorro económico.
- *Terrenos difíciles:* Es recomendable el uso de micropilotes en terrenos donde se hace necesario per-

forar zonas con presencia de bolos y bloques (dado que estos se ejecutan a rotopercusión) que harían muy dificultosa la perforación por equipos de rotación o cuchara como ocurre en el caso de otros tipos de pasadores.

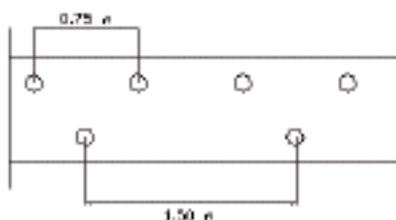
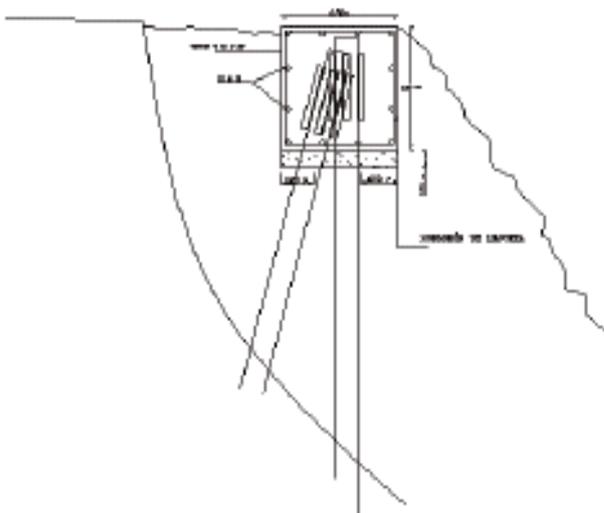
- *Pequeñas actuaciones:* Parece aconsejable el uso de micropilotes como pasadores en actuaciones de pequeña entidad por la rapidez y economía, que puedan aportar frente a otras soluciones.
- *Plazo de ejecución:* El uso de pasadores de micropilotes permite el inicio de la estabilización aún con velocidades de movimiento altas. Se puede iniciar la ejecución de los pasadores con micropilotaje muy rápidamente, lo cual redundará en un sensible acortamiento del plazo de ejecución de la estabilización total del deslizamiento. Igualmente el tamaño de los equipos facilita la posibilidad de disponer de varios con una plataforma de trabajo reducida con el lógico ahorro de tiempo.
- *Posibilidad de inclinación:* La maquinaria con la cual se realizan las perforaciones de los micropilotes permite la ejecución de los mismos con cualquier inclinación, lo cual puede ser conveniente para conformar estructuras donde, además de la resistencia al corte que aporta el micropilote lograr una resistencia adicional por su funcionamiento a tracción o compresión.

## TIPOS DE SOLUCIONES.

Como propuestas de diseño para las estructuras de micropilotes utilizados en la corrección de deslizamientos, lo que implica el trabajo de los mismos a flexión y cortante, se pueden adoptar distintas configuraciones:

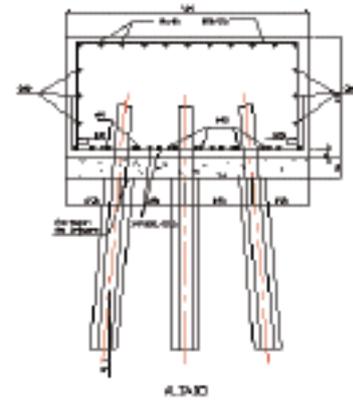
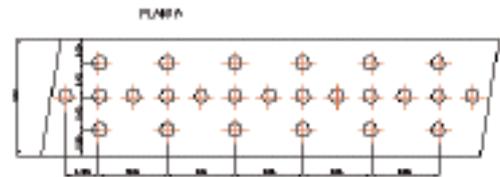
- Para deslizamientos incipientes.

Para este caso se puede utilizar una viga de atado en cabeza de los micropilotes, disponiendo una fila de micropilotes verticales y otra inclinados a  $15^\circ$  respecto de la vertical.



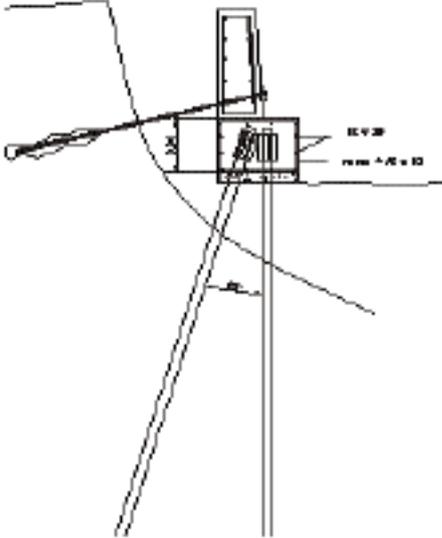


- Otra disposición sería.



- Modelo para restituciones de terreno.

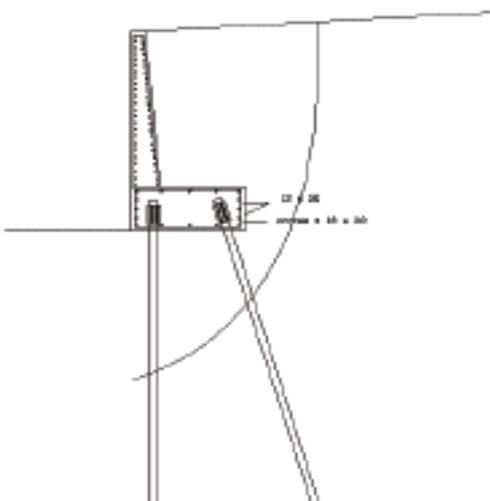
En estos casos existe un salto en el terreno el cual se tiene que eliminar, como ocurre en los deslizamientos de taludes en carreteras, en este caso se usan muros que permiten restituir dichos niveles. En estos caso puede ser aconsejable el uso del siguiente esquema.



Estos sistemas se pueden entender como una pantalla de contención en la vertical del punto de unión de los pilotes constituida por los micropilotes verticales y una zona que recibe los empujes de las tierras formadas por los micropilotes inclinados. Debido a la inyección del terreno la mejora del suelo contenido entre los dos elementos es difícil de evaluar, constituyendo en realidad un muro de gravedad en el que las líneas de extensión las definen los micropilotes.

Según aumenta la profundidad, el brazo de palanca de los micropilotes aumenta linealmente, lo que lleva a la conclusión de buscar el compromiso entre los empujes del terreno y la inclinación del micropilote. Defendemos el ángulo alrededor de  $15^\circ$  por la facilidad de ejecución así como en que la separación de las dos pantallas en el orden del cuarto de la altura da unas proporciones razonables al diseño.

- Otro sistema sería:



*Grandes muros con zapatas micropilotadas.*

Para finalizar conviene destacar aspectos de la ejecución como son:

- La importancia de las uniones entre tubos de acero. las cuales se realizan normalmente mediante la rosca macho-hembra. Conviene que la armadura venga reforzada con un ensanchamiento en la zona de unión.
- Importancia de la colocación de conectores en las cabezas de los micropilotes para conseguir una buena adherencia entre estos y la viga o muro de atado de los mismos.
- Elección de un diámetro de perforación adecuado para la armadura que se vaya a utilizar. Los diámetros de perforación suelen variar de 150 a 250 mm y aunque las armaduras más usadas son de 90 y 114 mm de diámetro con 7 ó 9 mm de espesor existe una amplia gama que va desde los 15 cm<sup>2</sup> hasta los 50 cm<sup>2</sup> de área de acero como el 178-9mm.
- La inyección de los micropilotes se puede realizar mediante el sistema IGU (Inyección Generalizada Unificada) y el sistema IRS (Inyección Repetitiva Selectiva) con la que se alcanza un radio efectivo de inyección mayor.

### **UN CASO REAL; DESLIZAMIENTO EN LA A-92 EN ALFACAR**

Como consecuencia de las lluvias producidas en Otoño, a mediados del mes de Diciembre del año 2000 se detecta el aumento de unas grietas que existen en la zona del carril de aceleración que delatan un movimiento progresivo del terraplén de la autovía en una zona con antecedentes de reparaciones anteriores en el firme debido a asentamientos producidos en el mismo.

Para evitar los efectos multiplicadores de las aguas de escorrentía que se introducen a través de las grietas, el día 20 de Diciembre se procede a realizar unos trabajos de sellado de grietas de forma inmediata, y recrecidos de mortero para alejar las aguas pluviales de la zona del deslizamiento, mientras se analizan en detalle los parámetros del movimiento.



Paralelamente se decide construir una pantalla de micropilotes en la plataforma de la autovía, protegiendo los dos carriles de la calzada principal para evitar el corte del tráfico.

La madrugada del lunes 8 de enero de 2001 se produce el colapso del terraplén, produciéndose en la calzada del carril de aceleración de la autovía un deslizamiento en forma de cuña, con un escarpe de más de 6,00 metros en la zona de mayor altura.



Este deslizamiento afecta a la calzada principal de la autovía, y deja al descubierto los micropilotes de la pantalla en ejecución, procediendo a restringir el tráfico en el carril derecho de la autovía por precaución. A la vista de esta situación se toman las siguientes medidas:

- Ejecutar una nueva pantalla en el nivel inferior del escarpe sobre la que se pueda construir un muro que permita respetar la sección de la autovía en la zona colapsada.
- Continuar ejecutando la pantalla en la parte superior para defender la zona del deslizamiento incipiente.
- Estudiar las medidas de contención en el pie del terraplén.

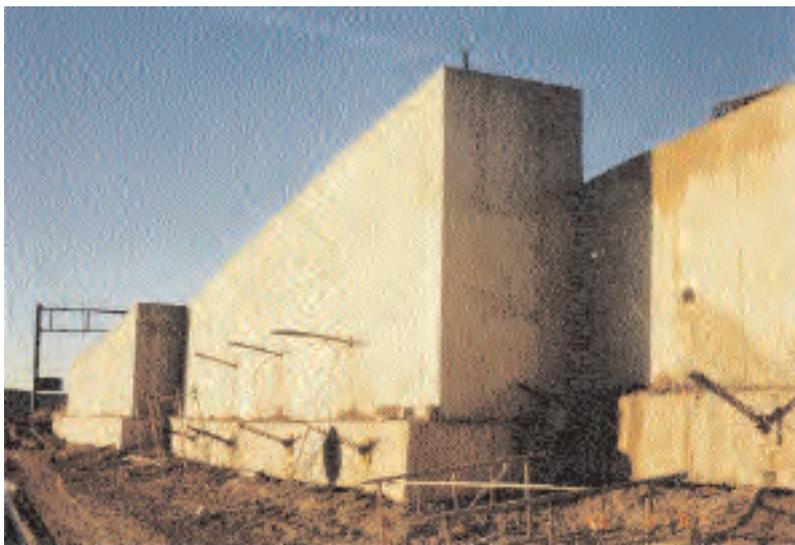
Atendiendo a la gravedad y urgencia de la obra y teniendo como prioridad restablecer la estabilidad de la calzada de la autovía, se trabaja con dos equipos de perforación de micropilotes para poder ejecutar los muros que contengan la parte superior del terraplén.



En un plazo de dos meses se ejecutan setenta metros lineales de muro en la parte inferior del escarpe y sesenta metros lineales de viga en la calzada de la autovía con un total de 4.500 ml de micropilote que permiten realizar los rellenos necesarios para acondicionar el carril derecho de la calzada de la autovía, restableciendo el tráfico el 15 de Marzo de 2001.

Ésta se realiza con tubo de acero ST-52 de 114-9 mm con diámetro de perforación 180 mm, con la siguiente disposición: micropilotes verticales separados 1,00 m y micropilotes inclinados 15° respecto a la vertical al tresbolillo también separados 1,00 m. Se recogen en cabeza mediante una viga de atado de 1,20 x 0,90 m, para permitir el anclaje posterior de la pantalla.

Estos trabajos se simultanean con los de ejecución de anclajes en los muros pantalla para contener la calzada de forma definitiva.

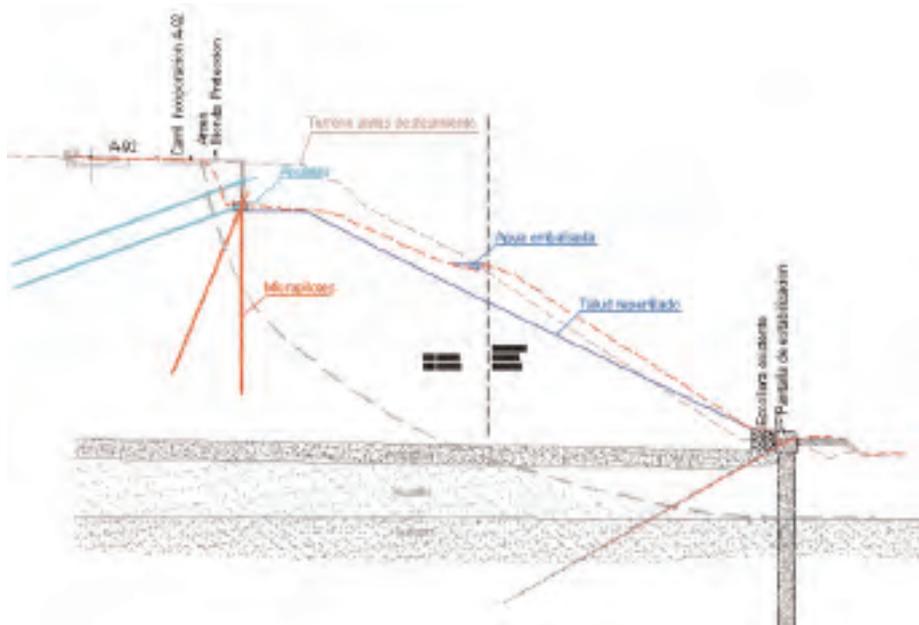


Durante todo este proceso se observa que fuera de estas medidas de contención se sigue produciendo un descenso del terraplén, visible en el escalón que se origina bajo la cimentación de los muros.



La estabilización global del conjunto se completó finalmente con la ejecución de una pantalla de pilotes de 1,5 metros de diámetro, separados tres metros entre ejes con anclajes de 90 Tn separados también tres metros. Se ejecutaron unos pozos de drenaje para rebajar el nivel freático por debajo del plano de deslizamiento estimado y se procedió a reperfilado todo el talud del terraplén descargando la parte superior del mismo al nivel de la plataforma sobre la que se ejecutaron las pantallas de micropilotes.

El esquema global de las medidas de contención superiores e inferiores es el siguiente:



Cabe destacar que en la obra se distinguen claramente dos fases: la primera tiene un carácter urgente y se resuelve satisfactoriamente con la ejecución de pantallas de micropilotes, con equipos hidráulicos que tienen una relativa facilidad para su ubicación y funcionamiento en condiciones de escasez de espacio, habiendo trabajado en algún momento con tres equipos, uno en la viga superior de la calzada, otro en las pantallas inferiores y otro realizando anclajes; la segunda fase requiere más tiempo, el necesario hasta que se detiene el movimiento de la masa deslizada que podría haber ocasionado el seccionamiento de los pilotes durante su ejecución y el de la ejecución de las medidas de contención superiores que alivian el peso efectivo en la parte superior del deslizamiento.



Como se puede apreciar en la anterior fotografía, el muro de recrado bajo las pantallas es de más de 0,50 m, movimiento que hubiera impedido la restitución del tráfico hasta completar las medidas de estabilización del pie del terraplén de no haber sido por la ejecución de las pantallas de micropilotes de la parte superior.

El resultado final de la actuación se aprecia en la siguiente fotografía.



# CORTINA DE MICROPILOTES PARA PROTECCIÓN DE LA EXCAVACIÓN CENTRO “CAJA DE BURGOS” DE ARTE CONTEMPORANEO

*Oscar Rivas Marcos*  
*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos*  
**TERRATEST**

## INTRODUCCIÓN

Las cortinas de micropilotes, como elemento de contención para protección de excavaciones, es una solución que se está utilizando de forma creciente, sobre todo debido a la cada vez más importante actividad de rehabilitación en nuestras ciudades.

Aunque se trata de una solución que no es económicamente tan competitiva como otros tipos de contención, su principal virtud reside en la versatilidad para permitir el trabajo en condiciones de espacio y accesibilidad complicadas.

Para que en un proyecto se llegue a proponer una contención mediante cortina de micropilotes, normalmente, concurren una serie de circunstancias que son las siguientes:

- *Espacios disponibles muy reducidos*, en cuanto a superficie en planta y gálibo de trabajo; este hecho hace inviable el planteamiento de cortinas de pilotes o muros pantalla. Frente a ello existe maquinaria para ejecución de micropilotes capaz de trabajar en las más reducidas condiciones de espacio.
- *Accesibilidad complicada de la maquinaria*, puesto que, normalmente, la gran mayoría de trabajos de rehabilitación, sobre todo cuando se trata de edificios de cierta antigüedad, suelen ser en los cascos históricos lo que habitualmente lleva implícito calles estrechas con giros difíciles, que hacen inviables la mayoría de los transportes pesados. Sin embargo la maquinaria necesaria para la ejecución de micropilotes es fácilmente transportable con medios convencionales capaces de acceder a estos lugares.
- *Existencia de edificaciones históricas muy próximas*, que hace necesario el planteamiento de una contención estructural del terreno limitando deformaciones que pudieran afectar a dichas edificaciones, que en muchos casos presentan una gran sensibilidad a los movimientos.
- *Versatilidad de los micropilotes*; esto es, facilidad para adaptarse a las “sorpresas” que suelen ofrecer los trabajos de perforación en centros históricos (aparición de galerías, cimentaciones antiguas, materiales de naturaleza y consistencia tremendamente variables, etc...) permitiendo garantizar su continuidad y verticalidad, aspectos muy importantes en este tipo de contenciones.
- *Ausencia de nivel freático por encima de la cota de máximo vaciado*, pues no olvidemos que se trata de una solución discontinua de contención (por lo tanto no impermeable al agua) que hace que éste sea un requisito indispensable.



FOTO 1: Vista general del solar

## 1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

La obra que se va a exponer a continuación cumple todas las premisas que hacen inviable una forma de protección del vaciado que no sea la cortina de micropilotes; es decir:

- Limitaciones de accesibilidad de la maquinaria: Se trata de una parcela ubicada en el centro histórico de Burgos; entre las Calles Saldaña y Valentín Palencia y muy próxima (prácticamente medianera) a la Iglesia de San Esteban (siglo XIII, estilo Gótico). Las dimensiones de la parcela son bastante reducidas (740 m<sup>2</sup> de planta aproximadamente), los accesos muy estrechos, y presenta una fuerte pendiente.
- Necesidad de Contención de Tierras: Por dos motivos fundamentales; La importante profundidad del vaciado (13,5 m en las zonas más altas de la parcela) y las características del terreno (que se detallarán en el siguiente apartado). Además de la existencia de edificaciones medianeras de cierta importancia (sobre todo la Iglesia, con mínimas tolerancias de deformación).
- Ausencia de Nivel Freático por encima de la cota de máximo vaciado: Que hace viable el planteamiento de una solución discontinua de contención (Cortina de Pilotes o Micropilotes).

Así pues, aunque en un principio en el Proyecto Básico estaba contemplada la ejecución de pantalla continua de hormigón armado, atendiendo a las circunstancias mencionadas, se decidió que la solución óptima de contención sería la de cortina de micropilotes anclada.

Para el arriostramiento de la cortina se acordó como más conveniente la ejecución de anclajes al terreno frente a la utilización de arriostramientos metálicos para facilitar el vaciado de tierras del solar, dadas las pequeñas dimensiones de la parcela. Estos anclajes se dimensionarían como provisionales puesto que tras el vaciado del solar, se ejecutarían los correspondientes forjados que constituyen el arriostramiento definitivo de la cortina.

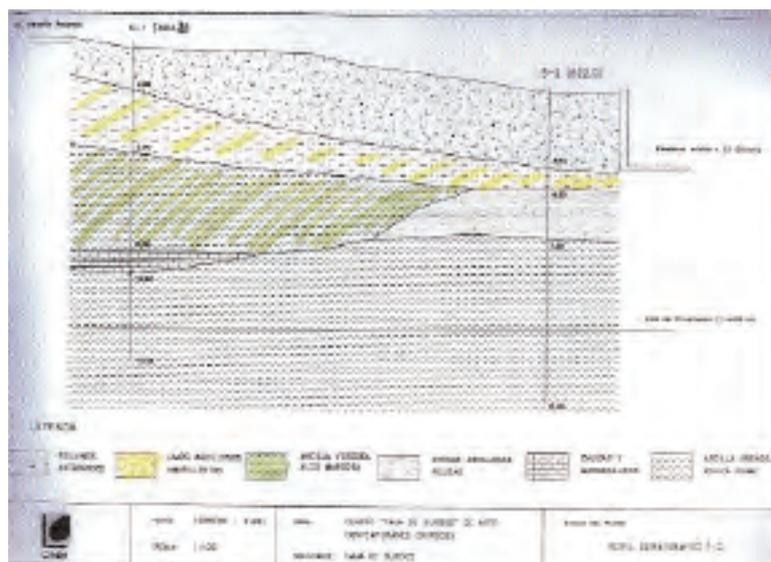


PLANO 1: Secciones del Edificio

Una vez completada la ejecución de la cortina, anclajes y vaciado, se procedería a la construcción de un muro-forro de hormigón armado adosado a la cortina de micropilotes.

## 2. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA

Para la caracterización geotécnica del terreno a contener se disponía del informe geotécnico realizado por Cinsa basado en la ejecución de 3 sondeos con recuperación de testigo, 11 ensayos SPT y 6 ensayos de penetración dinámica tipo BORROS, más los correspondientes ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas.



ESQUEMA 1: Perfil Estratigráfico del Terreno

## **NIVEL 1: RELLENOS**

Rellenos de origen antrópico, de color marrón oscuro a negrozco, constituido por arcillas limosas con gravas, yesos y pequeños fragmentos de ladrillos o tejas y restos carbonosos. Con espesor variable entre 1,20 m y 3,60 m en los sondeos realizados.

Estos materiales presentan una cohesión reducida y unas características geotécnicas de alta deformabilidad y prácticamente nula capacidad portante.

Los parámetros geotécnicos asignados a este estrato son:

Angulo de rozamiento interno:	28°
Cohesión:	0 t/m <sup>2</sup>
Densidad aparente:	1,90 t/m <sup>3</sup>

## **NIVEL 2: LIMOS, ARCILLAS VERDOSAS Y MARGAS**

Sucesión de limos, arcillas y margas de tonos claros, con algunas zonas verdosas. El espesor de este estrato oscila entre 1 m y 8,80 m.

En general la sucesión aparece formada, de techo a muro, por un paquete de limos y limos arcillosos de tonos amarillentos y cremas, de consistencia media a blanda. Estos materiales únicamente aparecen en uno de los sondeos. Se trata de limos y arcillas CL de baja-media plasticidad, con fragmentos de caliza o margocaliza dispersos.

A continuación aparece un conjunto de arcillas algo margosas de tonos verdosos con intercalaciones decimétricas de margas y margocalizas de tonos crema y claros. Su consistencia es variable, entre moderada, para los niveles arcillosos, a firme-rígida para los niveles de margas y margocalizas, estimándose una clasificación CL de arcillas de plasticidad media-alta.

Los parámetros geotécnicos asignados a este estrato para el cálculo de empujes son los siguientes:

Angulo de rozamiento interno:	27,9°
Cohesión:	1,5 t/m <sup>2</sup>
Densidad aparente:	1,90 t/m <sup>3</sup>

## **NIVEL 3: ARCILLAS ROJIZAS**

Debajo del nivel anterior y constituyendo el substrato general de la zona, aparece esta formación de arcillas y arcillas arenosas rojizas, entre las que se intercalan niveles métricos de arenas limosas.

Se trata de arcillas y arcillas arenosas CL, de plasticidad media, con episodios SC. Para los cuerpos métricos arenosos intercalados se puede estimar una clasificación SM.

Los parámetros geotécnicos obtenidos en los ensayos realizados en muestras de este nivel son los siguientes:

Angulo de rozamiento interno:	32,7°
Cohesión:	4 t/m <sup>2</sup>
Densidad aparente:	2,2 t/m <sup>3</sup>

Durante la realización de los sondeos no se detectó la presencia de nivel freático.

### 3. SOLUCIÓN ADOPTADA

#### 3.1 Zonificación de la cortina

Debido a la importante pendiente que presentaba el solar, fue necesario dividir el perímetro de la cortina en tres zonas diferenciadas como se puede ver en el esquema 2.

Estas tres zonas se correspondían con 3 plataformas de trabajo diferentes desde las que se perforarían los micropilotes:

ZONA 1: Plataforma de trabajo Cota ~ +822

ZONA 2: Plataforma de trabajo Cota ~ +819

ZONA 3: Plataforma de trabajo Cota ~ +816



*ESQUEMA 2: Zonificación de la Cortina de Micropilotes*

Finalmente la zona 3 no se resolvió con cortina de micropilotes ya que se trataba de la parte más baja de la parcela y la altura de terreno a contener en esa zona era únicamente de unos 2,5 m con lo que se decidió resolver mediante muro convencional de hormigón armado encofrado a una cara y ejecutado por bataches alternos. Este tramo se conectaría posteriormente al muro-forro que se ejecutaría en las zonas de cortina de micropilotes.

Por tanto, a efectos de diseño, la cortina consta finalmente de dos secciones denominadas ZONA 1 y ZONA 2. Dentro de estas zonas bien diferenciadas en cuanto a cota de coronación de cortina, existen algunas variaciones:

**ZONA 1'** : Es la parte de cortina más próxima (prácticamente medianera) a la Iglesia de San Esteban. En esta zona se decidió colocar un nivel adicional de anclajes para limitar las deformaciones de la cortina y evitar daños o aparición de patologías en los muros de piedra del templo. (Ver Plano 1).

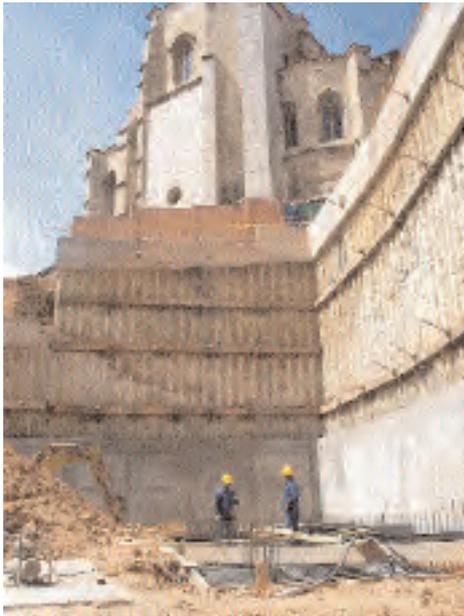


FOTO 2: Zona 1' (medianera con Iglesia)



FOTO 3: De izquierda a derecha Zona 2', Zona 2 y Zona 1'

El resto de ZONA 1; viene condicionada por la presencia de la estructura de apoyo de la grúa de obra que suponía una sobrecarga medianera en la coronación de la cortina de  $3,4 \text{ t/m}^2$  (ver esquema Plano 2).

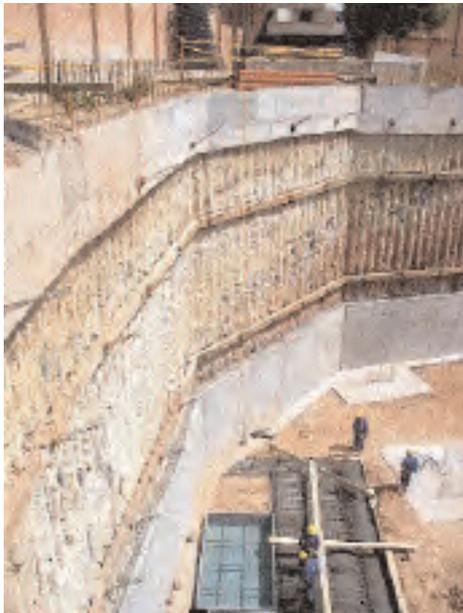
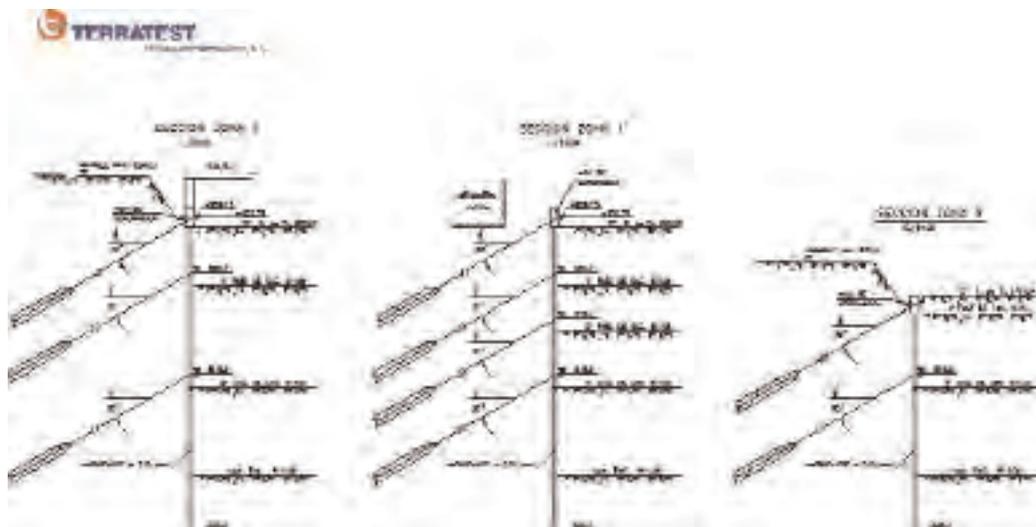


FOTO 4: Vista general de la zona 1 (Obsérvese en la parte superior la estructura de apoyo de la grúa de obra).

**ZONA 2'** : La diferencia de esta zona con el resto de la ZONA 2 está en la desaparición del nivel superior de anclajes en viga de coronación, con lo cual es una zona con un único nivel de arriostramiento. Esta circunstancia viene motivada porque la cota de terreno en el trasdós de la cortina, queda más baja que la cota a la que deberían ir los anclajes de viga de coronación, por tanto no es posible ni resulta necesaria su ejecución.



FOTO 5: Zona 2' (A la derecha se puede apreciar la zona de muro tradicional)



PLANO 2: Secciones de Cortina de Micropilotes

### 3.2 Micropilotes

Los micropilotes que se plantearon para la formación de la cortina tienen las siguientes características:

- Diámetro:  $\varnothing$  220 mm
- Armadura: Tubular 127x109 mm (diámetro exterior x diámetro interior)
- Acero tipo N-80 Límite elástico  $f_{yk} = 5600 \text{ kp/cm}^2$
- Mortero: Resistencia a compresión  $f_{ck} = 250 \text{ kp/cm}^2$
- Separación entre ejes de micropilotes: 50 cm.

La perforación de los micropilotes se realizó mediante sistema O.D. (doble varillaje) con equipo Casagrande M-9 sobre orugas; se perfora con entubación recuperable y barrido con agua y aire comprimido.



FOTO 6, 7: Perforación de los micropilotes

La inyección de los micropilotes (tipo IU inyección única), se realizó a través de la armadura del micropilote y utilizando un equipo compacto formado por batidora de alta turbulencia “Colcrete” y bomba “Hanny”. La dosificación de la mezcla aproximada (determinada por la “inyectabilidad” de la misma) en peso es: 1 cemento, 0,5 agua y 0,5 arena.

Una vez introducida la armadura, se procede a la inyección. Esta se realiza por circulación inversa. El mortero se bombea por el interior de la armadura hasta el fondo del taladro y asciende por el espacio anular formado entre la armadura y la perforación, desplazando en su camino los detritus de perforación, simultáneamente a la inyección se va extrayendo la entubación exterior del sistema O.D.

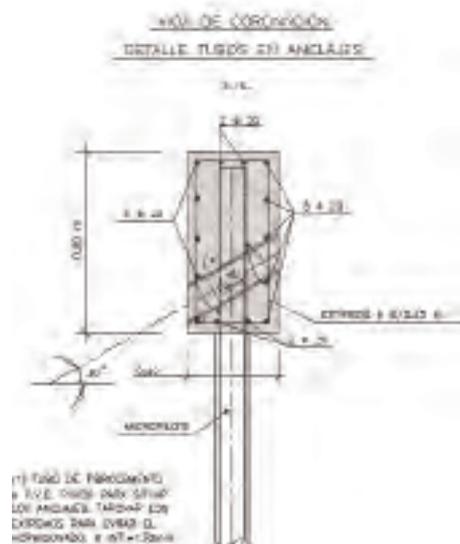
A diferencia de otras obras donde la inyección de los micropilotes se realiza utilizando lechada de cemento, en el caso que nos ocupa, al aparecer zonas con oquedades de cierta importancia, donde las admisiones de material de inyección aumentaban de forma importante, se optó por realizar la inyección de los micropilotes con mortero para poder rellenar correctamente todo el volumen del micropilote y así poder garantizar su continuidad con unos consumos de cemento razonables.

### 3.3 VIGA DE CORONACIÓN

Para el atado de los micropilotes y hacer que trabajen solidariamente constituyendo una contención única, se dispone una viga de coronación continua de hormigón armado. (Ver esquema 3).

Esta unión se materializa a través de la entrega de la armadura del micropilote en el hormigón de la viga de coronación. Esta entrega es de 70 cm para viga de coronación de canto 80 cm.

ESQUEMA 3: Detalle constructivo de viga de coronación con pasatubos para anclajes.



Para la disposición del nivel superior de anclajes, en la viga se colocan, previamente al hormigonado, pasatubos de PVC de diámetro algo mayor al de la perforación del anclaje (en este caso pasatubos con  $\varnothing$  interior 130 mm para un diámetro de perforación del anclaje de  $\varnothing$  114 mm).



*FOTO 8: Nivel de anclajes en viga de coronación.  
(Obsérvese como se descubre la armadura de los micro-pilotes a la cota del segundo nivel de anclaje).*

Las características de los anclajes al terreno dispuestos son las siguientes:

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| - Diámetro de perforación:                | $\varnothing$ 114 mm           |
| - Resistencia al arrancamiento del bulbo: | 30 t/m <sup>2</sup>            |
| - Nº de cables por anclaje:               | 3 cables de $\varnothing$ 0,6" |
| - Tipo de anclaje:                        | Provisional                    |
| - Límite elástico de los cables:          | 17000 kp/cm <sup>2</sup>       |

Las separaciones entre anclajes, fuerzas de tesado, longitudes libres y de bulbo varían en función de los niveles y zonas:



*FOTO 9: Perforación de anclaje del segundo nivel  
en Zona 2.*



*FOTO 10: Anclaje terminado.*

## CUADRO DE ANCLAJES

ZONA	NIVEL	Separación (m)	F Tesado (t)	L libre (m)	L bulbo (m)
ZONA 1	~ 822,7	6	15	9,50	5
	~ 820	3	40,5	8	7
	~ 815,5	2,50	46,5	5	7,5
ZONA 1'	~ 822,7	3,5	10	10	5
	~ 820	2	22	8	8
	~ 818	2	22	7	8
	~ 815,5	1,5	24	5	8
ZONA 2	~ 818,6	6	15	7	5
	~ 815,6	3	28,5	5	5,50

La perforación de los anclajes se realizó con el mismo sistema O.D. que los micropilotes y el equipo utilizado un KRUPP DR-80.

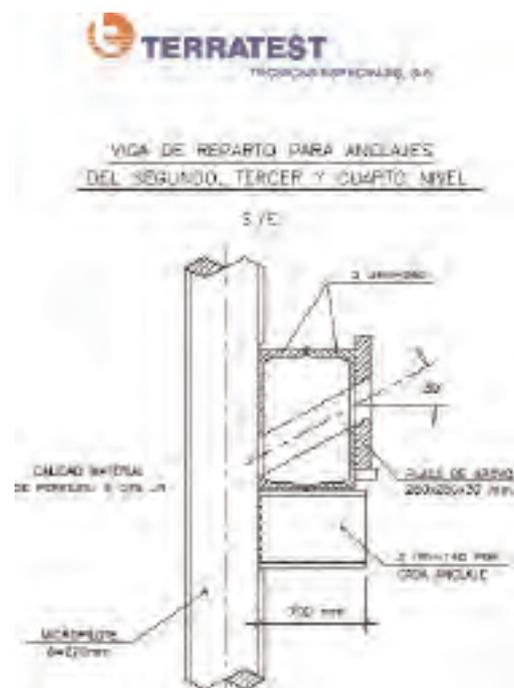
Para garantizar la correcta transmisión de la carga de tesado a la cortina de micropilotes, en los niveles de arriostramiento que no van en viga de coronación, se dispone un perfil cajón 2UPN-260 continuo, soldado a la armadura de los micropilotes y apoyado en dicha armadura con ayuda de perfiles IPN-140 (ver esquema 4).

Para la colocación de estos perfiles, previamente, se descubrió la armadura de los micropilotes, picando el mortero de recubrimiento.

El perfil de apoyo ha de ser continuo en planta en todo el nivel de arriostramiento; por lo tanto se aplicarán los cordones de soldadura necesarios para garantizar dicha continuidad.

### 3.5 Muro-Forro

Esta era una parte importante del proyecto y que había que cuidar de manera importante, a diferencia de otro tipo de edificaciones tipo edificios de viviendas, y es que los usos destinados a los sótanos eran Biblioteca, Salas de exposición, Salón de Actos, etc.



ESQUEMA 4: Detalle Constructivo de perfil de reparto para nivel de anclajes en cortina de micropilotes.



FOTOS 11 y 12: Fases intermedias de vaciado de tierras.



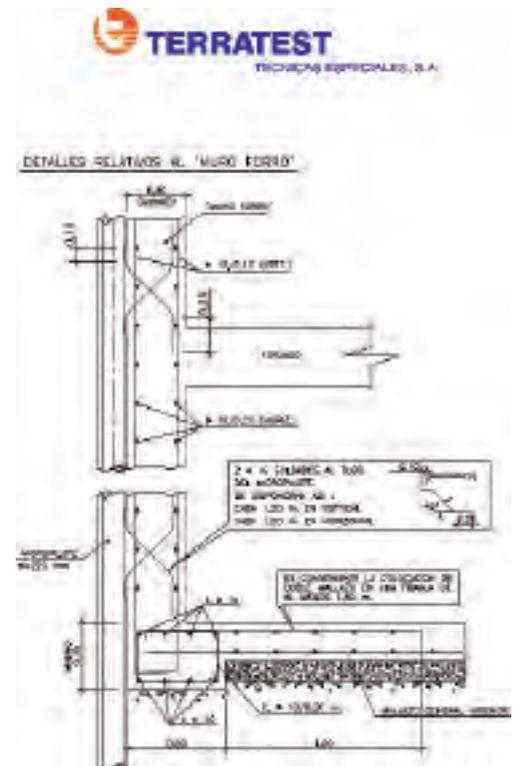
FOTO 13: Vaciado completado y primera fase de muro-forro ejecutado (Zona 1 y 1').

Por tanto se planteó un muro-forro de 30 cm de espesor, armado en dos caras, conectado estructuralmente a la cortina, y que a la vez serviría de apoyo para los forjados del edificio.

En el esquema 5 se observa el armado del muro-forro y su conexión con la armadura tubular de los micropilotes.

El procedimiento de ejecución del muro fue encofrado a una cara y hormigonado contra el paramento de la cortina de micropilotes.

ESQUEMA 5: Detalle Constructivo de Muro-Forro.



# **SOPORTES PROVISIONALES DE EDIFICIOS: EL PALACIO DE LINARES (CASA DE AMÉRICA) Y OTROS EDIFICIOS SINGULARES EN EL TRAMO SUR DEL EJE PRADO-RECOLETOS-CASTELLANA, DE MADRID.**

*Miguel Ángel de Juan García*  
*Ingeniero Técnico de Obras Públicas*  
*Director Técnico de KRONSA INTERNACIONAL, S. A.*

## **1.- INTRODUCCIÓN.**

La importancia que actualmente se presta a la conservación del Patrimonio arquitectónico, unida al encarecimiento del suelo en las grandes ciudades y a la necesidad de dotarlas de las condiciones adecuadas de comodidad y servicios, han transformado en habitual a la vez que imprescindible la rehabilitación de edificios, y con ella una serie de técnicas y formas de actuación específicas y que se suelen caracterizar por la dificultad de implantación y de movimientos en obra, así como por la necesidad de una toma rápida de decisiones.

Aunque siempre resulta laborioso el reacondicionamiento de edificios antiguos, la responsabilidad se multiplica cuando además se trata de construcciones singulares por su valor histórico, artístico o cultural; de ello hay ejemplos señalados en España, desde la Basílica del Pilar de Zaragoza, cuya cimentación fue consolidada ya en 1933 mediante inyecciones, hasta la "Casa del Cordón" de Burgos (1983), por citar algunas de las que han sido realizadas, totalmente o en una parte sustancial, por KRONSA.

Lógicamente, es en el centro de las ciudades donde con mayor frecuencia se requiere este tipo de actuaciones, lo cual produce una alta concentración de obras singulares en un radio relativamente reducido; el ejemplo más característico en Madrid corresponde al eje formado por los Paseos de la Castellana, Recoletos y del Prado, especialmente entre las C/ Eduardo Dato y Juan Bravo al Norte y la Plaza de Cánovas del Castillo (Plaza de Neptuno) al Sur. En este recorrido, de unos 2 Km., KRONSA ha realizado los trabajos de cimentación de buen número de edificios singulares (figura 1.1):

- Entre los de nueva construcción:

- Torres de Jerez.
- Edificio de AGF-Unión Fénix.
- Banco Exterior de España
- Oficinas del Pº Recoletos, 3

- Entre las rehabilitaciones:

- Palacio de Gamazo (Société Generale de Banque)
- Palacio de Villahermosa (Antes Banca López Quesada; hoy, Museo Thyssen Boneremisza)
- Palacio de Linares (Casa de América)
- Centro Comercial ABC (Antigua Sede de Prensa Española)
- Sedes de la Caja Postal de Ahorros, y de los Grupos Aseguradores Aurora Polar y Reale

De forma muy somera, se describen a continuación los aspectos más singulares de algunas de las obras de rehabilitación citadas, pasando después a una presentación más detallada de los trabajos llevados a cabo en el Palacio de Linares (actualmente, Casa de América), que merece especial aten-

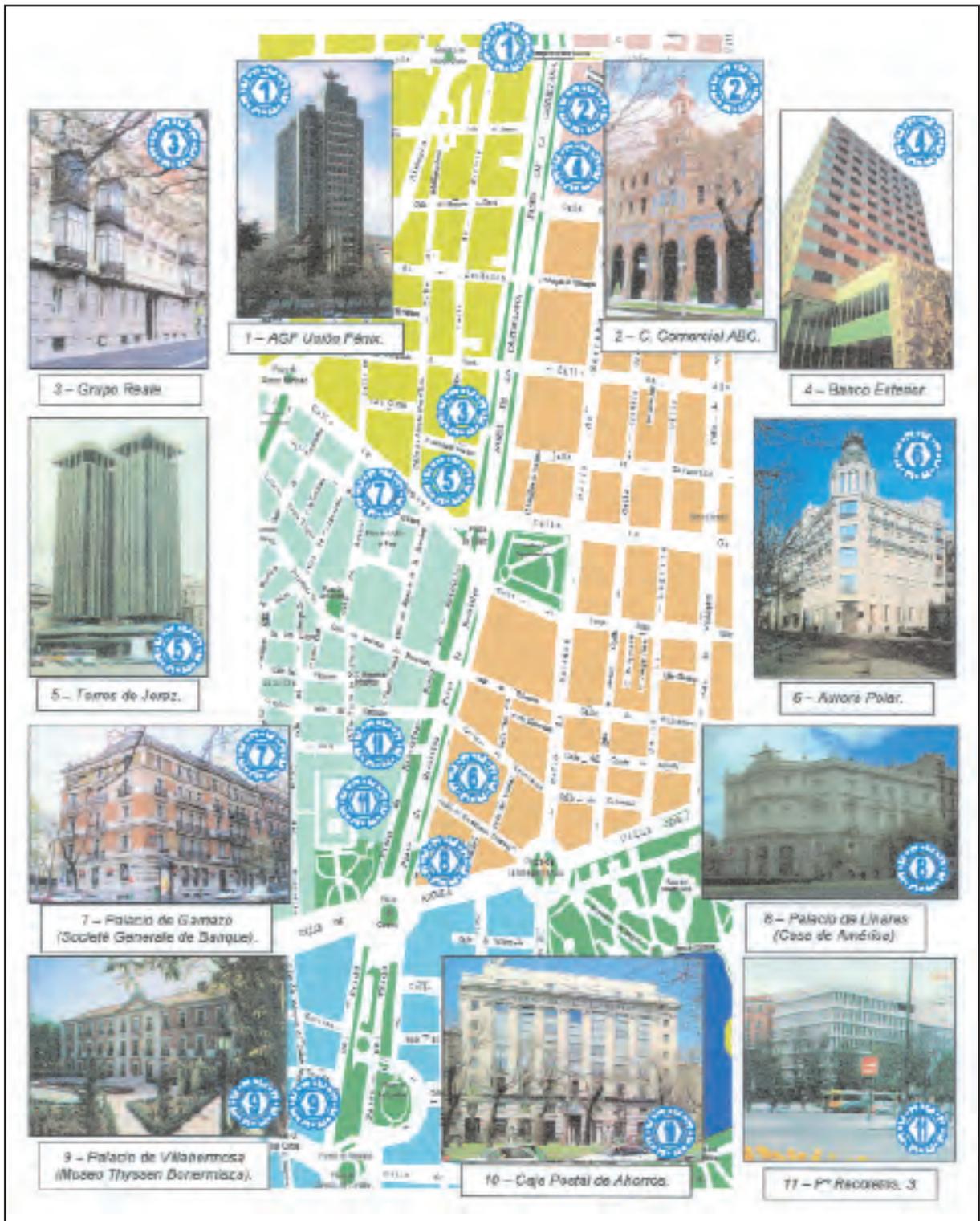


Fig. 1.1: Obras singulares realizadas por KRONSA en el tramo sur del eje Prado- Recoletos – Castellana, de Madrid, entre la C/ Eduardo Dato y la Pza. Cánovas del Castillo.



Para resolver estos condicionantes, se recurrió a la construcción de la cimentación interior mediante 6 pilotes de 1.250 mm de diámetro y 16,00 m de longitud, los cuales se hormigonaron después de colocar en ellos los pilares metálicos de la estructura de sótanos; los pilares se centraron y aplomaron en su posición definitiva mediante mesas centradoras y gatos, todo ello desde la cota de ejecución de la cimentación, antes de excavar los sótanos (figura 1.5).

Dichos pilares servían de soporte a los forjados de sótanos, que se iban construyendo según progresaba la excavación interior. Este sistema, entonces pionero, se conoce como “ascendente-descendente” y se utiliza con frecuencia en la construcción de aparcamientos y estaciones de Metro en núcleos urbanos, pues permite restablecer la circulación rodada y peatonal de superficie mientras se termina la construcción de los sótanos. También existen ejemplos de su aplicación en edificios de grandes dimensiones en planta y con importantes excavaciones.

En total, para un perímetro de 92 m, fueron construidos 1.068 m<sup>2</sup> de pantalla, con una longitud media aproximada de 11 m y más de 50.000 Kg de acero especial en armaduras; los 6 pilotes centrales, como ya se ha indicado, eran de 1.250 mm de diámetro y 16 m de longitud, y cada uno de los pilares metálicos tenía un peso de 5 t.

En las figuras 1.6 y 1.7 se pueden observar tanto la excavación de los sótanos como el edificio una vez terminada en su totalidad la rehabilitación.



*Fig. 1.5: Aplomado de pilares metálicos en pilotes.*



*Fig. 1.6: Los sótanos, una vez realizada la excavación.*



*Fig. 1.7: El edificio, una vez terminados los trabajos de rehabilitación.*

## CAJA POSTAL DE AHORROS.

En una de las operaciones de rehabilitación más espectaculares de las realizadas en Madrid, los Arquitectos D. Carlos Sidro de la Puerta y D. Eduardo Olasagasti Irigoyen concibieron la reforma del edificio contiguo a la Sede Central de la Caja Postal, de tal forma que, después de una profunda transformación, ambos edificios quedaron formando uno solo, en el que actualmente resulta imposible discernir qué parte corresponde a cada una de las anteriores edificaciones.

El trabajo comenzó realizando en el edificio anejo a la Sede una nueva cimentación mediante pilotes "in situ" de 450 mm de diámetro, con una máquina dotada de kelly corto por el escaso gálibo disponible, y una pantalla de pilotes que permitiera la excavación de un nuevo sótano de dos alturas, cortando los pilares existentes y demoliendo los muros de carga existentes en los patios interiores. Una vez realizada la excavación, los pilotes de cimentación fueron recrecidos para soportar las cargas definitivas (figura 1.8).



*Fig. 1.8: Recricado de los pilotes después de excavados los sótanos.*

Por lo tanto, la estructura fue cambiada totalmente, construyéndose a continuación una nueva fachada, idéntica a la del edificio principal, a la que quedó unida, con lo que se consiguió una perfecta uniformidad de aspecto (figura 1.9). Tanto el edificio de nueva construcción como la rehabilitación del antiguo, fueron realizados por AGROMAN, habiendo construido KRONSA las cimentaciones especiales en 1975, con una medición de más de 3.200 m de micropilotes y 2.750 m de pilotes.



*Fig. 1.9: Vista del conjunto de ambos edificios después de acabadas las obras.*

## SEDE DE AURORA POLAR.

Este edificio, que data de 1880, fue modificado ya en 1926, fecha en que se le añadieron 2 plantas; constaba, tras esa remodelación, de 5 plantas, un ático y un semisótano.

La última rehabilitación, que supuso una profunda transformación en la que se conservó exclusivamente la fachada (ampliamente restaurada, figura 1.10), fue dirigida por el Arquitecto D. José Ignacio Baselga García-Escudero y realizada por AGROMAN en 1985, construyendo KRONSA las pantallas adosadas a los edificios medianeros, que permitieron ganar tres sótanos; se trata de una obra de pequeña medición (unos 400 m<sup>2</sup> de pantalla), pero de difícil ejecución, como se puede apreciar en la figura 1.11.

La obra comenzó recalzando, mediante métodos manuales, los muros de medianería, cuyas cimentaciones (parcialmente constituidas por pilotes de madera) se encontraban muy deterioradas. A continuación, se construyeron las zapatas y los pilares de la primera crujía, los cuales, arriostrados a los forjados existentes, permitieron dar rigidez al conjunto que se debía conservar.

Después, se demolieron las plantas desde arriba hacia abajo, y se construyó la nueva estructura de la primera crujía de pilares, así como su cimentación definitiva y las pantallas perimetrales de las zonas de medianería. El vaciado de los sótanos se realizó soportando las pantallas mediante arriostramientos metálicos provisionales. Las cimentaciones interiores se construyeron mediante zapatas convencionales.



Fig.: 1.10: A la izquierda, el edificio después de terminada la rehabilitación. A la derecha, el "Edificio de caballerizas" del Palacio de Linares, también recalzado por KRONSA.



Fig.: 1.11 Equipo de pantallas trabajando junto a una medianería

## PALACIO DE VILLAHERMOSA.

Este edificio, actualmente Sede del Museo Thyssen-Bonermisza, fue construido en ladrillo y piedra a principios del siglo XIX; de las varias ocasiones en que ha sido reformado, nos referiremos a la que tuvo lugar a mediados de la década de 1970, bajo la dirección del Dr. Arquitecto D. Fernando Moreno Barberá. Esta remodelación mereció el Premio “Juan de Villanueva” de 1978, concedido por el Excmo. Ayuntamiento de Madrid, y en ella el edificio fue transformado en Sede de la Banca López Quesada, para lo cual fue necesario realizar una profunda transformación de la estructura existente, sustituyendo los forjados de madera por otros de hormigón y eliminando los pequeños patios existentes, que se englobaron en un patio único de grandes dimensiones (figura 1.12).

La construcción de la sala de operaciones del Banco, con 4 grandes vigas de 20 m de longitud, 1 m de anchura y más de 25 t de peso cada una, resultó especialmente dificultosa, siendo necesario introducirlas por una de las ventanas de la C/ Zorrilla, cuya anchura era solamente 40 cm mayor que la de las propias vigas, lo cual requirió una compleja operación, en la que fueron utilizadas simultáneamente dos grúas automóbiles.

La fachada fue recalzada manualmente y conservada en su totalidad, siendo soportada en las primeras fases de la rehabilitación mediante arriostramientos metálicos; luego, una vez construida la pantalla que serviría para dotar al edificio de un sótano más, se construyó la estructura de la primera crujía y se unió a ella la fachada, que quedó así rigidizada (figuras 1.13 y 1.14).



Fig. 1.12 Vista del edificio tras la rehabilitación

La pantalla perimetral, que fue construida por KRONSA en 1974, era continua en la mayor parte del solar, de 60 cm de espesor y con una medición total superior a los 2.700 m<sup>2</sup>; sin embargo, en lugares de difícil acceso fue necesario realizar pequeños tramos de pantallas de pilotes.



Fig. 1.13 Vista interior, con las fachadas arriostradas.

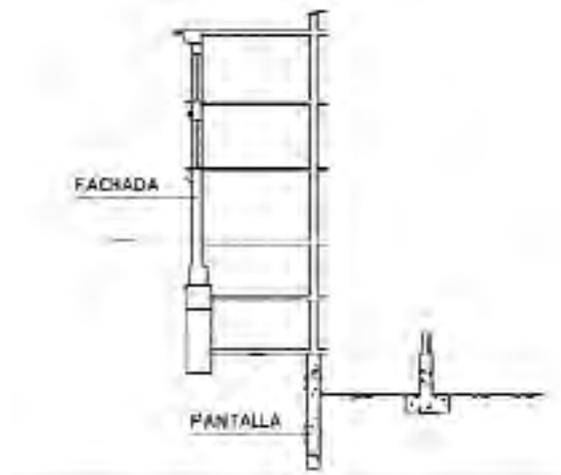


Fig. 1.14 Sección general

## CENTRO COMERCIAL ABC.

Anteriormente Sede de Prensa Española (“ABC” y “Blanco y Negro”), éste es uno de los edificios más característicos del Paseo de la Castellana, teniendo simultáneamente acceso desde la C/ Serrano. Sus dos fachadas son radicalmente distintas: la principal, de estilo regionalista sevillano, se debe al Arquitecto D. Aníbal González Álvarez (figura 1.15); la de la C/ Serrano, de estilo clasicista francés, fue realizada por el Arquitecto D. José López Sallaverri.

Con objeto de servir a su nueva finalidad de Centro Comercial, en 1992 se realizó una considerable remodelación interior, que llevó aparejada la construcción de nuevos sótanos.

El edificio presenta un importante desnivel, por estar la C/ Serrano casi 6 m más alta que el P<sup>o</sup> de la Castellana. Respecto a la C/ Serrano, el edificio tiene 3 sótanos, el segundo de los cuales coincide con el nivel del P<sup>o</sup> de la Castellana, por el que se accede al aparcamiento, que consta de 4 plantas de sótano; de ellas, solamente la primera abarca la totalidad del edificio, coincidiendo con el tercer sótano de Serrano.



Figura 1.15: Fachada principal del edificio después de la remodelación

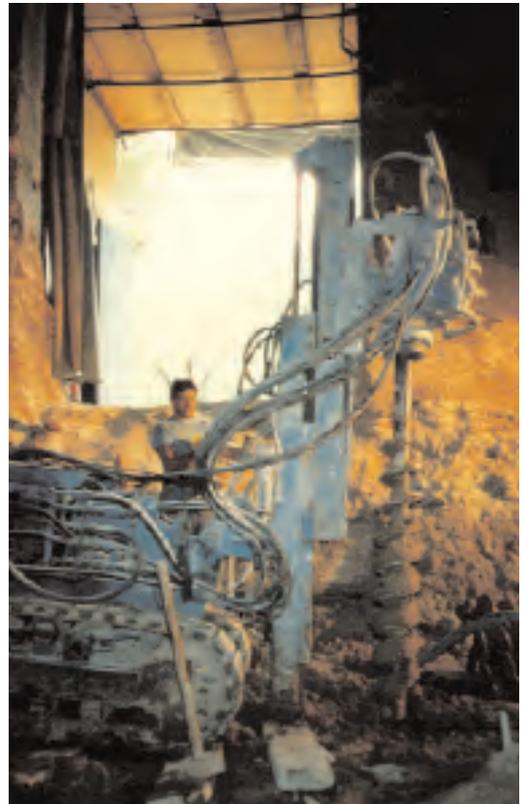


Fig.: 1.16: Ejecución de micropilotes en el interior de los sótanos

Debido a las dificultades de acceso e implantación de maquinaria (figura 1.16), se ha recurrido a multitud de técnicas de cimentación: en los lugares de mayor amplitud, pantallas de pilotes, ancladas o arriostradas (a dos niveles en ocasiones); en los de más difícil acceso, pantallas de micropilotes.

Además, todo el recalce de la estructura existente se ha realizado mediante grupos de 4 micropilotes, de hasta 220 mm de diámetro y armados con tubería de alto límite elástico. Los micropilotes se disponen en planta con una separación relativamente importante entre ejes, para permitir su sustitución por los pilares definitivos cuando se alcanza la cota final de excavación. Durante ésta, que se realiza en tramos de 1 a 2 m como máximo, se descarna su armadura y se arriostran entre sí en todas las direcciones para evitar el pandeo (figuras 1.17, 1.18 y 1.19).

En total, KRONSA construyó más de 2.650 m de pilotes de 650 mm de diámetro, 2.000 m de micropilotes y 800 m de anclajes provisionales de más de 100 t de carga unitaria.



Figura 1.17: Soporte de pilares mediante grupos de 4 micropilotes arriostrados entre sí, tras descarnar su armadura.



Figura 1.18: Grupos de 4 micropilotes arriostrados entre sí, para soporte de pilares.



Figura 1.19: Vista general de la excavación de sótanos.

## SEDE DEL GRUPO ASEGURADOR REALE EN Pº DE LA CASTELLANA, 9 Y 11.

De forma similar a la utilizada en la Sede de Prensa Española, también en esta ocasión se recurrió a grupos de 4 micropilotes armados con tubería de alta resistencia; igualmente, los micropilotes se iban descarnando y arriostrando entre sí durante la excavación de los sótanos (que se realizó en tramos de 1 a 2 m. de altura como máximo).

Sin embargo, en esta ocasión los micropilotes forman parte integrante de la estructura definitiva, por lo cual su separación entre ejes no es tan grande, y, además, según progresa la excavación, se van hormigonando para formar los pilares definitivos.

En total, KRONSA construyó, en 1998, más 11.200 m de micropilote de hasta 220 mm de diámetro.

Las dificultades de acceso e implantación en obra se pueden apreciar en las figuras 1.20 y 1.21, mientras las figuras 1.22 y 1.23 permiten observar varios momentos del progreso de los sótanos. La figura 1.24 muestra la fachada del edificio una vez concluida la restauración.

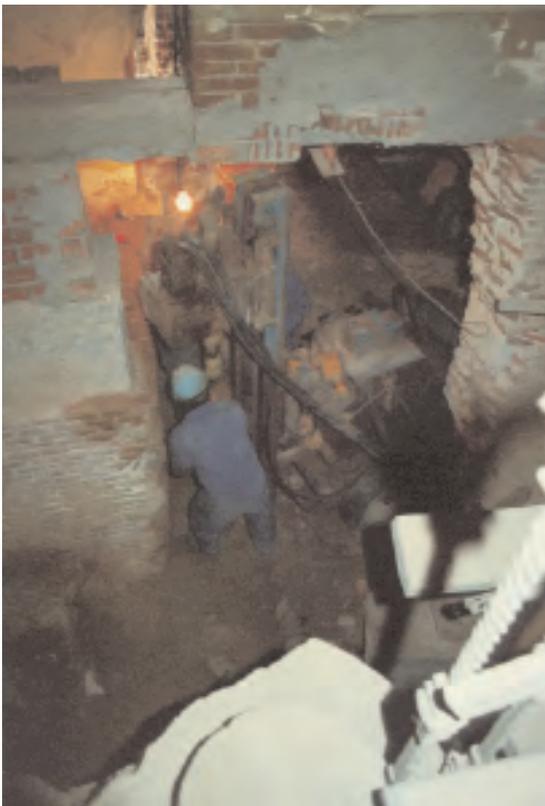


Figura 1.20: Acceso al emplazamiento de los micropilotes.



Figura 1.21: Construcción de los pilares definitivos, englobando las armaduras de los micropilotes.



*Figuras 1.22: Descarnado de micropilotes y su inclusión en los pilares definitivos.*



*Figura 1.23: Construcción de los sótanos.*



*Figura 1.24: Fachada del edificio, una vez terminada la rehabilitación.*

## 2.- EL PALACIO DE LINARES.

El Palacio de Linares se levanta en la madrileña Plaza de Cibeles, en la confluencia del Paseo de Recoletos y la Calle de Alcalá; su entrada principal, provista de un amplio jardín, se abre a la Calle Marqués del Duero (figura 2.1). Fue construido para D. José de Murga y Reolid, banquero y político del último tercio del s. XIX, a quien Amadeo I de Saboya concedió el título de Marqués de Linares en 1873; tras la caída de este Rey y el paréntesis de la Primera República, Alfonso XII le concedió el título de Vizconde de Llanteno. Fue Senador por la provincia de Segovia y recibió la Gran Cruz de Isabel la Católica.

El solar elegido para ubicar el Palacio, de más de 3.600 m<sup>2</sup> de superficie, albergó el Pósito Real de Madrid en tiempos de Felipe IV y Felipe V, con la misión de controlar el abastecimiento de trigo y aceite de la ciudad. Fue adquirido por D. José de Murga en 1872.

En el mismo año de 1872 fue redactado el Proyecto, que se debe al entonces Arquitecto Municipal Carlos Colubí, quien dirigió igualmente el comienzo de la construcción; no está descartado que en el Proyecto participara Adolf Ombrecht, arquitecto francés de origen flamenco, del que se pensó durante mucho tiempo que era el único autor del mismo.

Al poco tiempo de comenzadas las obras, se hizo cargo de las mismas Manuel Aníbal Álvarez y Amoroso, perteneciente a una familia de larga tradición artística y arquitectónica; era nieto del escultor José Álvarez de Percira, e hijo del también Arquitecto Aníbal Álvarez. Nacido en 1850, obtuvo el título a los 23 años y fue autor de numerosas restauraciones importantes en edificios de interés histórico y arquitectónico (San Juan de Baños, San Martín de Frómista, Hospital de la Santa Cruz de Toledo, Universidad de Alcalá, etc.); su obra más representativa es el edificio de la Fundación de la Duquesa de Sevillano (Colegio de Institutrices, actualmente Colegio del Pilar, en la C/ Príncipe de Vergara de Madrid). Fue Catedrático de Proyectos en la Escuela de Arquitectura de Madrid, de la que fue nombrado director en 1918. En el Palacio de Linares, no solamente dirigió las obras, sino que además diseñó la fuente, la escalera del jardín y la verja.

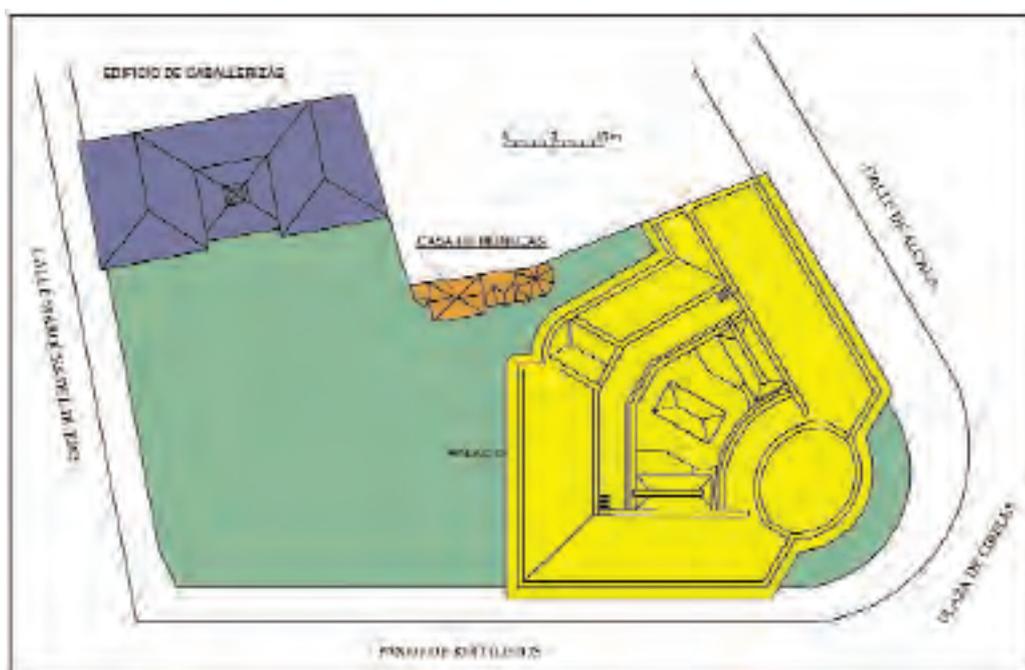


Figura 2.1: Planta general y de situación.

A partir de 1879 le sucedió el ya citado Adolf Ombrecht; él fue quien terminó el Palacio y diseñó algunas de las dependencias, como la casa del jardinero y el depósito.

El coste de las obras alcanzó la suma de tres millones de pesetas, muy elevada para la época. Empezó a ser habitado en 1884, si bien en 1890 todavía se trabajaba en la decoración de la planta principal, y la inauguración que podríamos llamar oficial se demoró prácticamente hasta fin de siglo.



Fig.: 2.2. El Palacio de Linares y la Plaza de Cibeles en una ilustración de época

Se trata de una muestra magnífica de la Arquitectura de la alta burguesía de fin de siglo, tanto en el exterior como en la acertada distribución de sus aposentos y la riquísima decoración, dirigida por José Marcelo Contreras y que se caracteriza por su eclecticismo. En general, el Palacio responde al neobarroco francés, próximo todavía al estilo brillante y efectista del Segundo Imperio. La forma curvilínea de la fachada principal y la balaustrada del balcón de la planta principal le dan una acentuada personalidad, que muy pronto fue apreciada y figuró en multitud de ilustraciones de la época (figura 2.2).

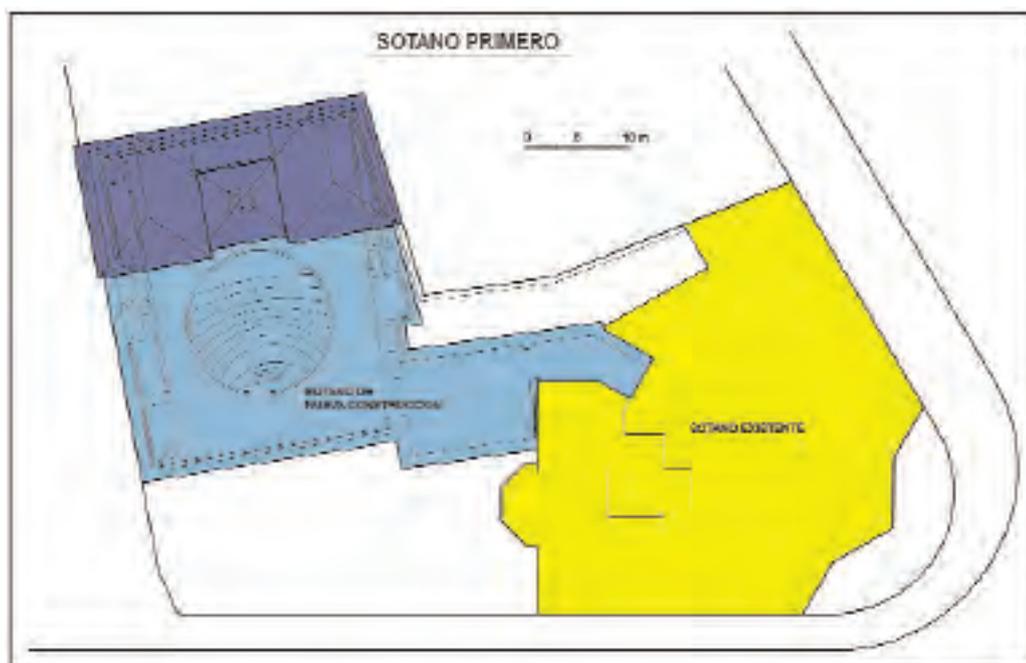


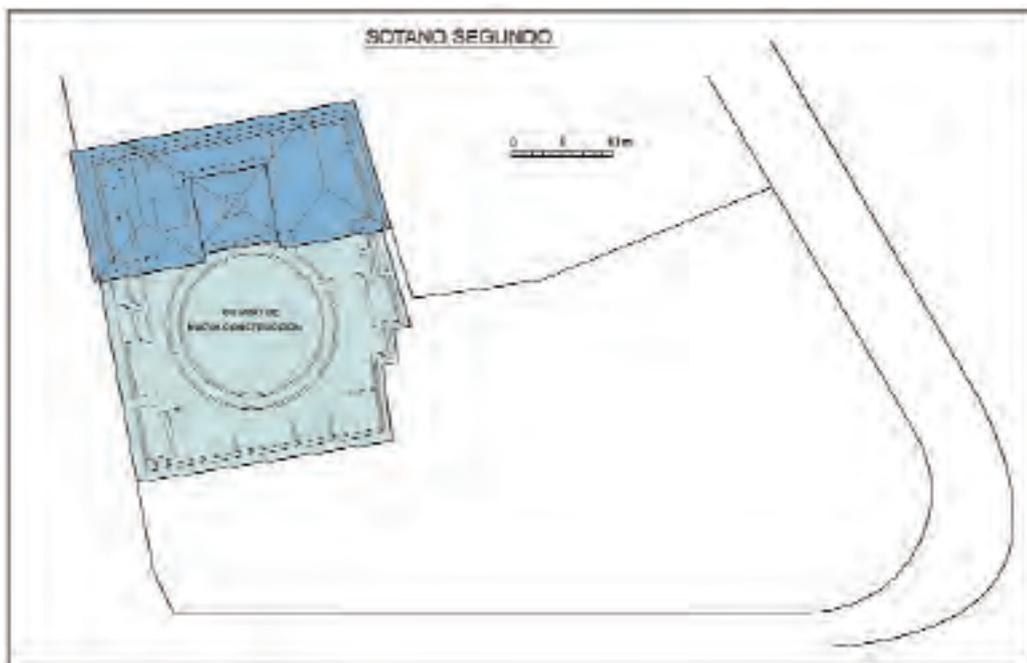
Figura 2.3: Planta de sótano primero

El edificio del Palacio propiamente dicho, que tiene una superficie total construida superior a los 5.000 m<sup>2</sup>, consta de planta de sótano, planta baja, planta principal y planta alta; además, en su gran jardín romántico, de 1.540 m<sup>2</sup>, se encuentran dos edificaciones más: la "Casa de muñecas" y el "Edificio de caballerizas". Fue declarado Monumento Histórico-Artístico en 1976.

En su interior, y partiendo de un vestíbulo oval, destaca la escalera de doble rampa, realizada en mármol de Carrara por el escultor Suñol (autor de la estatua de Colón en la Plaza madrileña del mismo nombre) y enriquecida en su arranque por dos figuras de bronce realizadas en París. Entre sus salones y aposentos, merecen destacarse la Biblioteca, el Tocador, el Salón de billar, etc. En su nueva misión, la mayoría de las dependencias de la planta principal han recibido nombres alusivos a la cultura hispanoamericana: Sala Bartolomé de las Casas, Sala Inca Garcilaso, Salón Bolívar, ...

Diversos avatares, algunos de tipo familiar y otros de índole pública, llevaron al Palacio a un estado de abandono y deterioro muy acentuados; la lista de sus propietarios es larga y azarosa, y los pasos esenciales de su historia se pueden resumir así:

- Su constructor, D. José de Murga, hijo y heredero de D. Mateo de Murga, que había conseguido una importante fortuna en Cuba, contrajo matrimonio con D<sup>a</sup> Raimunda Ortega. Ya en vida del propio Marqués, comenzó a tejerse la leyenda sobre su vida, su matrimonio y su presunta paternidad.
- Al morir los Marqueses sin descendencia, el Palacio fue heredado por su ahijada, la Srta. AVECILLA, la cual había contraído matrimonio con D. Felipe Padierna y Villapadierna, que ostentaba el título de Conde de Villapadierna desde 1878 y que fue nombrado Caballero de la Orden de Santiago. De este matrimonio nacieron dos hijos: José María, y María, condesa heredera, que fue asesinada en la escalinata del Palacio durante la Guerra Civil, siendo todavía adolescente.
- Después de la Guerra Civil, en la que fueron asaltados y destrozados algunos de sus aposentos, fue adquirido por la Compañía Transmediterránea, y posteriormente por la Confederación de Cajas de Ahorro, que lo vendieron a la firma Teseo; más tarde, el industrial Emiliano Revilla adquirió el inmueble, poco antes de ser secuestrado por ETA, en cuyo poder permaneció varios meses; finalmente, siendo Alcalde de Madrid Agustín Rodríguez Sahagún, y mediante permuta por unos terrenos situados en las proximidades de la M-30, el edificio pasó a ser propiedad del Ayuntamiento de



Madrid.

Figura 2.4: Planta de sótano segundo

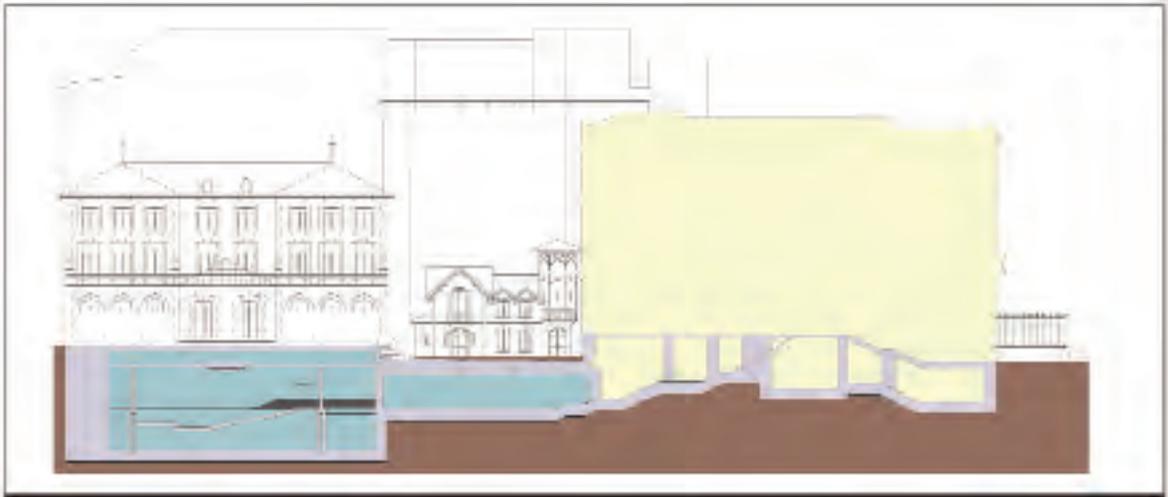


Figura 2.5: Sección general de sótanos.



Figura 2.6: Fachada principal del edificio al comenzar las obras de rehabilitación.

## El proyecto de rehabilitación.

Debido a la inclusión del Palacio entre los monumentos protegidos por su valor artístico, ninguno de sus últimos propietarios consiguió permiso para realizar las reformas que deseaba, lo cual empeoró considerablemente su estado de conservación, hasta llegar a un deterioro de tal magnitud que hizo imprescindible una restauración prácticamente total, con objeto de que sirva a su nueva finalidad: en él se ha instalado la Casa de América, ambiciosa realización enmarcada en las celebraciones de la Capitalidad Cultural Europea de Madrid durante 1992 y en la conmemoración del Quinto Centenario del descubrimiento de América; se rige por un Consorcio del Ayuntamiento de Madrid, la Comunidad de Madrid y el Ministerio de Asuntos Exteriores, y tiene como misión esencial el establecimiento de un centro permanente de investigación, difusión y diálogo entre los países de la Comunidad Iberoamericana.

El acto de Inauguración tuvo lugar en 1992, con motivo de la II Cumbre Iberoamericana de Jefes de Estado, bajo la presidencia de D. Juan Carlos I.

El Proyecto de rehabilitación y reforma fue elaborado entre 1990 y 1991 por el Arquitecto D. Carlos Puentes Fernández; en general, las plantas nobles del Palacio se destinan a uso representativo y social, y la planta alta a oficinas. Es de destacar que, debido a la conflictiva circulación automovilística de la zona, el Proyecto renunció desde el primer momento a la posibilidad de dotar al edificio de un aparcamiento subterráneo, por lo cual los sótanos que se han construido bajo el "Edificio de caballerizas" y el jardín tienen, como se verá posteriormente, una finalidad eminentemente cultural (figuras 2.3 a 2.5).

La fachada, de piedra arenisca de Novelda (figura 2.6), fue tratada con silicio oligomérico antihumedad; en ella, destacaba el gran escudo de armas del Marquesado de Linares, obra también del escultor Suñol y que combina el romanticismo de las figuras aladas laterales con el tono clasicista del escudo propiamente dicho; de él quedaban escasos restos, por lo que ha sido reconstruido aprovechando la abundante documentación fotográfica existente.

En el lujoso interior, la restauración de sus numerosas obras de arte (tapices Gobelinos, alfombras de la Real Fábrica de Madrid, vidrieras, espejos, bronce, artesanados, mármoles, bordados de lino y seda sin igual en España, y un largo etcétera), requirió la colaboración de multitud de profesionales de distintos oficios, y en ella se han utilizado todo tipo de técnicas, tanto tradicionales como de vanguardia.

En cuanto a los abundantes lienzos y murales de Pradilla, Ferrant, Plasencia, Domínguez, Amérigo y otros, que forman uno de los mejores conjuntos de la pintura española del S. XIX, han sido restaurados y sus soportes consolidados para asegurar su conservación; como nota anecdótica, uno de los lienzos que adornan la escalera principal se ha conservado sin restaurar para permitir al visitante comprobar la labor realizada y comparar sus resultados con el deteriorado estado anterior.

El Pabellón romántico conocido como "Casa de muñecas", de unos 100 m<sup>2</sup> de superficie, ha sido acondicionado como tienda, especializada en artesanía y productos americanos. El Pabellón de la C/ Marqués del Duero, conocido como "Edificio de caballerizas", de más de 1.100 m<sup>2</sup> edificados, se destina a vestíbulo y guardarropa en la planta baja y a oficinas y Ateneo en la planta principal. Ha sido vaciado interiormente, manteniendo los muros perimetrales y excavando dos sótanos bajo él, a casi 11 m de profundidad; la solución estructural adoptada permitió salvar un vano de más de 23 m, con lo que se pudo construir una gran Sala de exposiciones en el primer sótano, que se prolonga bajo la "Casa de muñecas" y se une por medio de una escalinata a la Galería de exposiciones del sótano del Palacio.

La parte central del primer sótano la configura un salón de actos circular, de algo más de 16 m de diámetro y con capacidad para 185 personas, con un revestimiento móvil de vidrio que puede ocultarse en el sótano inferior para conseguir un gran espacio diáfano de 26 x 23 m. El suelo es móvil y permite distintas configuraciones y usos, pudiendo ampliarse el salón de actos a costa de la sala de exposiciones o viceversa, según las necesidades de cada momento.

El segundo sótano está destinado esencialmente a instalaciones y servicios auxiliares, albergando el sistema elevador del cerramiento del salón de actos y el cilindro de hormigón armado por el que aquel desliza.

La fachada del jardín del “Edificio de caballerizas” se recoge sobre cargaderos que descansan en pilastras situadas bajo las esquinas que configuran el invernadero. El resto del perímetro de este edificio es soportado por los propios muros de contención de tierras perimetrales.

La obra general fue realizada por una U.T.E. formada por AGROMAN y ODOSA; su comienzo oficial tuvo lugar el día 12 de diciembre de 1990, y concluyó el 15 de abril de 1992. El conjunto de la rehabilitación ha sido galardonado con el Premio “Europa Nostra” correspondiente a 1992. Actuó como Dirección de Obra el propio Arquitecto autor del Proyecto, D. Carlos Puente Fernández, con los Arquitectos Técnicos D. Francisco Javier García Delgado y D. José Antonio Valdés Moreno. La coordinación de la restauración la realizó D<sup>a</sup> María Álvarez Garcillán.

### **Las obras de recalce y cimentación,**

Las obras de recalce y la utilización de tecnologías especiales en cimentaciones fueron llevadas a cabo por KRONSA INTERNACIONAL, S.A., en varias fases distribuidas a lo largo de buena parte de 1991.

El edificio se encuentra en la vaguada del Paseo de la Castellana, en terrenos de origen sedimentario detrítico; el subsuelo es el típico de Madrid, con intercalaciones de arena arcillosa y arcilla arenosa (conocidas, respectivamente, como “arena de miga” y “tosco” en la nomenclatura local), con presencia abundante de agua. Existe además un estrato de rellenos superficiales, de mayor importancia junto a la C/ Marqués del Duero. Antes de comenzar las obras, se contaba con un Informe geotécnico, fechado en 1990, que describía la estratigrafía de la forma siguiente :

1. Rellenos antrópicos, de 4,20 m. de potencia máxima.
2. Arenas cuaternarias, con porcentajes variables de finos y profundidad máxima de 5,00 m.
3. Arcilla arenosa (conocida localmente como “tosco arenoso”), con un 66 % de finos (tamiz 200 de la serie ASTM).
4. Arcilla con menor contenido de arena (“tosco”), con un 90 % de finos.

En cuanto al nivel freático, se detectó en torno a los 8,50 m. de profundidad, en la formación tosqui-za, a la que el Informe atribuía una permeabilidad muy baja.

Además de la información anterior, se contaba con la obtenida en el gran número de obras realizadas por KRONSA en las inmediaciones; concretamente, en similares condiciones de terreno se llevaron a cabo las obras de recalce y cimentación de los edificios de Paseo de Recoletos, 4 (sede de la Compañía de Seguros “Aurora Polar”) y de Paseo de la Castellana, 9 y 11 (Sede del Grupo Asegurador “Reale”).

A pesar de todo, algunas anomalías detectadas tras el comienzo de las obras, aconsejaron la realización de una campaña geotécnica complementaria, constituida por cuatro sondeos con recuperación continua de testigo, toma de muestras inalteradas y ejecución de ensayos “in situ” de permeabilidad tipo Lefranc; con todo ello se confirmó la existencia de una capa de arenas con menos del 10 % de finos y coeficientes de permeabilidad entre  $10^{-4}$  y  $10^{-3}$  cm/seg., que corresponden a un material granular permeable. Este estrato se detectó en todos los sondeos, a una profundidad entre 10,00 y 10,50 m. y con un espesor variable entre 1,30 y 1,85 m.

El nivel freático se detectó entre las cotas -7,50 y -8,50 m., por lo que la capa de arena actúa como acuífero confinado dentro del tosco, con una carga hidrostática equivalente del orden de 3,00 m de columna de agua (figura 2.7).

La mayor parte de las actuaciones singulares en el subsuelo han tenido lugar en el “Edificio de caballerizas” y en el jardín, lugares bajo los cuales se han realizado los sótanos de nueva construcción; con objeto de hacer más comprensible el proceso, se han distinguido dos grandes tipos de actuación: por un lado, el recalce mediante micropilotes provisionales de los muros del “Edificio de caballerizas”, y, por otro, los elementos de contención e impermeabilización necesarios para la realización de sótanos propiamente dicha bajo el citado edificio y parte del jardín (figura 2.8).

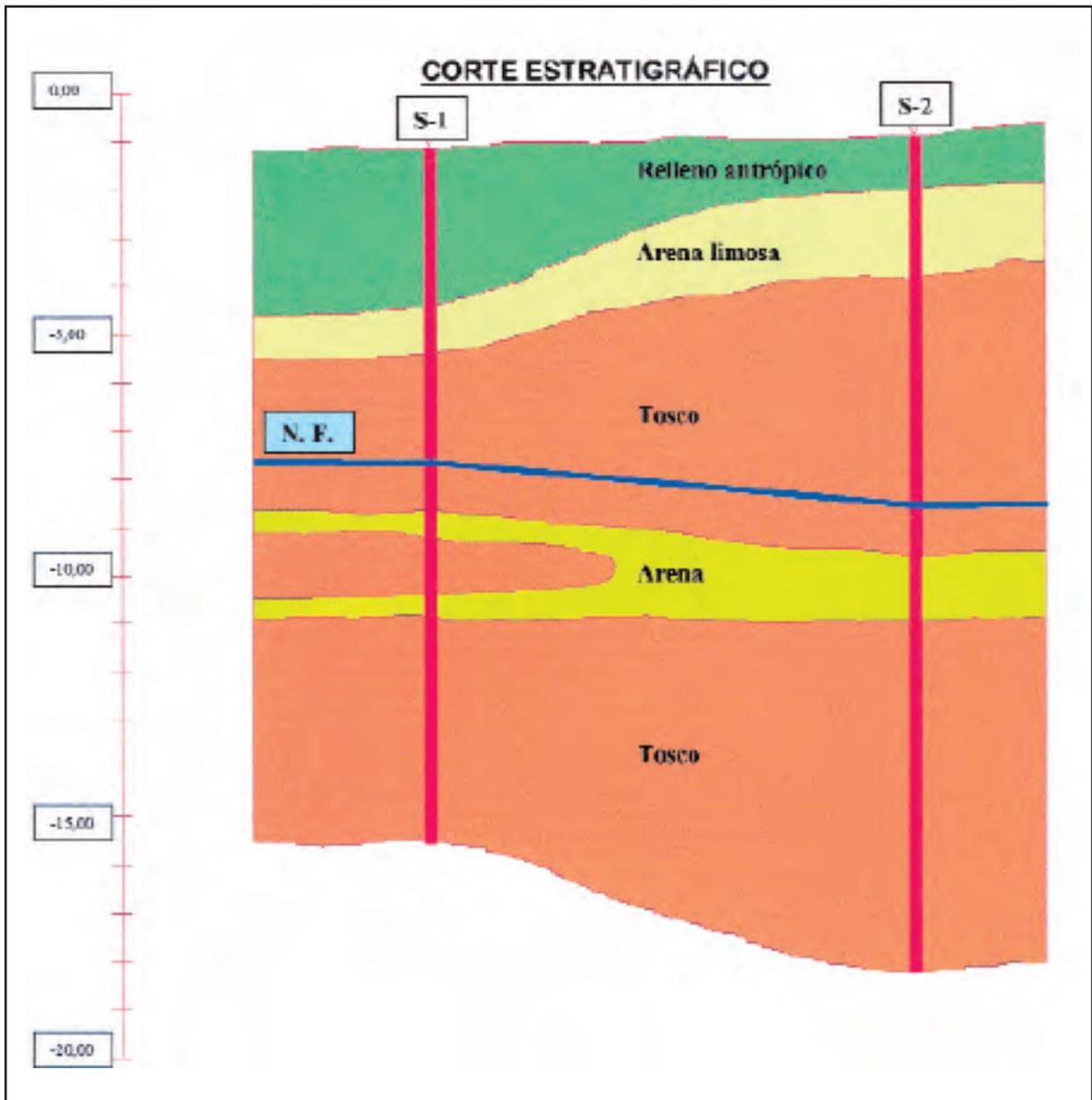


Figura 2.7: Corte estratigráfico tipo.

• **Recalce del “Edificio de caballerizas”.**

Para recalzar los muros de este pabellón que dan al jardín, de unos 70 cm. de espesor, se han realizado 63 micropilotes de 220 mm. de diámetro y de 15,50 a 21,00 m. de longitud, dispuestos en dos alineaciones paralelas, separadas 1,50 m. entre sí y colocadas respectivamente una en el interior y otra en el exterior de los muros existentes; la distancia entre los micropilotes de cada alineación es también aproximadamente de 1,50 m. En cuanto a su armadura, 57 de ellos (que soportan una carga vertical unitaria en torno a 12 T), van armados con tubería de 4,5” de diámetro exterior y 4,5 mm de espesor; los restantes (que corresponden a las esquinas y soportan 24 T de carga vertical unitaria), llevan un cajón formado por 2 UPN-100 (figuras 2.9 y 2.10). En todos los casos, el acero es A-42.

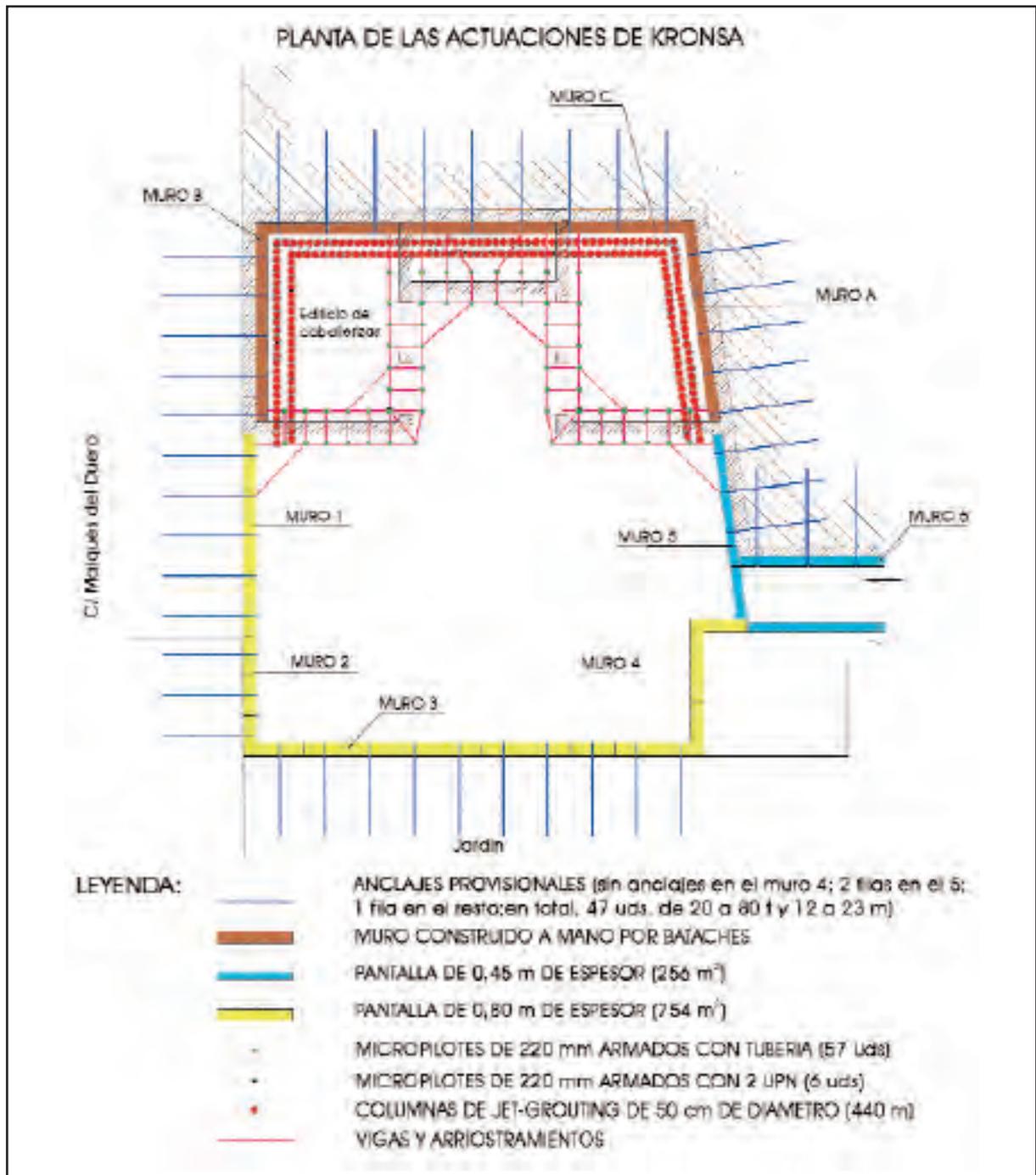


Figura 2.8: Planta resumen de las actuaciones de KRONSA.

Los micropilotes permitieron, una vez descubierta su armadura y convenientemente arriostrados entre sí (figura 2.11), la demolición del muro de cimentación existente y su sustitución por los soportes y la cimentación definitiva, posibilitando la excavación de dos sótanos bajo el edificio, manteniendo los muros "suspendidos" durante el proceso. Debido a la esbeltez de los micropilotes, ha sido necesario arriostrarlos y fijarlos a puntos estables de los muros contiguos, lo cual se ha realizado mediante perfiles metálicos soldados a la armadura de los micropilotes. Todo el conjunto fue pintado de blanco para minimizar el efecto de los cambios de temperatura.

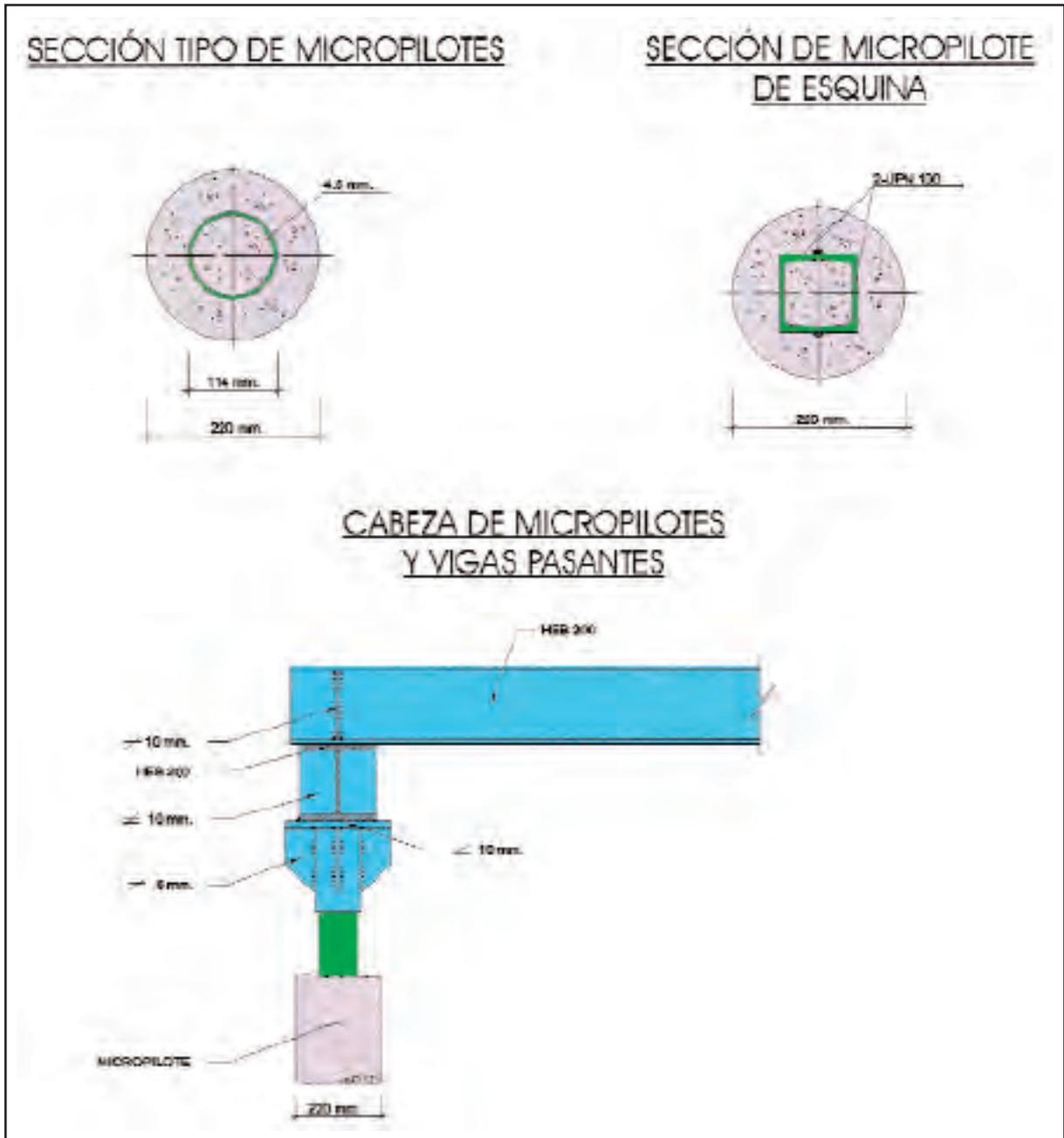


Figura 2.9: Detalles del armado de micropilotes.

La conexión de los muros a los micropilotes, se realizó atravesando aquellos con vigas metálicas retacadas con mortero sin retracción. Una vez que los muros quedaron soportados, a través de las vigas pasantes, por los micropilotes, se construyeron las pilastras y soportes definitivos de muros a nivel de sótano, y a continuación los micropilotes fueron demolidos para aprovechar mejor el espacio disponible.



*Figura 2.10: Equipo de ejecución de micropilotes trabajando en el interior del Edificio de Caballerizas.*

- Excavación de sótanos.

Para realizar la excavación de sótanos, hasta 11,00 m. aproximadamente de profundidad, era necesario, además de recalzar los muros del “Edificio de caballerizas” que daban al jardín, disponer elementos de contención de tierras que impidieran también la entrada de agua y sirvieran de soporte de la estructura existente donde fuera necesario.

En el Proyecto se había previsto la realización de pantallas continuas de hormigón, lo cual resultó factible en las zonas no ocupadas por el propio “Edificio de caballerizas”; mediante cucharas bivalvas guiadas mediante cables, se construyeron 754 m<sup>2</sup> de pantalla de un espesor de 0,80 m y de una altura máxima de 14,00 m, y 256 m<sup>2</sup> de espesor 0,45 m y de una altura máxima de 11,50 m. Estas pantallas fueron soportadas durante la excavación de los sótanos por una o dos filas de anclajes provisionales.

En los muros del “Edificio de caballerizas” adosados a medianerías, y ante la imposibilidad física de realizar pantallas, el Contratista principal construyó muros de recalce por bataches, mediante pozos ejecutados a mano, de unos 2,00 m de anchura y entre 0,40 y 0,80 m de espesor, y cuya estabilidad durante la excavación de sótanos fue asegurada igualmente con el empleo de anclajes provisionales.



*Figura 2.11: Los micropilotes, una vez arriostrados y soportando los muros del edificio.*

En el cuadro siguiente, se han recogido las características esenciales de los muros realizados:

MURO	TIPO	ESPESOR (m)	COTA DE PIE	FILAS DE ANCLAJES
1 y 2	Pantalla	0,80	-14,00	1
3	Pantalla	0,80	-14,00	1
4	Pantalla	0,80	-14,00	0
5	Pantalla	0,45	-14,00	2
6	Pantalla	0,45	-9,50	1
A	Muro manual	0,70	Zapata (*)	1
B	Muro manual	0,70	Zapata (*)	1
C	Muro manual	0,40	Zapata (**)	1

(\*) Zapata de 1,50 m de ancho y 0,80 m de alto, con su base a -11,60.

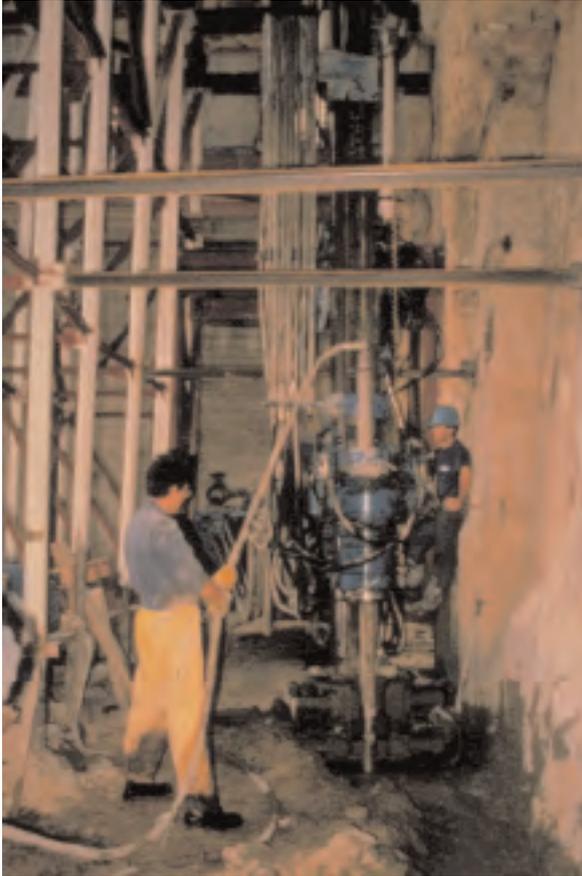
(\*\*) Zapata de 1,40 m de ancho, conectada a la cimentación del edificio contiguo (de 8 plantas y 3 sótanos).

En cuanto a los anclajes, se han ejecutado en total 47 anclajes provisionales, de tonelajes unitarios comprendidos entre 20 y 80 t. y longitudes de 12 a 23 m, según el cuadro siguiente:

MURO ANCLADO	TIPO	TONELAJE (t)	LONGITUD (m)	COTAS DE ANCLAJE	
				SUPERIOR	INFERIOR
1 y 2	Pantalla	34	16	-6,00	-
3	Pantalla	20	12	-6,00	-
4	Pantalla	-	-	-	-
5	Pantalla	57	20	-4,60	-8,50
6	Pantalla	49	18	-4,65	-
A	Muro manual	80	23	-6,00	-
B	Muro manual	49	16	-5,50	-
C	Muro manual	57	20	-9,20	-

Además, debido a la presencia de la capa de arenas que se citó en la descripción de la estratigrafía del subsuelo, y ante la imposibilidad física de cerrar el recinto de pantallas, existía peligro de sifonamiento, con arrastre de las arenas por la circulación del agua freática hacia la excavación, con el consiguiente riesgo tanto para el propio Palacio como para los edificios colindantes.

Por lo tanto, y con objeto de evitar la comunicación hidráulica entre el estrato de arenas y el acuífero general de la zona, se realizó una pantalla de impermeabilización, formada por dos alineaciones paralelas de columnas secantes de jet-grouting de 1 solo componente, de 50 cm. de diámetro y con un empotramiento de al menos 50 cm. en el nivel inferior de tosco; en total, se construyeron más de 440 m. de columna, consiguiendo con ello un cierre estanco y estable que permitió realizar los trabajos de excavación con caudales muy reducidos.



*Figura 2.12: Equipo de jet-grouting trabajando junto al muro perimetral.*

Para permitir el paso de la maquinaria de “jet-grouting”, fue necesario cortar y puentear algunos de los micropilotes que ya actuaban como elementos sustentantes de los muros del edificio de caballerizas, creando una galería de acceso adosada al muro perimetral (figura 2.12).

Las figuras 2.13 y 2.14 permiten comprobar el resultado final de la rehabilitación, tanto en la fachada principal como en el edificio de caballerizas.



*Figura 2.13: Fachada principal después de la rehabilitación.*



*Figura 2.14: El edificio de caballerizas tras acabar las obras.*

## **BIBLIOGRAFÍA.**

Además de la documentación propia de la obra, se han consultado los trabajos siguientes:

AGROMAN: "Recalce y tratamiento del terreno en las obras de rehabilitación del Palacio de Linares". Conferencia para la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, en el ciclo "Jornadas sobre Obras de Interés Geotécnico ejecutadas por los constructores españoles". Madrid, 1992.

AGROMAN: "Anteproyecto de rehabilitación del Palacio de Linares". Madrid, 1991.

AGROMAN: "El Palacio de Linares de Madrid. Tecnologías específicas". Folleto publicitario. Madrid, c. 1992.

Herrador Menéndez, Jose María: "El Palacio de Linares".

KRONSA. Varias conferencias y comunicaciones, a partir de 1993.

Navascues Palacio, Pedro: "Arquitectura y arquitectos madrileños del siglo XIX".

Instituto de Estudios Madrileños. Madrid, 1973. Prólogo de Fernando Chueca Goitia.

Ortuño Abad, Luis: "Recalces profundos".

URIEL Y ASOCIADOS. Varias conferencias, a partir de 1994.

# **MICROPILOTES EN TERRENOS DIFICILES**

*Leoncio Prieto Tercero  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Departamento Técnico RODIO*

## **INDICE:**

- 1.- INTRODUCCIÓN
- 2.- EJECUCIÓN EN TERRENOS DIFICILES
- 3.- DESCRIPCION DE DOS OBRAS SINGULARES
  - 3.1.- Cimentación de un cubo de la Muralla de Segovia
  - 3.2.- Cimentación de un edificio en Tenerife

## **INTRODUCCION.**

Generalmente se han asociado los micropilotes a los recalces, aunque se está generalizando su uso en cimentaciones de nueva planta, ya que son elementos muy versátiles y muy indicados en terrenos que presentan algún tipo de dificultad (espacio reducido, terrenos duros y heterogéneos, gálibos estrictos, etc.).

Se define MICROPILOTE como un elemento cilíndrico, perforado "in situ", armado con tubería de acero e inyectado con lechada o mortero de cemento, y cuyo diámetro no supere los 300 mm.

Atendiendo al sistema de inyección que se utilice los micropilotes se clasifican en tres tipos:

- Tipo IU: se inyectan a baja presión en una sola fase.
- Tipo IR: se pueden re-inyectar hasta dos veces a través de un tubo con válvulas anti-retorno.
- Tipo IRS: se pueden re-inyectar varias veces a través de tubos manguito instalados en la propia tubería de armadura.

La ejecución de un micropilote consta de las siguientes fases:

- 1) Perforación
- 2) Instalación de la armadura tubular
- 3) Inyección

### **1) Perforación.**

La perforación se realizará emboquillando en los puntos y con las inclinaciones especificadas en el correspondiente proyecto. Los métodos y diámetros de perforación están en función de la naturaleza y características del terreno a atravesar, sin embargo, a priori, podemos indicar que se realizarán con equipos hidráulicos a rotación ó rotopercusión, dotados con martillo en cabeza (o martillo de fondo)), y manteniéndose las paredes de la perforación mediante entubación, si fuera necesario.

El diámetro de perforación suele oscilar entre 150/300 mm.

### **2) Instalación de la armadura tubular.**

La armadura de los micropilotes suele estar formada por tubos de acero, del diámetro y espesor de pared que se indique en el proyecto, de las diferentes calidades admitidas por la normativa.

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

Esta armadura, a la vez que es el elemento estructural del micropilote, constituye, en conjunto, el medio indispensable para la realización de las diferentes fases de inyección.

Los tubos irán provistos de una serie de válvulas anti-retorno, regularmente repartidas en toda o en parte de su longitud, que permiten inyectar cantidades controladas a través de cada una de ellas. El disponer de válvulas en la armadura, asegura una inyección correcta (ya que se podrá realizar en varias fases).

Los manguitos de estas válvulas pueden estar constituidos por elementos tubulares de goma, evitándose su desplazamiento mediante anillos de hierro, o de cualquier otro tipo (siempre que impidan el retorno de la lechada). Debajo de cada manguito el tubo tiene las correspondientes ventanas para inyección.

La unión entre los diferentes tramos de tubería y barra se realizará mediante manguitos roscados de acero de la misma calidad.

### 3) Inyección.

La inyección de los micropilotes (en los del tipo IRS) se efectuará en las siguientes fases sucesivas:

- Formación de la vaina, sin presión (inyección de relleno)
- Primera inyección a presión en la zona del "bulbo"
- Segunda inyección a presión en la zona del "bulbo", ó más si el caso lo requiere.
- Relleno del interior de la armadura tubular con lechada de cemento ó mortero de cemento, según sean las admisiones.

Una dosificación típica de la lechada de inyección puede ser la siguiente:

- Cemento        100 Kg.
- Agua            50 Lt.

La inyección de relleno para formar la vaina, se hará antes de retirar la tubería de revestimiento. Esta vaina, que ocupa el espacio anular comprendido entre la pared del taladro y el tubo, impedirá el reflujo vertical de la lechada inyectada sucesivamente, para formar el "bulbo" de empotramiento del micropilote en el terreno.

En el caso de admisiones fuertes, ó de pérdidas del fluido de perforación, se procederá a efectuar una inyección del tipo consolidación a base de morteros ó lechadas con acelerantes de fraguado y otros medios taponantes comunes en la inyección.

Una vez que la vaina haya empezado a fraguar, pero no después de 24 horas de terminada su inyección, se procederá a realizar las inyecciones para la formación del "bulbo". La vaina normalmente debe romperse, en terrenos no rocosos, a presiones del orden de 20 a 30 kp/cm<sup>2</sup>.

Los manguitos se inyectarán uno después de otro, empezando siempre por el más bajo.

Es siempre conveniente hacer una inyección posterior a la última considerada como definitiva, para controlar el resultado alcanzado por ésta. En muchos casos, es necesario repetir sistemáticamente la inyección para formar el "bulbo" -eventualmente sólo en algunos manguitos- hasta alcanzar las presiones idóneas.

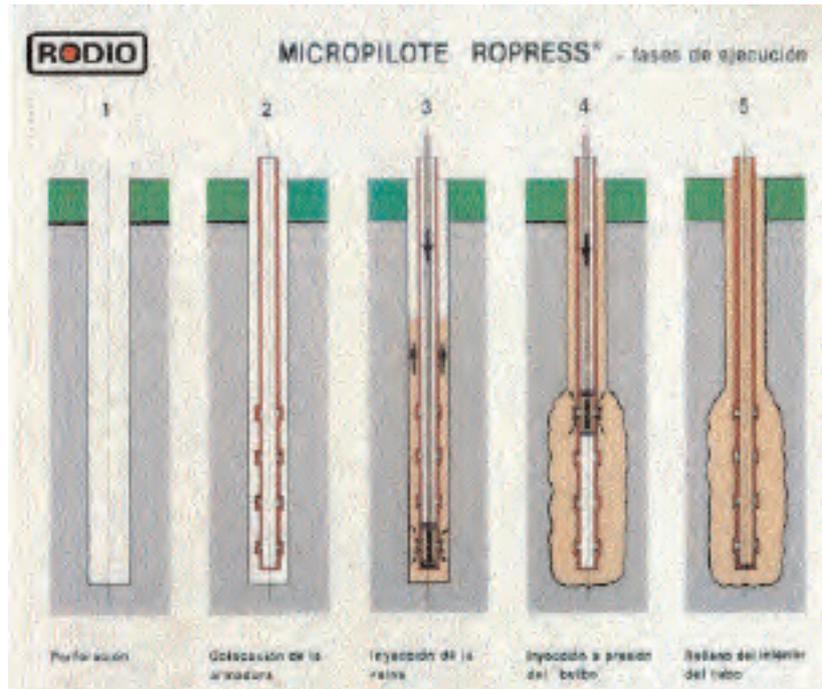
Una vez terminada definitivamente la inyección del "bulbo", el tubo se rellenará de lechada y el micropilote se considerará terminado.

Para la ejecución de los micropilotes, las fases a seguir son las siguientes:

- 1.- Replanteo de los puntos de emboquille.
- 2.- Emplazamiento de la máquina.
- 3.- Ejecución de la perforación para alojamiento de los micropilotes.
- 4.- Inyección.

El equipo básico a utilizar ha de constar de los siguientes elementos:

- Sonda perforadora adaptada al tipo de obra.
- Central de fabricación e inyección de lechadas y morteros.
- Tuberías, manguitos, conducciones y material diverso.



*Esquema de ejecución de micropilotes inyectados tipo IRS*

## 2. EJECUCION EN TERRENOS DIFICILES.

La definición de “terrenos difíciles” va asociada al grado de dificultad que se presenta al tener que proyectar y ejecutar una cimentación en condiciones extremas, debido al tipo de terreno o a las condiciones de la zona donde se asentará la estructura.

Los casos más habituales de terrenos que presentan dificultades son:

- Terrenos en los que el sustrato resistente consiste en una roca alterada, fisurada y con una capacidad portante reducida.
- Alternancia de capas de roca competente y terrenos de baja calidad en profundidad. Ocurre habitualmente en los terrenos volcánicos, en los que se alternan capas de basaltos más o menos compactos, con capas de pumitas y tobas (con capacidad portante reducida).
- Presencia de cavernas o cavidades, que pueden estar vacías o rellenas de materiales detríticos o arcillosos. Estos fenómenos se presentan principalmente en las siguientes situaciones:
  - Fenómenos kársticos, donde la disolución de las rocas calizas forma cavernas.
  - Fenómenos de subsidencia, en los que una capa limosa se ha ido erosionando y los estratos rocosos suprayacentes se han quedado sin apoyo. A medida que el vano va creciendo y se alcanza alguna de las fracturas preexistentes en la roca, los estratos se rompen a flexión y caen a ocupar el hueco dejado por el nivel limoso erosionado. Si el hundimiento es profundo las capas rocosas superiores pueden puentear el hueco o amortiguar la subsidencia, de modo que sus efectos en superficie son casi imperceptibles.
- Presencia de bloques o bolos de gran tamaño intercalados en el terreno, en rellenos artificiales y sobre los que hay que cimentar alguna estructura.

Los casos más habituales que condicionan la cimentación debidos a las características de la zona donde se ubica la obra son:

- Superficies reducidas o plataformas de trabajo de pequeñas dimensiones, en la que el tamaño de los equipos a utilizar es el condicionante principal.
- Obras con gálibos reducidos (por debajo de 3,00 m).
- Accesos difíciles, que condicionan las dimensiones de los equipos.

La ejecución de la cimentación mediante micropilotes presenta una serie de ventajas, que solventan de forma técnica y económicamente impecable todas las situaciones de “terrenos difíciles” descritas anteriormente y que podemos resumir en:

- Los equipos de perforación de micropilotes son de tamaño reducido, por lo que se adaptan a superficies reducidas, a obras con accesos difíciles, con gálibos estrictos, etc.
- Los micropilotes se pueden ejecutar en todo tipo de terrenos, desde suelos hasta rocas de gran compacidad y dureza, incluso cuando se presentan alternancias de terreno dentro de la misma perforación. La perforación se puede realizar con entubación simultánea (sistema OD), en caso de que las condiciones del terreno así lo exija.
- En el caso de existencia de cavernas, la perforación de los micropilotes las detecta, pudiendo adecuar la longitud de los micropilotes y adaptar el proyecto a las condiciones reales, ya que cada micropilote se puede considerar como un sondeo. Al realizar la inyección de los micropilotes se pueden rellenar las cavidades, si estas son de dimensiones abordables, o se pueden dejar entubaciones definitivas que confinen la inyección en esa zona.
- La contribución de la punta del micropilote en su dimensionamiento es pequeña, por lo que se dimensionan para trabajar fundamentalmente por fuste, por lo que se reduce el riesgo de concentración de cargas en un terreno poco competente (que puede estar situado en el nivel de la punta)



*Vista de dos equipos trabajando*

### **3. DESCRIPCIÓN DE DOS OBRAS SINGULARES.**

Se describen a continuación los aspectos singulares de dos obras, en las que se utilizaron los micropilotes como cimentación de dos estructuras distintas.

La justificación del uso de los micropilotes en cada uno de los casos es distinta y se corresponde con alguna de las dificultades señaladas anteriormente (terrenos difíciles), en el diseño de la cimentación adecuada técnica y económicamente.

### 3.1. Cimentación de un cubo de la Muralla de Segovia.

Durante el verano de 1.998 se produjo el derrumbamiento del Cubo nº 23 de la Muralla de Segovia. La causa principal fue la rotura a cortante de la mampostería, según un ángulo de unos 60° con la horizontal, arrancando de una grieta preexistente en el tercio delantero de la base prismática que soportaba el alzado cilíndrico del cubo.

En los sondeos quedó de manifiesto que a lo largo del tiempo la acción de las aguas subterráneas ha ido arrastrando y erosionando los niveles limoarenosos intercalados entre las calizas y areniscas que forman el promontorio en que se asentaba el cubo, por lo que gran parte del lado Norte de la Muralla se ve afectado por cuevas, hundimientos y desprendimientos. La capa limosa se ha ido erosionando y los estratos rocosos suprayacentes se han quedado sin apoyo, por lo que se producen huecos y cavernas.

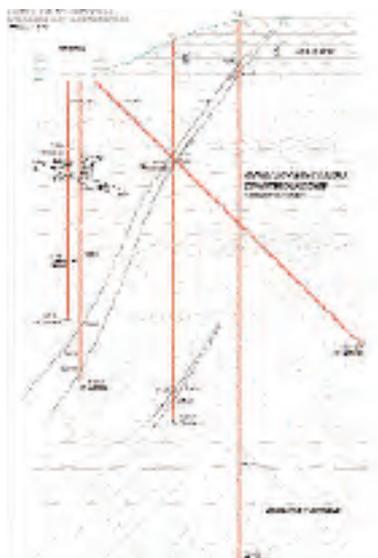
Una vez producido el desprendimiento, los paños adyacentes de la muralla quedaron en un estado bastante precario, sobre todo el lado derecho en el que existían desde hacía muchos años dos grandes grietas verticales.

En este punto se confirmó la idea inicial, según la cual era necesario cimentar el nuevo cubo en un nivel no afectado por la subsidencia de las capas rocosas, presencia de huecos, etc.

Parecía claro que la cimentación en profundidad, atravesando capas rocosas, solo podía realizarse mediante micropilotes, alcanzando un firme suficientemente fiable.

Se planteó una base micropilotada, de hormigón armado, la cual serviría de cimentación al nuevo cubo.

Era de prever la aparición de huecos a diversos niveles por lo que se estimó que era conveniente prolongar la perforación de los micropilotes hasta alcanzar el sustrato de limolitas existente bajo los niveles de calizas y areniscas. Por su naturaleza cabía esperar que los procesos de karstificación y erosión interna no se continuaran en las limolitas, ya que son típicos de las rocas carbonatadas y de las capas limoarenosas poco cementadas.



#### **CORTE GEOTECNICO**

- Rellenos
- Areniscas y margocalizas
- Limolitas y margas

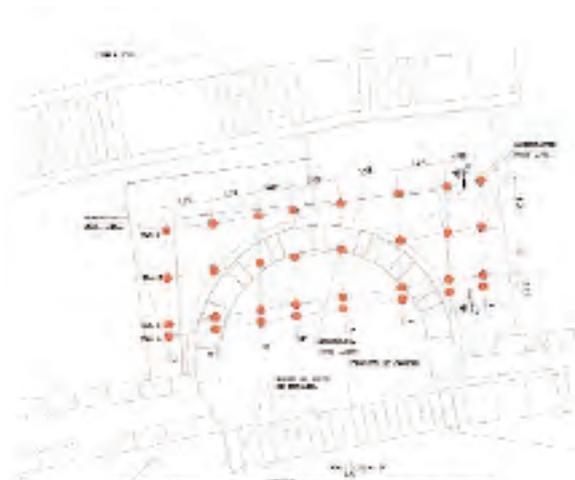
Para la cimentación del cubo se dispusieron 32 micropilotes de 30 t de capacidad. Los micropilotes se perforaron con diámetro 150 mm y se armaron con un tubo de acero St-52 de 70 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor de pared. En los 9 metros finales llevaban tubos-manguito, separados 1 m, para mejorar mediante inyección de lechada de cemento a presión el contacto con el terreno.

Los micropilotes iban dispuestos en 4 filas de 8. En las 3 filas exteriores eran verticales, mientras que los de la 4ª llevaban una inclinación de 5°, para realizar una ligera función de anclaje.

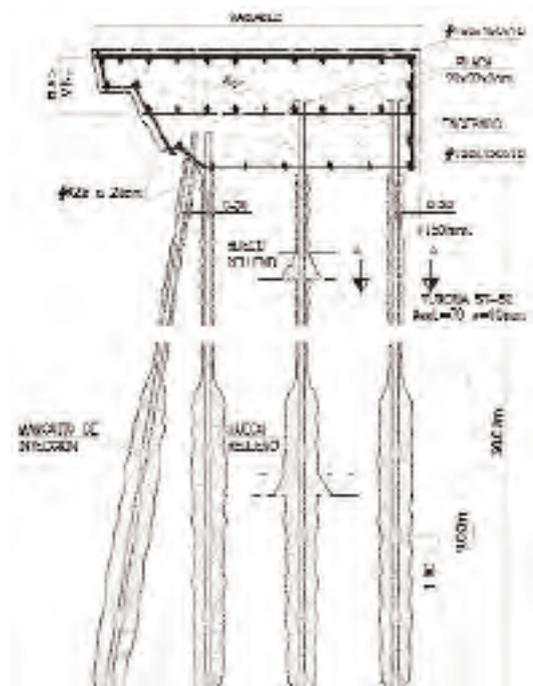
Los micropilotes se enceparon mediante una bancada escalonada de hormigón armado de dimensiones máximas en planta 9,40 x 5,90 m.

En la ejecución de los micropilotes se planteó el problema de pasar los huecos existentes, algunos de 2 m de altura, ya que por ellos escapaba la lechada exterior impidiendo el relleno del espacio anular entre el tubo y la perforación. Por otra parte no podía dejarse el tubo metálico sin protección exterior, por el peligro de corrosión a largo plazo. Se aplicó la solución de rellenar el hueco entre tubo y terreno con un mortero muy seco, de forma que se creara un cono de mortero en torno al tubo en las zonas huecas, hasta alcanzar el techo del hueco, continuando luego el relleno en la forma habitual.

La perforación de los micropilotes se realizó con un vagón perforador sobre orugas de tipo KLEMM – 807, y la inyección con una bomba PUTZMEISTER P-13.



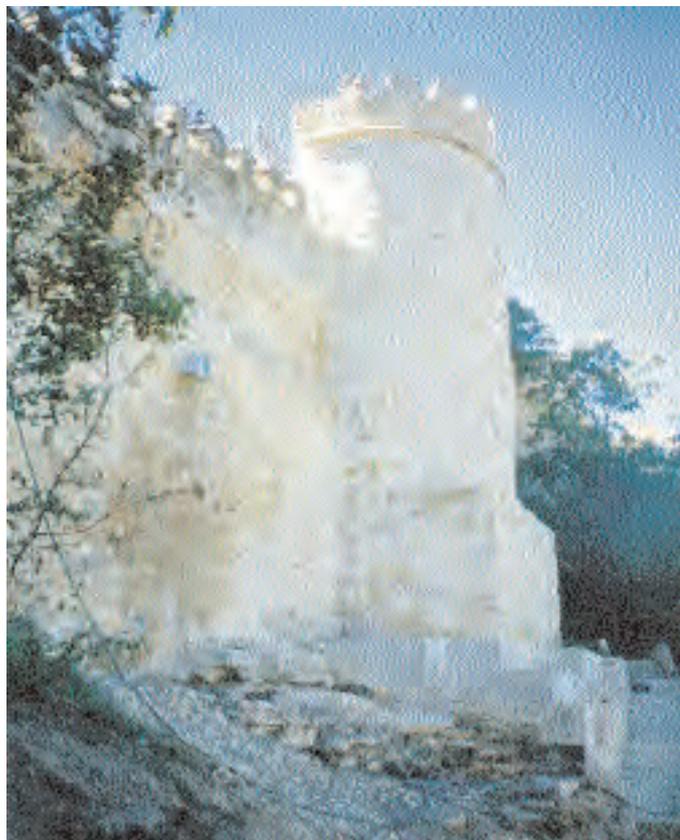
PLANTA DE CIMENTACIÓN DEL CUBO



SECCIÓN TIPO



*Ejecución de los micropilotes*



*Obra finalizada*

### 3.2. Cimentación de un edificio en Tenerife.

Se proyectaba la construcción de dos bloques de viviendas en la Avenida Tres de Mayo de Santa Cruz de Tenerife. Una vez vaciado el solar se observa la existencia de materiales de baja capacidad portante, constituidos fundamentalmente por tobas volcánicas y pumitas, intercalados entre coladas basálticas, coincidiendo con la cota de cimentación.

La profundidad a la que aparece el nivel basáltico bajo la cota de cimentación es variable, dada la inclinación de las coladas, de forma que en uno de los dos edificios se encuentra a cota de cimentación, alcanzando profundidades máximas de 3,00 m. En el otro edificio, la profundidad mínima a la que aparecen los basaltos es 5,00 m, llegando hasta profundidades próximas a los 10,00 m.

Los edificios proyectados transmiten cargas elevadas, superiores a las 500 ton en algunas pilas, lo que impide la cimentación sobre los niveles de tobas o de pumitas.

Con las premisas anteriores se plantean las distintas posibilidades de cimentación, seleccionando la opción de micropilotes empotrados en los niveles basálticos, ya que la existencia de irregularidades en las coladas basálticas (cavidades, niveles escoriáceos, niveles fisurados, etc) desaconsejan transmitir cargas muy concentradas a los basaltos. A favor de la opción de los micropilotes también influyó el punto de vista económico, ya que era una solución más ventajosa.



Corte geológico

La solución adoptada en proyecto para la cimentación de uno de los edificios consistió en la ejecución de 180 micropilotes de 80 Tn de capacidad, con una longitud media de 12,00 m (empotrándose como mínimo 6,00 en los basaltos). Dependiendo de las cargas transmitidas los micropilotes se agruparon en encepados de 4, 5, 6, 7, 8 y 9 micropilotes.

La perforación se realizó con diámetro 160 mm, y se armaron los micropilotes con tubería de acero de límite elástico 5.600 kg/cm<sup>2</sup>, de dimensión exterior 114,3 mm y 9 mm de espesor. El tope estructural de este micropilote es de 83 Tn.



*Detalle del terreno y perforadora*



*Ejecución de los micropilotes*



*Cimentación finalizada a falta de la construcción de los encepados*

# MICROPILOTES CON INYECCIONES DE DESPLAZAMIENTO

*Gustavo Armijo Palacio*  
*Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.*  
*Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA)*

## RESUMEN

En este artículo se analizan los micropilotes ejecutados con inyecciones de desplazamiento, por medio de la presentación de un ejemplo de aplicación de esta técnica a la cimentación de los nuevos pilares interiores de un antiguo edificio sujeto a una profunda remodelación.

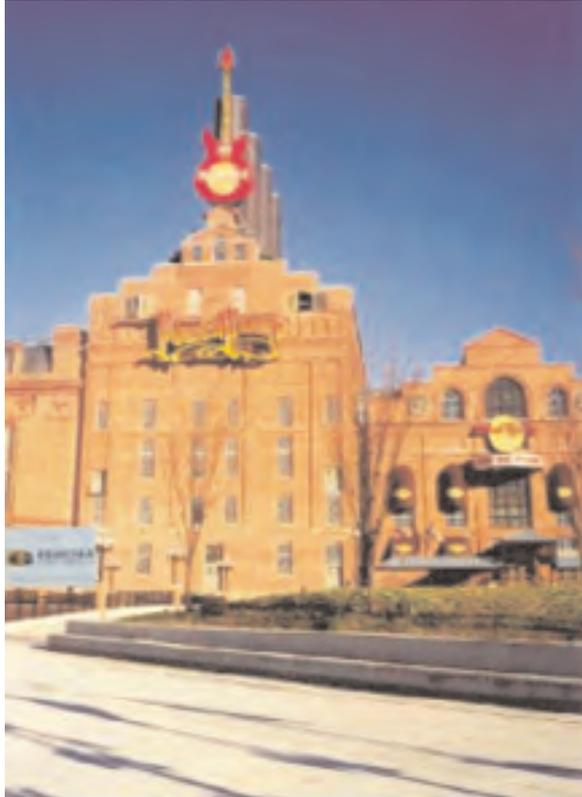
En dicho ejemplo se exponen los conceptos básicos de esta técnica, sus ventajas y desventajas y se resume la metodología de cálculo seguida, para determinar el tope estructural, la capacidad portante y los asientos de este tipo de micropilotes. Además, se destacan los aspectos más importantes de las dos partes fundamentales de su proceso constructivo: perforación e inyección, incluyendo una comparación con las otras técnicas para la ejecución de micropilotes más usuales. También se analiza el control de ejecución y el control de resultados que debe ir siempre asociado a este tipo de obras de micropilotes.

## INTRODUCCIÓN

La remodelación del edificio de la antigua planta de energía para transformarlo en un centro de entretenimiento, en la principal parte turística del antiguo puerto de la ciudad de Baltimore, denominada "Inner Harbor", en el estado norteamericano de Maryland, a sólo 60 km de Washington D.C., requería la ejecución de seis nuevos pilares interiores para soportar cargas de 450 t (Figura 1). La idea era conservar las fachadas y rehacer la parte interior del edificio.

La ejecución de esta obra presentaba los siguientes condicionantes (Armijo, 1997):

- Debido a las características del terreno existente (Ver apartado siguiente), la cimentación de estos pilares no podía hacerse en forma directa.
- La presencia de un relleno superficial de 1 a 2 m de espesor, con restos de cimentaciones antiguas, inmediatamente encima del nivel freático, complicaría la ejecución de cualquier tipo de cimentación profunda de gran diámetro.
- Teniendo en cuenta la naturaleza urbana del emplazamiento de la obra y al hecho de tener que trabajar en el interior de un edificio, se debía descartar la utilización de equipo pesado que generase problemas de espacio, ruido y vibraciones.
- La obra de cimentación debía completarse en un máximo de cuatro semanas y todas las instalaciones cercanas tenían que seguir en funcionamiento normal durante su ejecución.



*Fig. 1: Vista del edificio de la antigua planta de energía de Baltimore*

En función de lo anterior se descartaron los pozos de cimentación y los pilotes convencionales, perforados o hincados, y se analizaron diversas alternativas con micropilotes. Finalmente, de entre ellas, se eligieron los micropilotes con inyecciones de desplazamiento por las ventajas técnicas y económicas que ofrecía en este caso en particular.

En los apartados siguientes se analizan dichas ventajas, junto con las etapas de diseño, construcción y control que fueron necesarias para la ejecución exitosa de esta obra.

## **DESCRIPCIÓN DE LOS MICROPILOTES CON INYECCIONES DE DESPLAZAMIENTO**

En la Figura 2 se esquematizan los diferentes tipos de inyección a presión existentes, sin incluir al jet grouting, donde la lechada, fundamentalmente, se mezcla y sustituye al suelo inyectado. Estos tipos de inyección pueden resumirse como sigue:

- a. Las inyecciones de impregnación, donde la lechada o mezcla química rellena los huecos sin alterar el terreno.
- b. Las inyecciones de compactación, donde un mortero seco forma un bulbo inyectado que desplaza el terreno circundante.
- c. Las inyecciones de fracturación, donde la lechada abre y rellena fisuras, desplazando también el terreno.

De la observación del esquema correspondiente a las inyecciones de compactación, indicado con b) en la Figura 2 mencionada, surge la idea de formar un pilote o micropilote superponiendo bulbos de este tipo hasta alcanzar el nivel de zapata o encepado.

En la Figura 3 se presenta la sección típica de un micropilote efectuado con inyecciones de desplazamiento. Sus partes principales son:

- Una zona de bulbo, desarrollada en el terreno mejorado por estos mismos bulbos, normalmente de 30 a 50 cm de diámetro, que al desplazarlo, lo densifican.
- Una zona superior con entibación perdida, en caso de encontrarse, como suele ser habitual en estos casos, una capa superficial de rellenos y suelos blandos.
- Una barra de acero que proporciona al micropilote la parte fundamental de su tope estructural.
- Unos elementos de unión (placa y tuercas), en caso de tratarse de zapatas o encepados nuevos.

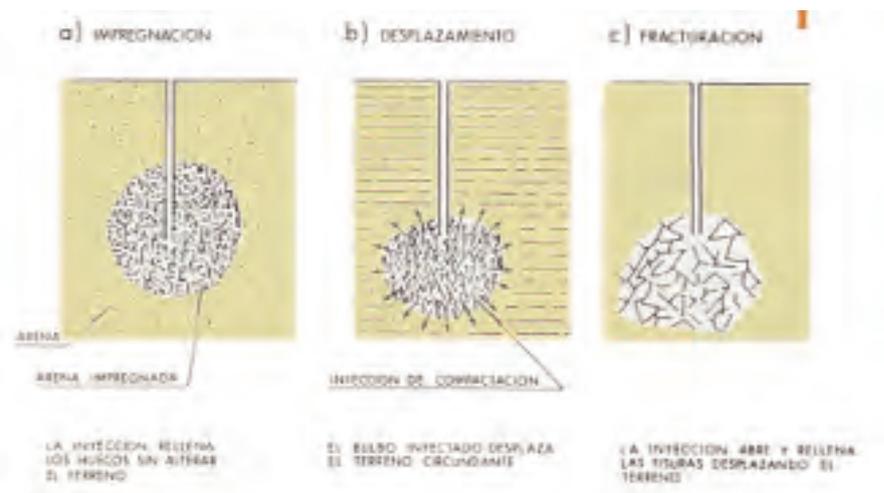


Fig. 2: Tipos de inyecciones a presión según Mitchell, 1981

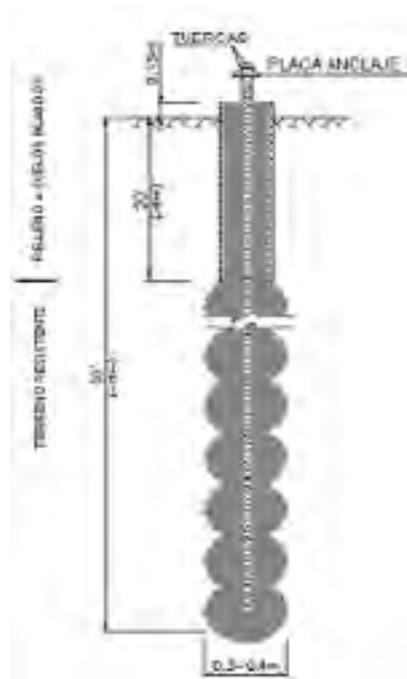


Fig. 3: Micropilote con inyecciones de desplazamiento

Curiosamente, este tipo de micropilote no aparece reflejado exactamente en ninguna de las normas o guías de diseño y ejecución de micropilotes existentes. A modo de ejemplo, en la Figura 4 se presenta la clasificación dada por el Manual de Micropilotes de la FHWA, de 1997, en la cual no aparecen recogidos los micropilotes en cuestión.

En rigor, estos micropilotes podrían considerarse como tales por su pequeño diámetro de perforación, del orden de 10 cm, pero no por el diámetro medio de su fuste, el cual casi siempre supera los 300 – 350 mm que es el límite inferior normalmente considerado para los pilotes.

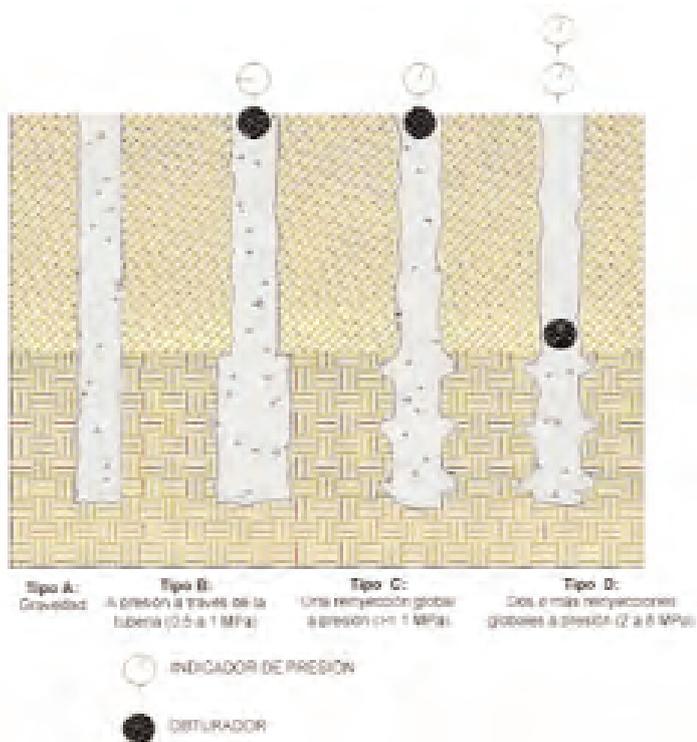


Fig. 4: Clasificación micropilotes según tipo de inyección (FHWA, 1997)

## CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

De acuerdo con los sondeos realizados, en dicho lugar, de arriba hacia abajo, las capas siguientes:

Estrato 1: Relleno superficial, de 1 a 2 m de espesor, compuesto por suelos, escombros urbanos y restos de cimentaciones antiguas de hormigón, con golpes NSPT iguales a rechazo en todos los casos.

Estrato 2: 4 a 5 m de arenas y limos orgánicos, con capas de turba y NSPT menor que 10 golpes.

Estrato 3: 9 m, en promedio, de arena limosa y gravas con NSPT variable entre 13 golpes y rechazo.

El nivel freático fue detectado a aproximadamente 1.5 m de profundidad, en coincidencia con el nivel del mar, en la Bahía de Chesapeake, adyacente a la obra.

En la Figura 5 se representa el perfil del terreno descrito en los párrafos anteriores. En esta figura se incluye también un pequeño esquema de los micropilotes a construir, que es una reducción de la sección que aparece en la Figura 3, con el revestimiento en correspondencia con los rellenos y suelos blandos superficiales, con un espesor de unos 6 m, y un bulbo desarrollado en la capa de arenas y

gravas, de unos 9 m de espesor. En todos los casos, la punta de los micropilotes “tocaría” la capa subyacente de rocas alteradas.

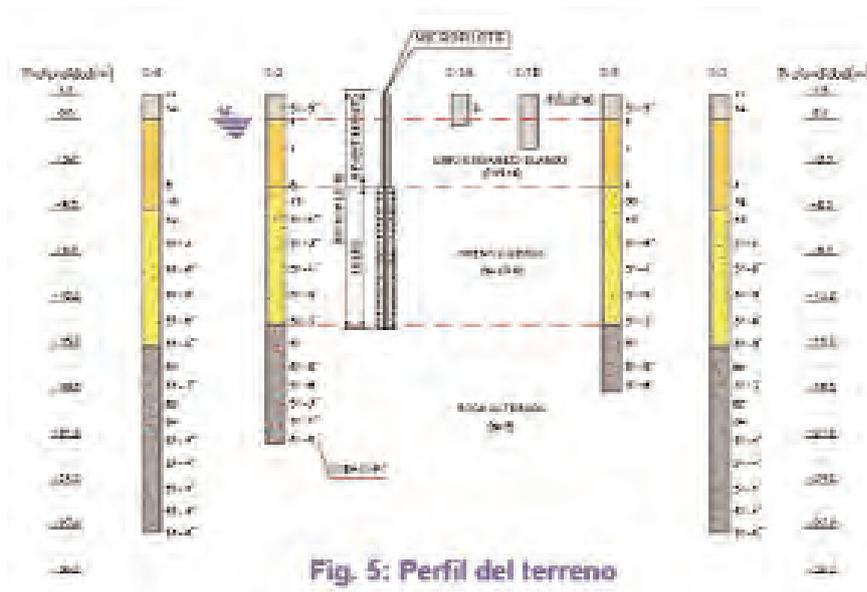


Fig. 5: Perfil del terreno a partir de los sondeos realizados

## DISEÑO DE LOS MICROPILOTES

A pesar de que este artículo está más orientado a aspectos de ejecución que de diseño, resulta conveniente destacar que estos micropilotes con inyecciones de desplazamiento se calculan de un modo similar a los demás.

El tope estructural se estima, normalmente, con el 50% de la resistencia del acero en el límite elástico, limitada a 600 MPa y el 20 a 40% de la resistencia a compresión del mortero a 28 días, para la cual se exige, comúnmente, un mínimo de 175 kg/cm<sup>2</sup>. Esto hace que, por lo general, se tenga un reparto de la carga: 90% acero / 10% - mortero, aproximadamente.

La longitud del micropilote se calcula para llegar a una carga admisible, con un factor de seguridad variable entre 2 y 3, similar al tope estructural. En este punto surgen algunas particularidades porque en este tipo de micropilotes la relación área fuste/área punta disminuye mucho en relación con los micropilotes convencionales y, en consecuencia, resulta debe considerarse la resistencia por punta casi como si se tratara de un pilote convencional. Además, no resulta claro, a priori, qué resistencia por fuste debe adoptarse. En efecto, si se adopta un método empírico y se usa una tabla como la N° 1 adjunta, no queda claro cuál es el valor a adoptar ya que, según se comentó en el apartado 2, estos micropilotes no encajan exactamente en ninguno de los tipos incluidos en esta tabla.

De acuerdo con los ensayos de carga realizados, en el caso de la obra de Baltimore, se podía contar con una resistencia última por fuste entre 200 y 300 kPa, es decir, entre el valor medio y el máximo del rango recomendado, en la Tabla 1, para micropilotes tipo C y D, con inyección repetitiva, en suelos granulares (arenas y gravas) medio densos a muy densos. En consecuencia, puede decirse que, desde este punto de vista, el efecto de mejora del terreno por desplazamiento, producido al inyectar el terreno con el mortero seco, podría asimilarse al que producen las inyecciones repetitivas (globales o selectivas) de lechada en los micropilotes convencionales. Sin embargo, en los con inyecciones de

mortero siempre se obtiene una carga admisible por fuste mayor, para igual longitud, porque el diámetro efectivo medio (por encima de 30 cm) es siempre mayor que el de los convencionales (entre 15 y 20 cm, normalmente).

Los asientos se estiman utilizando los mismos métodos que para el resto de los micropilotes. En el caso del ejemplo que se desarrolla en este artículo el asiento estimado inicialmente y posteriormente confirmado por el ensayo de carga efectuado, fue de unos 10 mm, de los cuales, aproximadamente la mitad corresponde al acortamiento elástico.

En la Figura 6 aparece la distribución de los micropilotes, en planta, adoptada en la obra de Baltimore, en función de lo anterior. Bajo cada uno de los pilares de 450 t mencionados en el apartado 1, se dispusieron 5 micropilotes de 90 t, formando una cruz. En esta figura se ve, en línea continua, el contorno del pre-agujero de 8" (20 cm), el revestimiento perdido de 6" (15 cm) y la barra de acero de 2,5" (6,3 cm). En línea discontinua se ven las posibles localizaciones de los micropilotes de sustitución o de reemplazo en caso de que en las localizaciones del proyecto no se pudiera realizar la perforación por la presencia de obstrucciones. La idea era colocar 2 micropilotes de sustitución en lugar de 1 original. En la Figura 7 se ve un ejemplo de lo dicho, es decir: 2 micropilotes de sustitución en lugar de 1 proyecto (el central, en este caso en particular). Asimismo, en la Figura 3 se incluye una sección de los micropilotes con la definición de longitudes de la parte superior revestida y de la zona de bulbo inferior.

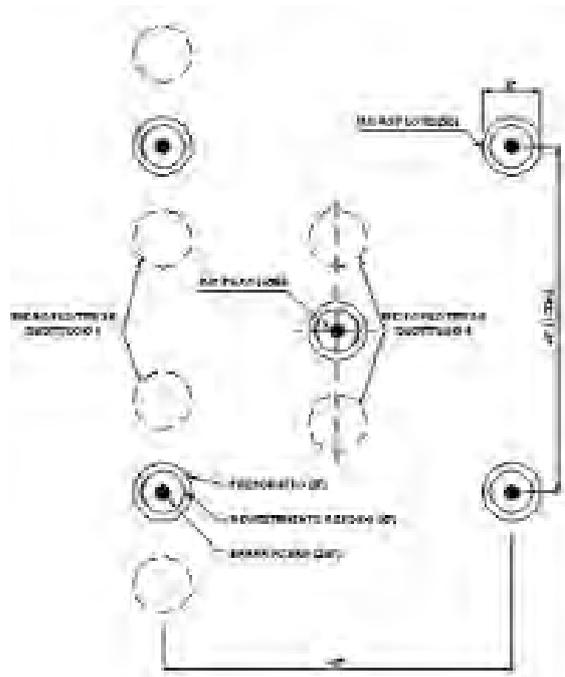


Fig. 6: Disposición micropilotes bajo los pilares a construir



Fig. 7: Micropilote central relocalizado por obstrucción

## PROCESO CONSTRUCTIVO

La ejecución de estos micropilotes puede dividirse en las cuatro etapas que se reflejan en la Figura 8

y se resumen a continuación:

- Perforación: normalmente se efectúa a rotación y con agua, utilizando una tubería con zapata o corona de corte en su extremo, que será también la de inyección, en la mayoría de los casos (Figura 9). Con el objeto de que la inyección de mortero sea auto-obturable, se debe cumplir que la relación entre el diámetro de la zapata o corona de corte, igual aproximadamente al diámetro de la perforación, y el diámetro externo de la tubería de perforación, se mantenga en torno a 1.3.

En la obra de Baltimore, las operaciones de perforación e inyección se independizaron, aunque podrían efectuarse juntas, es decir utilizando la misma perforadora para extraer las barras de perforación / inyección, en lugar de gatos.

- Colocación de la armadura: si es posible, esta armadura, constituida por un redondo de acero, debe colocarse sin manguitos para dejar un camino libre, casi sin obstrucciones, al mortero seco que moverá, bajo presión, por el espacio anular entre este redondo de acero y la tubería de inyección (Figura 10). En el caso del ejemplo que se presenta en este artículo, con una barra tan gruesa, de 2.5" (6.3 cm) de diámetro, había que usar una tubería de inyección de por lo menos 3.75 a 4" de diámetro interior. A pesar de ser una obra "bajo techo", el gran gálibo existente después de la demolición de todos los forjados y pilares interiores, permitió la colocación, con gran rapidez, de la armadura de una sola pieza, es decir, sin manguitos de empalme.
- Inyección: Se hace levantando la tubería, con gatos, en caso de que se independicen las operaciones de perforación e inyección (Figura 11), o con la propia máquina de perforación, en tramos de 0,30 a 0,60 m, e inyectando un mortero seco (menos de 2" de asiento en el cono de Abrams) hasta cumplir con uno de los criterios de rechazo:
  - Se producen movimientos de la estructura (> 3 a 5 mm, dependiendo de la estructura. Este criterio es muy importante en recalces),
  - se registran presiones > 40 bares a profundidades < 15 m o presiones > 60 bares a profundidades > 15 m, para inyectar un caudal mínimo (El objeto es evitar la rotura del terreno) o
  - se alcanzan los volúmenes de inyección máximos prefijados (Normalmente, este criterio es el que predomina).

Los movimientos en superficie son producidos por el desplazamiento y, en consecuencia, la mejora del terreno circundante. Los volúmenes mínimos de mortero que se inyectan varían, generalmente, entre 100 y 200 litros / metro de micropilote, dependiendo del objetivo de mejora del terreno prefijado.

- Colocación de los elementos de unión con el encepado (cimentación nueva) o la zapata existente (recalce): Estos elementos son normalmente placas de acero con tuerca y contratuerca, en el primer caso, y la propia entubación que queda embebida en la zapata, en el segundo (Figura 12).

Además de lo expresado en los párrafos anteriores, en el caso particular de la obra de Baltimore vale la pena destacar los siguientes aspectos de la ejecución:

- La realización de pre-agujeros, a rotoperusión con diámetro de 8", (20 cm) a través del relleno con restos de la cimentación anterior y colocación del revestimiento perdido de 6" (15 cm) de diámetro y 6 m de longitud (Figura 13).
- El relleno, por motivos de seguridad, de estos agujeros con mortero de baja resistencia, hasta su reperforación, para la ejecución de los micropilotes (Figura 14).

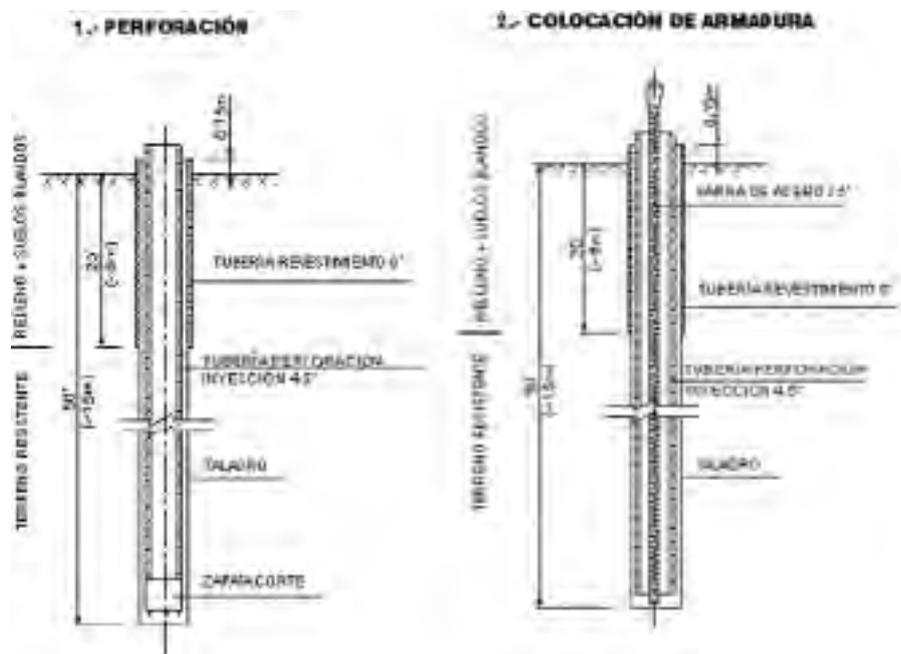


Fig. 8: Fases de ejecución

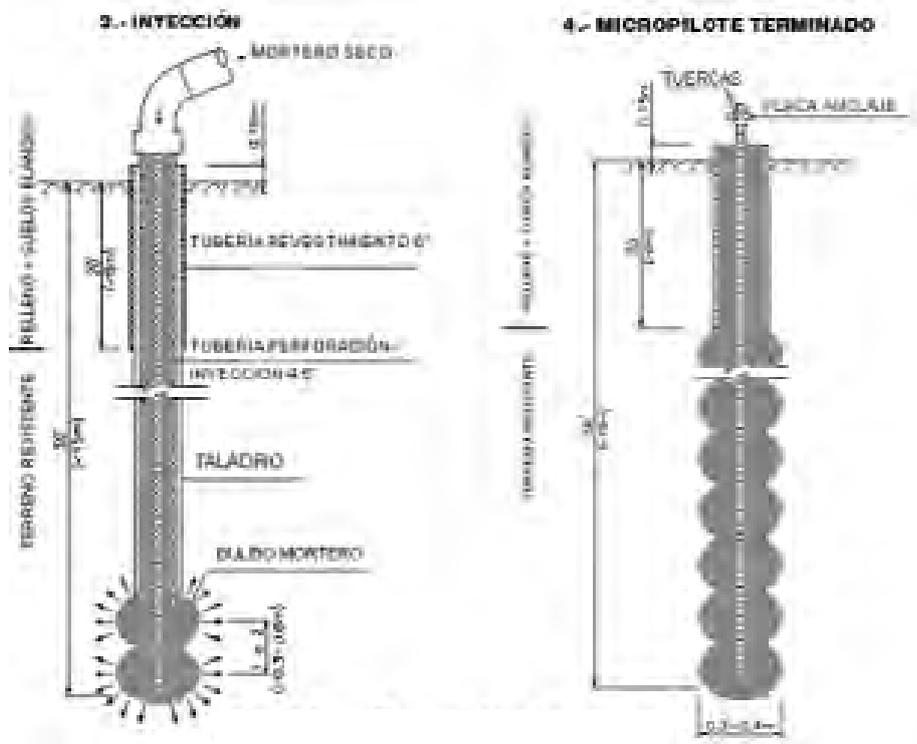


Fig. 8 (Bis): Fases de ejecución (continuación)



*Fig. 9: Ejecución perforación e inyección separadas*



*Fig. 10: Colocación armadura ( $\varnothing = 2.5''$ ,  $f_{yk} = 5.600 \text{ kg/cm}^2$ ,  $L = 15 \text{ m}$ )*



*Fig. 11: Extracción tubería de inyección con gatos*



*Fig. 12: Colocación placas de anclaje con tuerca y contra tuerca*



*Fig. 13: Perforación a rotapercusión relleno ( $\varnothing = 8''$ ) y colocación revestimiento perdido ( $\varnothing = 6''$ )*



*Fig. 14: Relleno de "pre-agujeros" con mortero de baja resistencia*

## INYECCIÓN DE MORTERO SECO

Una vez concluidas las operaciones de perforación y colocación de la armadura descritas en el apartado anterior, se debe inyectar el micropilote con un mortero “seco” pero a la vez “bombeable” y con una resistencia mínima. Uno de los puntos clave para que esto pueda hacerse es la dosificación de la mezcla: arena + cemento + cenizas + agua. En la Figura 15 (Bandimere, 1997) se presenta el rango granulométrico recomendado por la práctica americana para la mezcla de sólidos, con un límite inferior por el contenido de finos y un límite superior para el material grueso. En general, conviene que la mezcla se ajuste lo más posible a la línea ideal y que, en todo caso, la atraviese. Cuanto más se acerque la mezcla al límite superior, será más “bombeable” pero se alejará más del objetivo de formación de bulbos. Por el contrario, cuanto más se acerque al límite superior, será mejor desde el punto de vista de la formación de bulbos, pero menos bombeable. Los diseños actuales están tendiendo hacia mezclas más gruesas, con el desarrollo de mejores bombas.

Después de definir la mezcla de sólidos, el paso siguiente es mezclarlos con agua y obtener el asiento en el cono de Abrams deseado, de menos de 1,5 a 2” (4 a 5 cm). En general las bases de partida son una relación arena / cementantes 2 a 1 y una relación agua / sólidos en torno de 0,15 (Figura 16). La relación cemento / cenizas dependerá de la resistencia a compresión simple buscada. Siempre hay que hacer pruebas con diferentes dosificaciones.

La bomba es otro aspecto fundamental. Debe ser de pistones y con características especiales (Figura 17):

- Alta resistencia al desgaste por abrasión.
- Con mezcladora acoplada, si es posible.
- Capaz de alcanzar presiones pico de 100 bares, para poder desbloquear obstrucciones, y de trabajar en rangos de 20 a 40 bares.
- El diámetro de sus cilindros debe ser mayor o igual que 75 mm.

Como la velocidad de inyección no supera, normalmente, los 50 a 60 litros/minuto, se llega, aproximadamente, a volúmenes de 1/3 m<sup>3</sup> en una hora y, por lo tanto, a unos 2 a 3 m<sup>3</sup> por turno de 8 horas. En consecuencia, este bombeo es lento y, en muchos casos, se debe trabajar con una perforadora y más de una bomba.

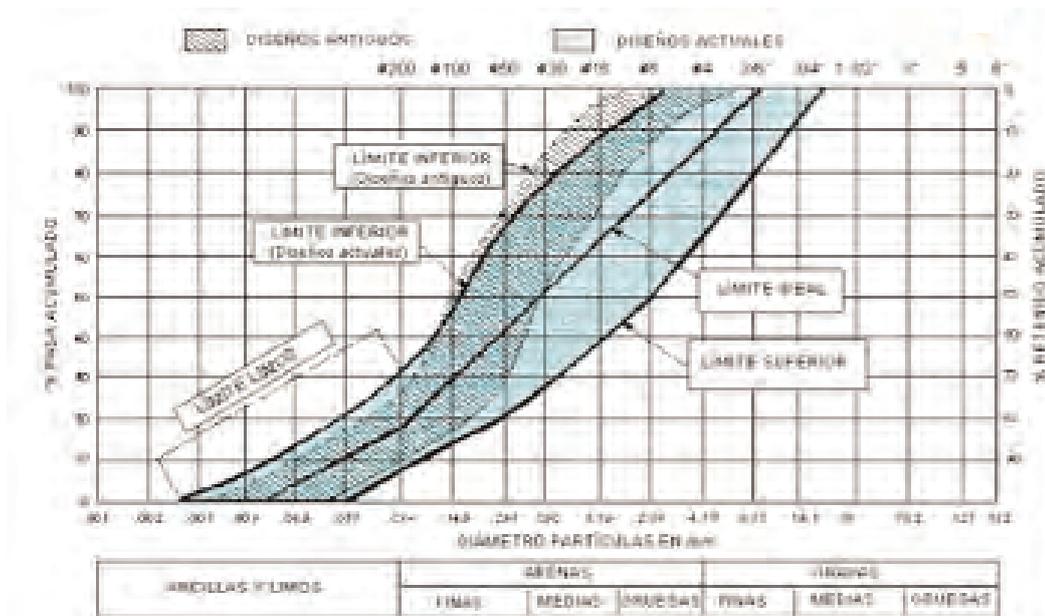


Fig. 15: Rangos granulométricos mezclas para inyecciones de compactación (Bandimere, 1997)



**Dosificación (en peso):**

- arena: 4
- cemento + cenizas: 2
- agua < 1 (cono < 4 a 5 cm)



Fig. 16: Mortero "seco" para inyecciones de compactación



Fig. 17: Bomba para inyección de morteros "secos"  
(Veloc. inyecc. < 50 a 60 litros/minuto)

## CONTROL DE EJECUCIÓN Y DE RESULTADOS

El control de ejecución es similar al de los micropilotes convencionales, es decir que se debe elaborar un parte por cada micropilote incluyendo la fecha y horario de construcción del mismo, junto con todos los datos sobre su situación, perforación (diámetro, método empleado, características del terreno encontrado, longitud alcanzada y características de la armadura colocada) e inyección (características del mortero, presión, volumen y longitud de cada intervalo de inyección). En este último aspecto, se debe poner especial énfasis en el control del asiento de los morteros que se inyectan (Figura 18), de los cuales se deben también tomar muestras para su posterior ensayo a compresión simple, a 7, 14 y 28 días.

Este control de ejecución debe incluir, además, un seguimiento de movimientos que comprenda:

- La realización de un inventario de daños existentes, antes del comienzo de la obra, en los edificios vecinos.
- La instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales, los cuales deben referirse a puntos fijos suficientemente alejados de la zona de influencia de la excavación.

Las lecturas deben efectuarse con una frecuencia adecuada al ritmo de los trabajos. En el caso de la obra de Baltimore, este control de movimientos fue efectuado por topógrafos certificados e independientes y los movimientos fueron prácticamente inapreciables.

El control de resultados se realiza por medio de ensayos de carga, de manera similar, también, a los micropilotes convencionales. En los suelos en los que más se aplica esta técnica, fundamentalmente arenosos, se utiliza mucho la prueba de carga a compresión rápida ("Quick Load Test"), según especifica la norma ASTM D-1143, en su apartado 5.6. Este tipo de ensayo fue el empleado en la obra de Baltimore (Figuras 19 y 20), con un protocolo similar al que aparece en la Tabla 2. Como la prueba se hizo sobre un micropilote definitivo, la carga máxima se limitó 1,67 veces la carga de diseño (CD). Las gráficas carga – deformación obtenidas a partir de la misma, permitieron verificar que se cumplía con todos los criterios de aceptación especificados por el Manual de Micropilotes de la FHWA (1997), los cuales se resumen a continuación:

- Asiento para 1.0 CD < asiento admisible de proyecto,
- incremento de asiento para 1.33 CD:
  - < 1mm durante 10 minutos
  - < 2 mm durante 60 minutos y
- no se produce rotura para 1.67 CD.



Fig. 18: Control asiento en Cono de Abrams (< 4 a 5 cm)



*Fig. 19: Vista general de la prueba de carga realizada*



*Fig. 20: Detalles de la prueba de carga realizada*

## CONCLUSIONES

A modo de conclusión, en los párrafos siguientes se señalan las ventajas y desventajas de los micropilotes con inyecciones de desplazamiento:

Ventajas:

- La perforación es sencilla.
- Se produce una mejora del terreno circundante que contribuye a evitar los fenómenos de licuación por sismo y de pandeo de los micropilotes en terrenos inestables.
- Se obtienen valores altos de resistencia por fuste.

Desventajas:

- El modelo de cálculo está poco contrastado y, debido a ello, casi siempre deben hacerse pruebas de carga para verificarlo.
- El proceso de inyección es lento y requiere hacer pruebas con diferentes dosificaciones de morteros “secos”, los cuales deben ser “inyectable” y tener la resistencia mínima exigida en proyecto.
- No se pueden armar con tuberías de acero y, por lo tanto, no resisten bien los esfuerzos laterales.
- Se pueden producir movimientos durante su construcción, la cual debe ir acompañada siempre de un seguimiento adecuado de los mismos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Armijo G. (1997). Internal reports about the micropiles for the Power Plant Building Restoration, prepared for Geocisa US, Baltimore, Maryland, USA.

Bandimere S. (1997) Compaction Grouting – State of Practice , ASCE Geotechnical Special Publication N° 66, Logan, Utah, USA, pág. 18 a 31.

FHWA(1997). Micropile Design and Construction Guideline, FHWA, Washington, D.C., 376 páginas.

Mitchell J.K. (1981). Soil Improvement: State of the Art, XICSMFE, Stockholm, Sweden, Volume 4, pág. 509-565.

# CONEXIÓN DE MICROPILOTES A ESTRUCTURAS

*José María Echave Rasines*  
*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos*  
**TERRABAUER, S.L.**

La transmisión de cargas entre la estructura y los micropilotes de cimentación se realiza de diversas formas dependiendo de los siguientes factores:

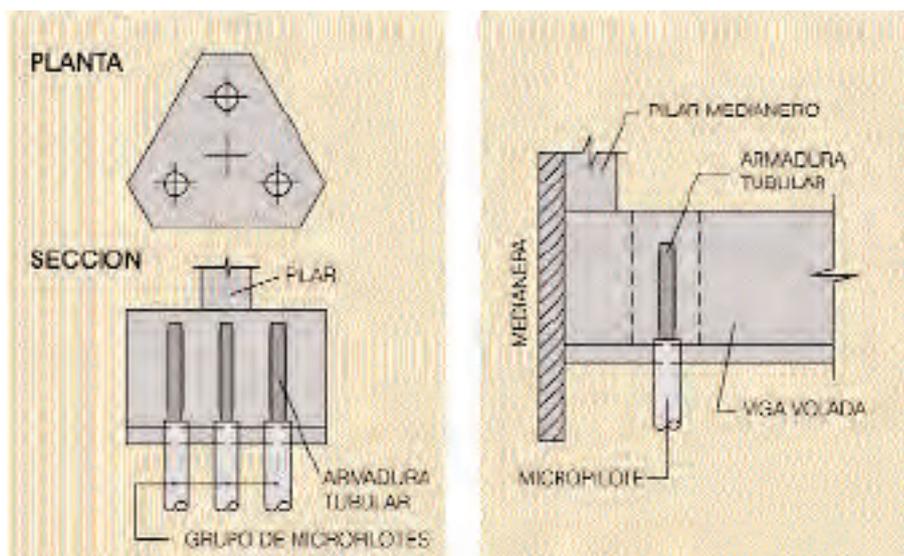
## A. Tipo de obra

1. Cimentación de estructuras nuevas.
2. Recalce de estructuras existentes.

## B. Tipo y magnitud de esfuerzos a transmitir

### CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS NUEVAS

Las cargas de tracción y compresión se transmiten a los micropilotes mediante un elemento de unión que puede ser una losa, una viga o un encepado, que conecta los micropilotes con la estructura. El micropilote recibe su carga a través de la armadura que penetra en el elemento de unión.

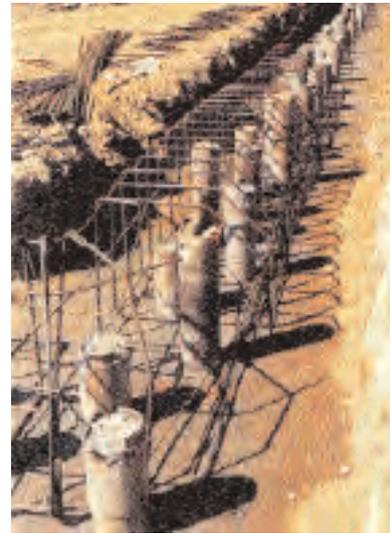


*Conexión mediante encepado y viga volada en una estructura nueva*

La armadura está normalmente formada por tubos lisos o barras corrugadas macizas o huecas, o la combinación de ambos.

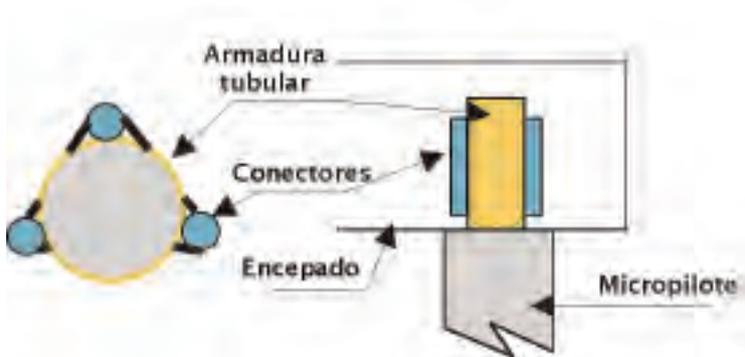
La transmisión de esfuerzos se realiza:

a) Por la adherencia armadura - hormigón.



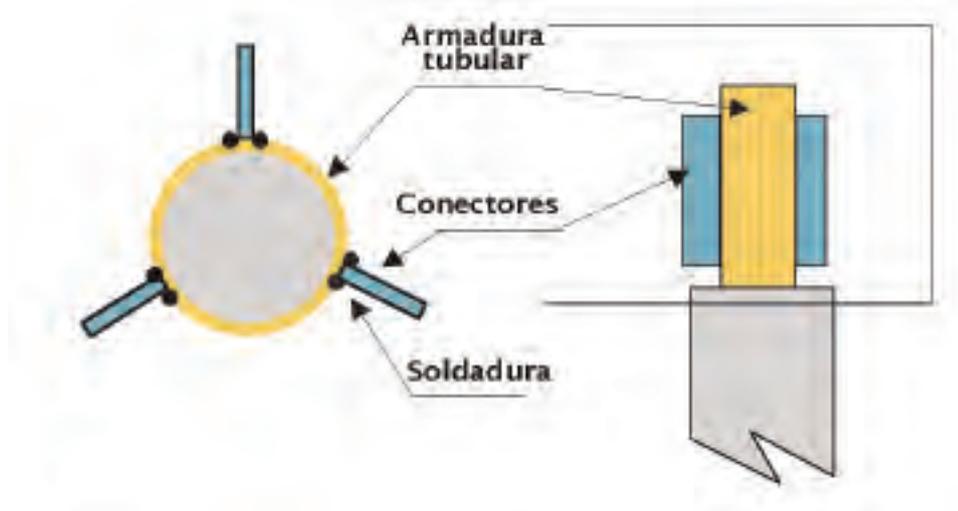
*Transmisión de esfuerzos por adherencia en un encepado y en una viga de coronación de muro*

Cuando son tubos lisos, se puede mejorar la adherencia soldándole al tubo una serie de barras corru-



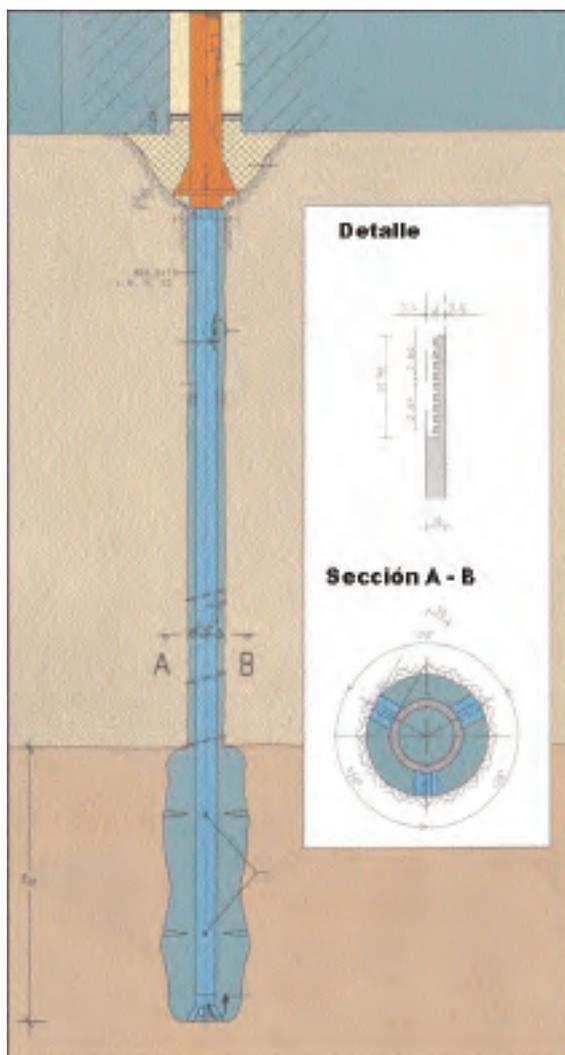
gadas o placas metálicas o disponer una combinación de ambas.

*Mejora de adherencia mediante la soldadura de redondos de acero corrugado*



Mejora de adherencia mediante la soldadura de placas de acero

b) A través de una *cabeza especial* que se coloca en la armadura.



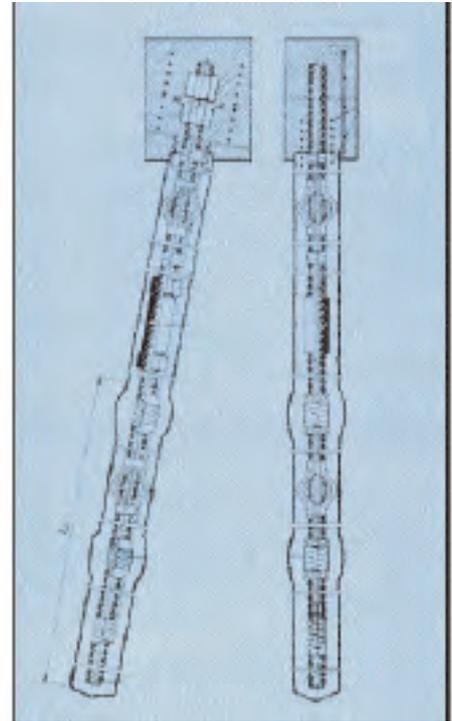
Transmisión mediante cabeza de conexión

En el caso de esfuerzos de tracción, lo mejor es colocar una placa soldada a la armadura. Si ésta está formada por barra corrugada con paso de rosca, se coloca una placa sujeta por una tuerca (armaduras Ischebeck, Diwydag, Gewi, etc.)



*Armaduras formadas por barras roscadas que mejoran la adherencia y en las que se puede colocar una tuerca*

El cálculo de los encepados se realiza de acuerdo con la norma EHE, debiéndose comprobar que el sistema de conexión elegido garantiza la transmisión correcta de las cargas a los micropilotes sin producir un deslizamiento entre la armadura de los mismos y el encepado.



*Detalle de armaduras preparadas para esfuerzos de tracción*



*Encepado para cimentación nueva*

Al ser construcciones nuevas se puede jugar tanto con los cantos de los encepados, como con los sistemas de conexión que se coloquen en las cabezas de los micropilotes, en orden a conseguir aprovechar al máximo la carga que pueda resistir cada micropilote, y por lo tanto a economizar la solución adoptada.

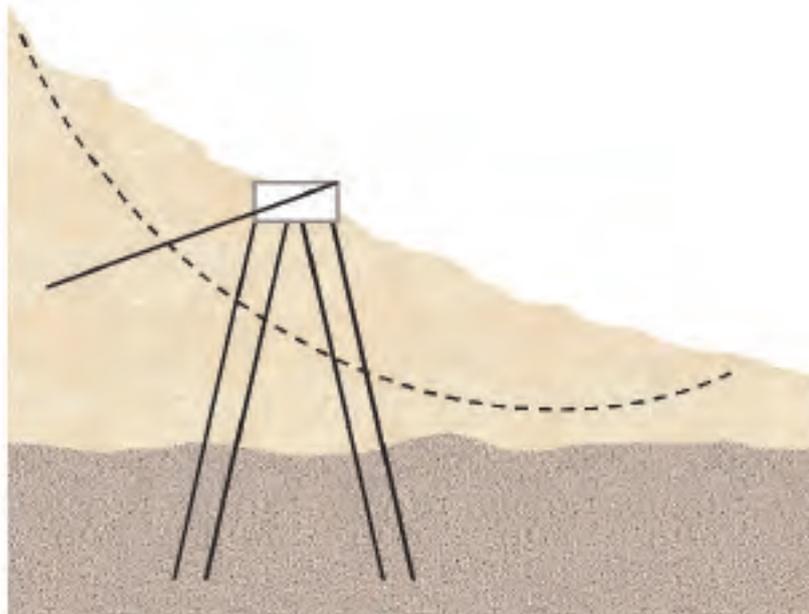
En estructuras formadas por micropilotes destinados a proteger excavaciones y sometidas básicamente a esfuerzos de flexión, lo normal es colocar una viga de coronación que una la cabeza de los micropilotes y en la que en caso necesario se pueden colocar los anclajes.



*Construcción de viga de coronación en pantallas de micropilotes*

La viga de arriostramiento servirá de transmisión de cargas entre los pilares perimetrales de la estructura y los micropilotes.

De igual manera se suelen solidarizar las cabezas de los micropilotes, en el caso de utilizarlos como refuerzo del terreno para estabilizar taludes.



*Sistema de unión de la cabeza de los pilotes empleados para estabilizar un talud*

La viga de cabeza proporciona un atado, que sirve para que los micropilotes trabajen conjuntamente, lo que unifica las deformaciones de los mismos y el movimiento del conjunto.

## RECALCE DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Los micropilotes se realizan en estructuras ya construidas cuando es necesario reforzar la cimentación existente. El refuerzo de la cimentación puede ser necesario:

- Por insuficiencia de la cimentación para resistir las cargas actuantes en la estructura.
- Por aumento de las cargas sobre la estructura existente.

En ambos casos se cuenta ya con una estructura de una cierta tipología que condiciona, tanto la distribución y las cargas de los micropilotes como el sistema de conexión de los mismos.

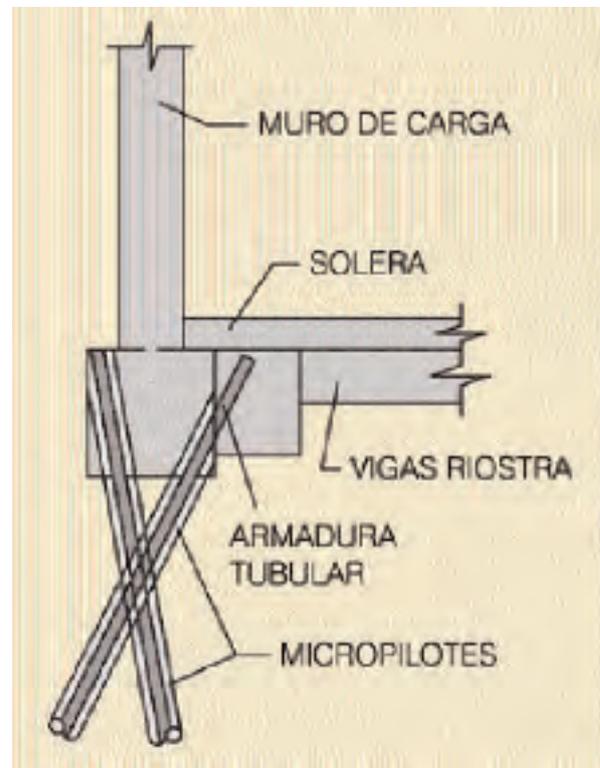
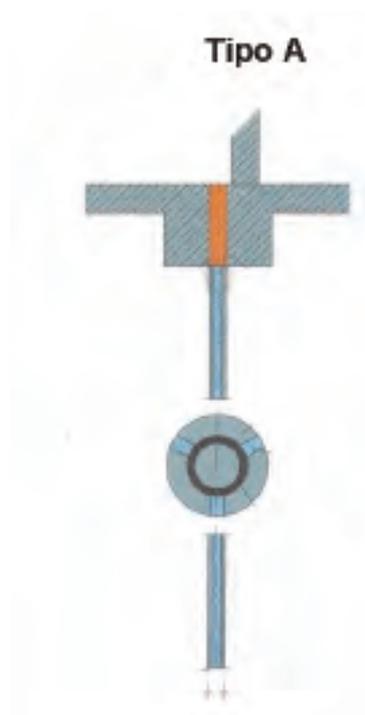
Existe pues un número de variables a considerar que determinan el tipo de solución a adoptar. Veamos los ejemplos más usuales.

### 2.a) La cimentación existente puede transmitir directamente las cargas a los micropilotes:

Este es el caso de zapatas, losas o muros en los que por su tipología y la magnitud de las cargas a soportar es posible construir los micropilotes perforando los elementos mencionados.

La conexión se realiza:

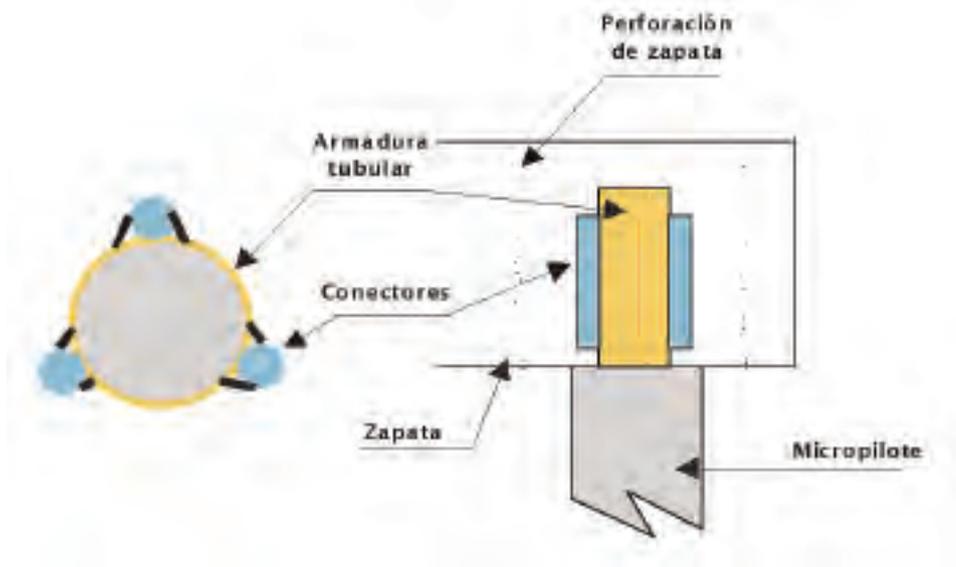
- Mediante el contacto entre la cimentación previamente perforada y la adherencia entre la lechada o mortero inyectado.



*Transferencia de cargas por adherencia*

En este caso la carga que se puede transmitir a cada micropilote depende del canto de la zapata o elemento de cimentación, del diámetro del micropilote y de la adherencia entre la lechada o mortero del micropilote con su armadura y el hormigón de la zapata. En el relleno del espacio de conexión se utilizará siempre una lechada o mortero expansivo.

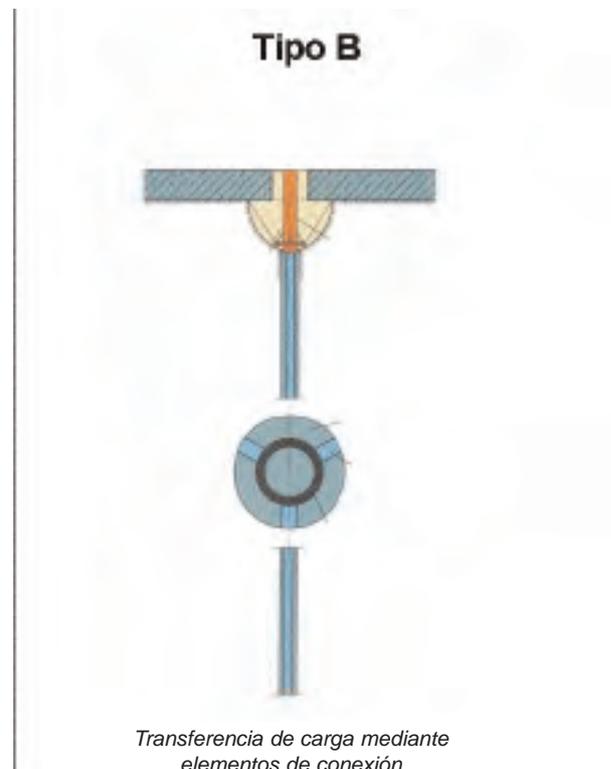
La adherencia se puede mejorar soldando una serie de redondos a la armadura, cuando esta es lisa, o utilizando un tubo roscado como armadura.



*Mejora de la adherencia mediante la colocación de redondos*

- Colocando un sistema de conectores destinados a mejorar la transmisión de cargas.

En algún caso especial, en el que no exista agua en el terreno, éste sea suficientemente estable y la geometría de los elementos lo permita, es posible añadir algún sistema de conexión que pueda mejorar la transmisión de las cargas.



**2.b) Es necesario construir un nuevo elemento que sirva de conexión entre los micropilotes y la cimentación existente o a la propia estructura:**

En esta ocasión la geometría de los elementos existentes, o la magnitud de las cargas imposibilitan establecer una distribución aprovechando estos elementos, siendo necesario recurrir a nuevos encepados que deberán conectar a la estructura y cimentación existente.

Precisamente por la variedad de casos que se pueden presentar en la práctica no existe una regla única que se pueda aplicar a todos ellos, debiendo el proyectista diseñar la que mejor se adapte a las necesidades de la obra.

Enumeramos algunos casos:

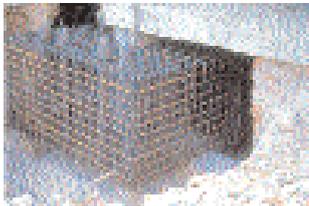
- Edificios cimentados con zapatas con un cambio de uso y fuerte aumento de cargas:

En este caso las zapatas existentes pueden no garantizar una buena transmisión de cargas por:

- Tener un hormigón deficiente.
- No tener dimensiones suficientes.
- No poder establecer un sistema de transmisión adecuado.

La solución puede ser:

- Hacer un recrecido de las zapatas en ancho y canto que recoja los micropilotes a la manera de un nuevo encepado conectado a la zapata.



*Recrecido de la zapata existente*

- Hacer una losa cimentada con micropilotes y conectada directamente a la estructura.



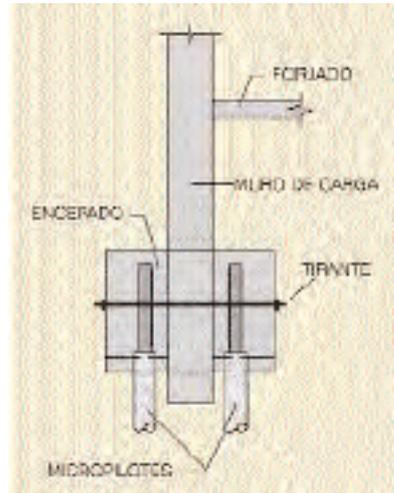
*Construcción de losa micropilotada*



*Conexión del pilar existente*

- Recalce de edificios sustentados con muros cimentados en zapatas corridas de pequeño canto:

En este caso, una práctica habitual es adosar dos vigas paralelas a la cimentación que encajan los micropilotes y que se unen al muro mediante una serie de pasadores transversales.

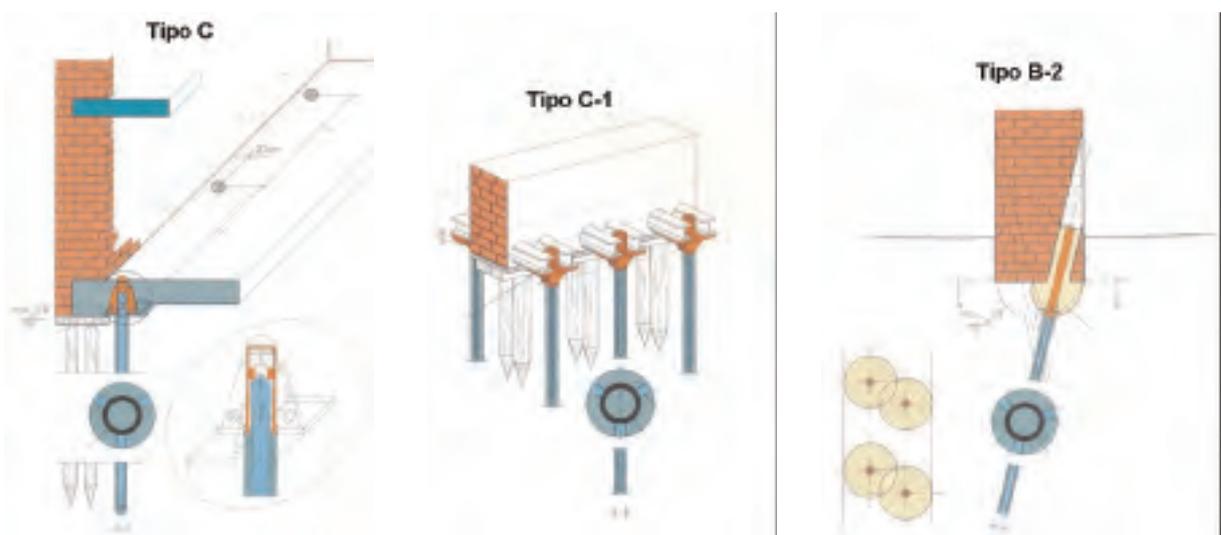


*Recalce de muro*



*Ejecución de micropilotes / vigas paralelas / pasadores de unión*

Existen otras soluciones basadas en conectar el muro a los micropilotes a través de diferentes elementos metálicos o de hormigón que garantizan una correcta transmisión de las cargas

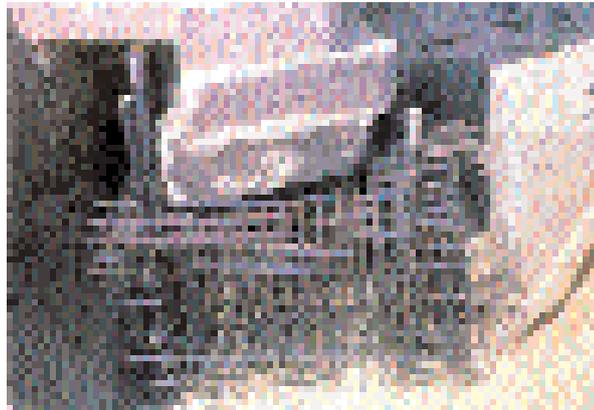


*Detalles de conexión al muro existente*

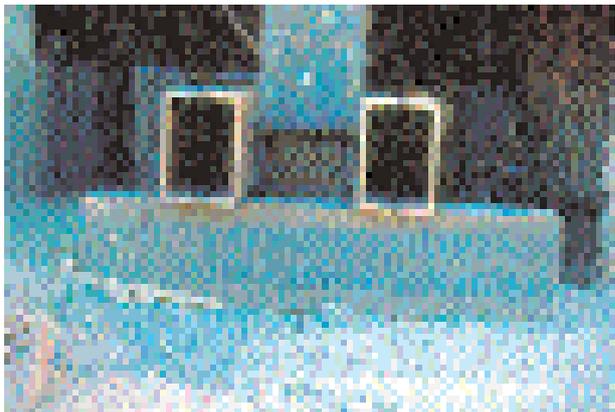
- Recalce de edificios pilotados:

Este caso es parecido al primero, y es debido a que los encepados entre pilotes tienen normalmente dimensiones inferiores a las zapatas, siendo necesario en la mayoría de las ocasiones colocar nuevos encepados que se unan a los anteriores o a la propia estructura.

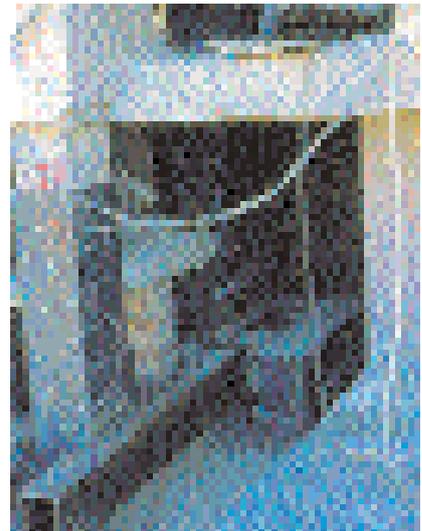
En las figuras que se muestran a continuación se pueden ver las soluciones adoptadas para el recalce de un edificio pilotado, basadas en la construcción de nuevos encepados, en la colocación en algunos pilares de forros metálicos con vigas inferiores soldadas apoyadas sobre los encepados de micro-pilotes, y pilares recrecidos con hormigón para conseguir una correcta transferencia de cargas.

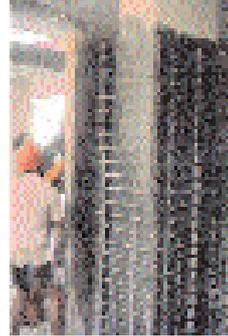


*Encepado inferior*



*Forro metálico y vigas de conexión*





*Recrecio de pilar con hormigón*

Como vemos, en el caso de recalce de cimentaciones existentes, tanto para el diseño de la distribución de los micropilotes, como para el de los sistemas de conexión, puede ser necesario hacer un estudio mucho más complejo debido a las limitaciones de espacio y a condicionantes de la estructura existente

Los detalles generales a tener en cuenta son:

- Cuidado en la unión de hormigones nuevos con viejos (picado del hormigón viejo, empleo de resinas, etc.)
- Mejora de la adherencia de la armadura con la zona de contacto entre el micropilote y el encepado.
- Empleo de lechadas o morteros sin retracción en los rellenos de contacto.

En la nueva guía para el diseño y ejecución de micropilotes de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento se recogen recomendaciones sobre la adherencia a considerar en recalces de elementos existentes, así como dimensiones y recubrimientos mínimos a tener en cuenta en la construcción de nuevos encepados.,

# ENSAYOS SOBRE SISTEMAS DE UNIÓN DE ARMADURAS TUBULARES EN LOS MICROPILOTES

*Pilar Bermejo del Rey*  
*Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.*  
*PILSON, S.A*

## 1. ANTECEDENTES

Cada vez es mayor el número de obras en las cuáles se opta por la ejecución de micropilotes, ya sea como refuerzo de una cimentación existente, como nueva cimentación a realizar o incluso como elemento auxiliar para la excavación de sótanos.

Una de las aplicaciones de uso más frecuente en la actualidad es ésta última, en definitiva como pantalla discontinua de micropilotes.

Este tipo de obras requiere la utilización de micropilotes trabajando de manera poco convencional respecto a sus aplicaciones primitivas, esto es, pasando de absorber cargas casi exclusivamente de compresión a esfuerzos de flexión y flexión compuesta.

Por otro lado, cada vez es más frecuente el empleo de tubos de acero como armadura de los micropilotes.

El objeto del presente artículo es intentar definir un sistema de enlace entre los diversos tramos de esta armadura tubular que garantice una cierta homogeneidad del producto en cuanto a su utilización en trabajos de micropilotes a flexión.

## 2. UNIONES ENTRE TRAMOS DE ARMADURA

La unión entre los tramos que componen la armadura tubular del micropilote se ha realizado, tradicionalmente, mediante el empleo de roscas macho-hembra. Este tipo de unión en micropilotes trabajando a compresión puede parecer correcto y así se desprende de multitud de obras en las que se han realizado ensayos de carga, por cuanto la sección total de acero es prácticamente la misma, pero podría mostrar algunas dudas en su utilización para absorber esfuerzos de flexión.

Para resolver esta inquietud se realizaron una serie de ensayos de uniones roscadas de tubos en un laboratorio homologado, con objeto de obtener una posible respuesta de diseño.

Se estudiaron tres tipos de muestras, para un mismo diámetro y sección de armadura:

- Armadura tubular en una pieza (sin uniones).
- Armadura tubular en dos piezas, unidas con rosca directa macho-hembra.
- Armadura tubular en dos piezas roscadas macho-macho, unidas mediante un manguito exterior de unión con rosca hembra-hembra.

Con respecto al interés de la primera de las muestras a ensayar, indicar que solamente persigue, partiendo del conocimiento de las características de la tubería a investigar y del resultado de su ensayo, establecer la comparación con los otros dos sistemas de unión de tramos de tubos roscados.

El diseño y medida de las roscas para las uniones macho-hembra a ensayar son las que habitualmente se realizan en el mercado (figura 1). Con respecto a la unión con manguito exterior se incluyó una reforma respecto a la unión a tope, consistente en proteger la zona de tubo roscado con una ampliación del manguito de 5 mm, tal como se refleja en la figura 2 (que denominaremos como “zona de transición”). En definitiva, se trata con esta propuesta de dar una cierta longitud de sección homogénea con el resto del tubo a ensayar, restringiendo las zonas débiles.

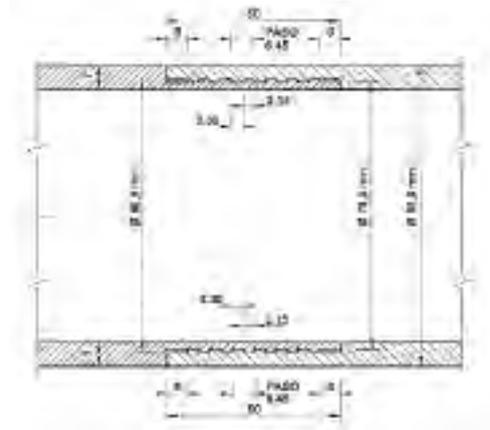


Fig. 1: Unión macho-hembra

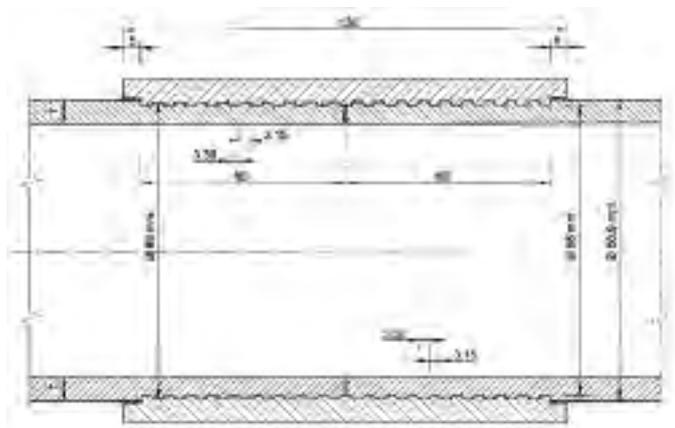


Fig.: 2 Unión con manguito exterior con “zona de transición” de 5 mm

### 3. PROGRAMACIÓN DE ENSAYOS

Los ensayos se realizaron en un laboratorio homologado , en el “Centre d’Enginyeria Mecànica LGAI, Technological Center” en el Campus de la U.A.B., Bellaterra (Barcelona), que estableció el diseño y disposición de aplicación de las cargas del ensayo. El dispositivo utilizado para realizar los ensayos se muestra en la fotografía 1.

Se eligió para realizar los ensayos una tubería de calidad y diámetro de frecuente utilización en este tipo de actividad. La tubería empleada era de acero sin soldadura laminada en caliente (la denominada comercialmente T-80 o N-80), de diámetro exterior 88,90 mm y espesor de pared 7,00 mm. Para

el manguito de unión se empleó tubo de la misma calidad, de diámetro exterior 102,00 mm y espesor 7,00 mm.



*Fotografía 1. Dispositivo empleado para los ensayos de flexión*

Los ensayos a realizar se programaron para determinar la resistencia a flexión y cortante de las probetas seleccionadas, para lo que se prepararon un número suficientemente representativo de ellas (14 en total).

Las características del material a ensayar, dado por el fabricante, deducidas del ensayo de tracción, eran:

L. elástico: 577 Mpa  
R. tracción: 770 Mpa  
Alargamiento: 30%

Para la realización de los ensayos se dispusieron de un total de 14 probetas, distribuidas:

- Seis (6) probetas conformadas con tubos unidos mediante un manguito de unión: dos tubos terminados en rosca macho, unidos con un manguito exterior.
- Seis (6) probetas conformadas con tubos unidos por empalme directo: un tubo terminado en rosca hembra y el otro en rosca macho.
- Dos (2) probetas conformadas con tubo continuo.

De todas ellas, doce probetas se rellenaron con lechada de cemento para asemejarlas lo más posible a la realidad de las obras. Las dos restantes se mantuvieron en su estado inicial.

Como se ha indicado anteriormente, en el caso de utilización de manguito de unión, éste abrazaba al tubo en cada extremo con una zona no roscada. La longitud de esta zona sin rosca (de "transición") era de 5 mm, intentando dar continuidad a la sección del tubo interior en esa longitud.

Se realizó previamente un ensayo de tracción del material de las muestras del tubo suministrado al laboratorio, cuyos resultados se indican en la Tabla 1, según protocolo de la Norma EN 10002-1.

MATERIAL TUBOS			Próbeta	1	2	3
			Propiedades mecánicas (1)		Límite elástico (MPa)	629.4
			Resistencia a tracción (MPa)	893.5	893.5	876.2
			Alargamiento en rotura (%)	13.5	17.1	14.9
Propiedades geométricas	Parámetro		Longitud Total (mm)	Longitud Roscada (mm)	Longitud Manguitos (mm)	
	Tipo tubo	Unión manguito	1710 ± 10	60	130	
		Unión rosca macho-hembra	1500 ± 10	50	-	
		Entero	1300 ± 5	-	-	
Diametro exterior (mm)		89 ± 0.10				
Espesor (mm)		0.80 ± 0.15				
LECHADA	Composición		Relación a/c	Tipo cemento		
			0.4	CEM 152.5 R		
	Propiedades mecánicas	Edad (días)		7	15	
		Resistencia a compresión (MPa)		53.7	60.5	
		Resistencia a flexotracción (MPa)		6.1	8.4	

(1) Determinadas según norma EN 10002.  
Alargamiento medido sobre una longitud de 50 mm.

TABLA 1.- Características de las probetas

## 4. EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS

### 4.1- Método de ensayo

Los ensayos se realizaron sobre probetas simplemente apoyadas en sus extremos.

En los ensayos de flexión, las cargas se aplicaron en dos puntos según se indica en la figura 3, donde se indican las distancias de aplicación de las cargas. En los ensayos de flexión y cortante, la carga se aplicó en un único punto (figura 4).

Los puntos de aplicación de carga, dado el mecanismo ideado para la ejecución del ensayo, permitían el giro. Un esquema del dispositivo montado se indica en la figura 5.

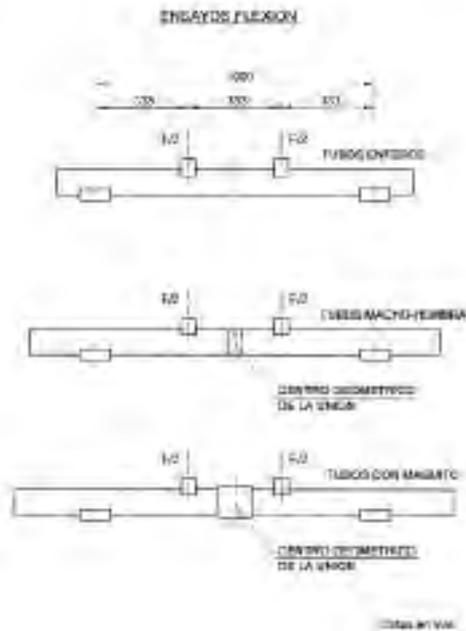


Fig. 3: Esquema de los ensayos de flexión

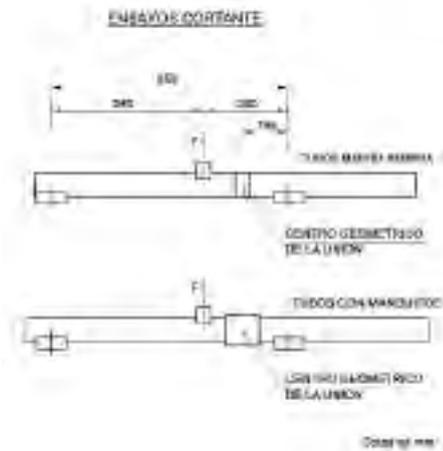


Fig. 4: Esquema de los ensayos de flexión y cortante

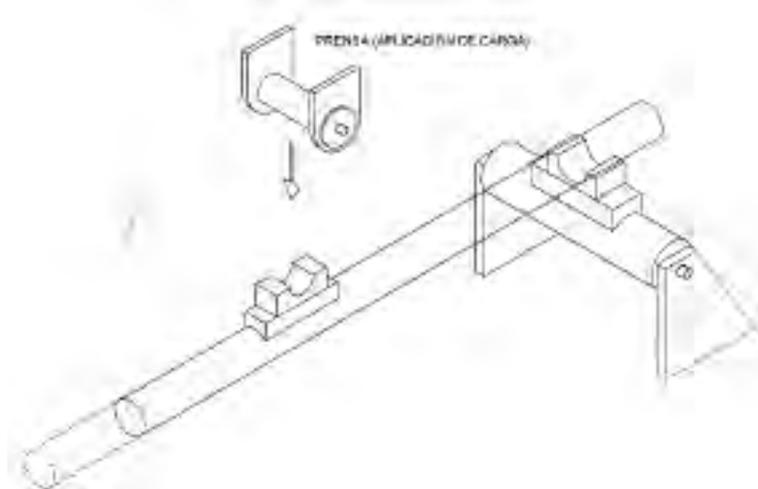


Fig. 5: Croquis del dispositivo de apoyo de los tubos a ensayar y aplicación de la carga

Doce de las catorce probetas fabricadas, se ensayaron rellenas de lechada de cemento. El relleno se realizó por vertido directo, con los tubos en posición vertical.

Los ensayos se realizaron tras comprobarse que la lechada tenía una resistencia mínima de 25 MPa.

#### 4.2 Dispositivo de ensayo.

Se adoptaron dos dispositivos de ensayo distintos, de acuerdo con el tipo a realizar:

- Dispositivo de ensayo para ensayos de flexión.

Se colocan las probetas en posición horizontal, tal como indica la figura 3, con una luz entre apoyos

de 1000 mm. El centro geométrico de cada unión se sitúa en la mitad de la luz entre apoyos.

Se aplican dos cargas verticales iguales, separadas 333 mm entre sí y simétricas respecto al centro de la luz entre apoyos (fotografía 1).

- Dispositivo de ensayo para ensayos de flexión y cortante.

Se colocan las probetas en posición horizontal con una luz entre apoyos de 850 mm (figura 4). El centro geométrico de cada unión se sitúa descentrado respecto al centro de la luz entre apoyos y a una distancia de 165 mm de uno de los extremos.

Se aplica la carga en un punto único situado a 305 mm del apoyo más cercano a la unión. (fotografía 2).



*Fotografía 2. Dispositivo para ensayo de cortante*

#### **4.3 Equipos utilizados.**

El ensayo mecánico se realizó en una máquina de ensayos dinámica de 15 MN de capacidad y de alta precisión.

El equipo de control y medida estaba constituido por un sistema modular integrado con sensores para medir los desplazamientos.

#### **4.4 Procedimiento de ensayo.**

El ensayo se realizó por control de desplazamiento, a una velocidad de 1 mm/min. Durante el proceso del ensayo se registra la fuerza aplicada y el desplazamiento del pistón. En los ensayos de flexión también se registra la deformación vertical en la sección central de la probeta. La toma de datos se realiza a razón de 1 lectura/seg.

Los ensayos se realizaron a una temperatura ambiente de  $20 \pm 2$  °C., en el mes de Abril de 2002 y se prolongaron durante una semana.

### **5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS**

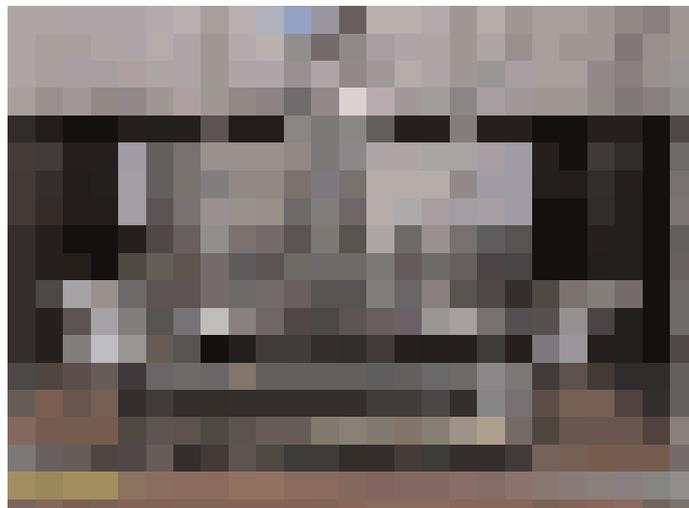
Los resultados de los ensayos realizados y su evaluación se indican en los apartados siguientes:

### 5.1- Ensayos de flexión.

Las probetas para este ensayo se designaron como FE para los tubos enteros sin unión, FM los tubos con manguito de unión y FM-H los tubos machihembrados.

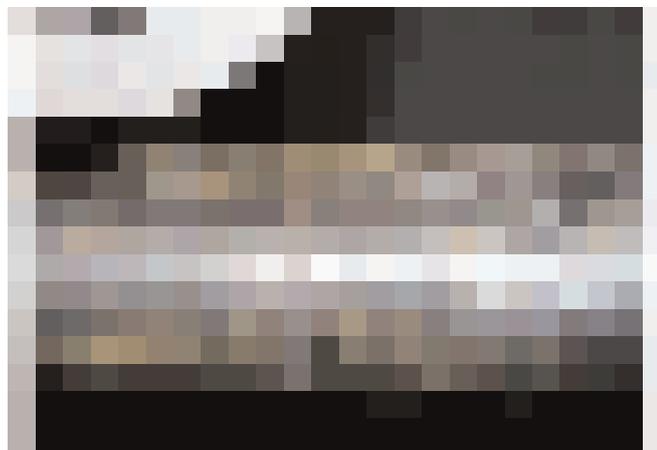
Para las probetas de tubo con unión (ya sea de unión directa macho –hembra, ya sea unión con manguito), tras una fase elástica lineal inicial, aparece una fase con deformaciones plásticas hasta la rotura, siendo ésta de tipo frágil. La fase plástica es acusadamente más extensa en el caso de probetas con unión tipo manguito que en probetas con unión macho-hembra. Para probetas tipo tubo entero (elemento comparativo), la fase plástica se extiende hasta alcanzar un elevado grado de deformación por lo que se detiene el ensayo antes de la rotura al existir grandes deformaciones que provocan cambios importantes en la configuración inicial.

En la fotografía 3 se aprecia la situación de este ensayo antes de detener el proceso, apreciándose una deformación plástica (sin llegar en ningún momento a rotura) muy acusada, hasta el punto que por desajustes y desplazamientos en los elementos diseñados para apoyo de la muestra hubo que parar el ensayo.



*Fotografía 3. Deformación en el ensayo de flexión en tubo sin unión*

En la fotografía 4 se observa la rotura producida en el tubo con unión macho-hembra.



*Fotografía 4. Rotura producida en unión macho-hembra*

En los gráficos 1, 2 y 3 se observan claramente las diferencias entre los valores de rotura de los ensayos con manguito de unión y los ensayos con rosca directa macho-hembra (prácticamente sobrepasan un 50% los primeros a los segundos en todos los casos). Siendo la rigidez aparente la pendiente de la curva fuerza-desplazamiento en su fase elástica lineal, la cuál nos permite evaluar la deformabilidad de la probeta.

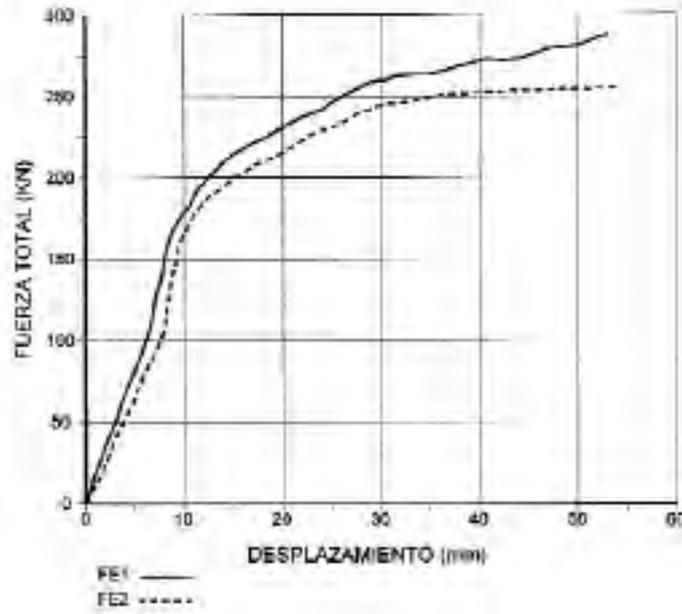


GRÁFICO 1. Relación entre la fuerza total aplicada y la flecha en centro luz para los ensayos de flexión para tubos sin unión (FE)

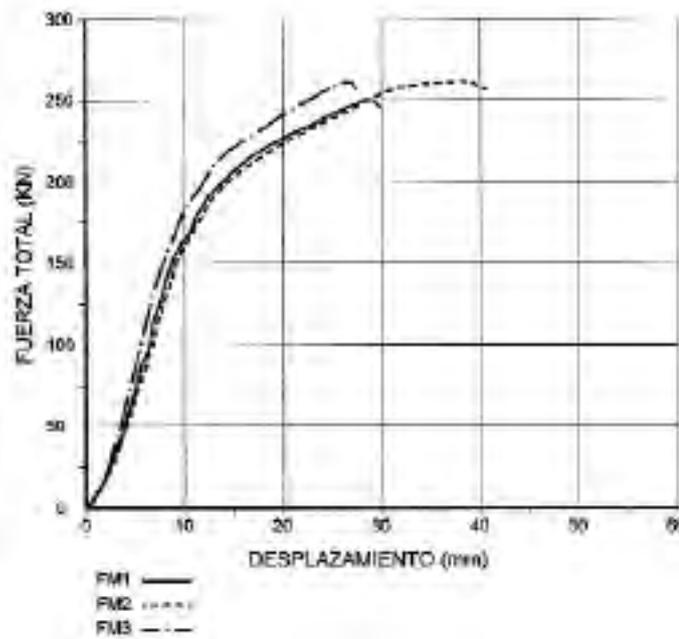


GRÁFICO 2. Relación entre la fuerza total aplicada y la flecha en centro luz para los ensayos de flexión en tubos con manguito de unión (FM)

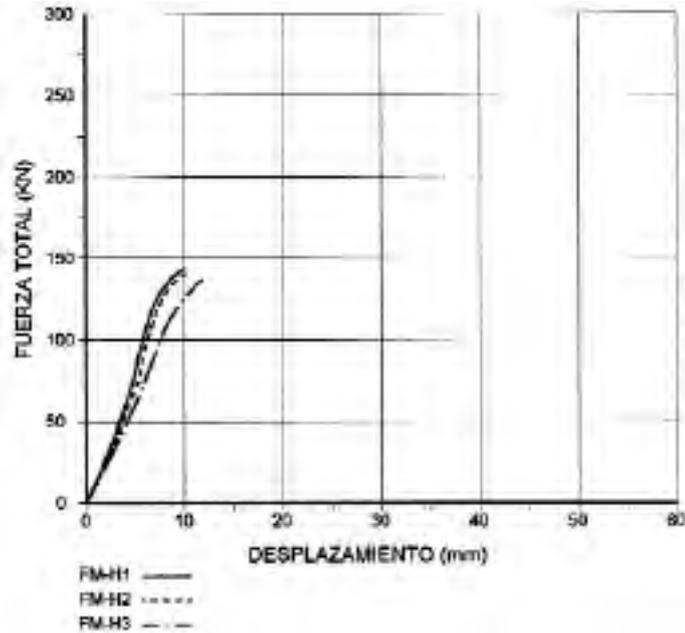


GRÁFICO 3. Relación entre la fuerza total aplicada y la flecha en centro luz para los ensayos de flexión en tubos con unión macho-hembra (FM-H)

## 5.2- Ensayos de cortante.

Las probetas para este ensayo se designaron como CM para los tubos con manguito de unión y CM-H para los tubos machihembrados.

Tras una fase elástica lineal inicial, aparece una fase con deformaciones plásticas hasta rotura, siendo ésta de tipo frágil.

En los gráficos 4 y 5, se reflejan los resultados obtenidos en el ensayo de cortante.

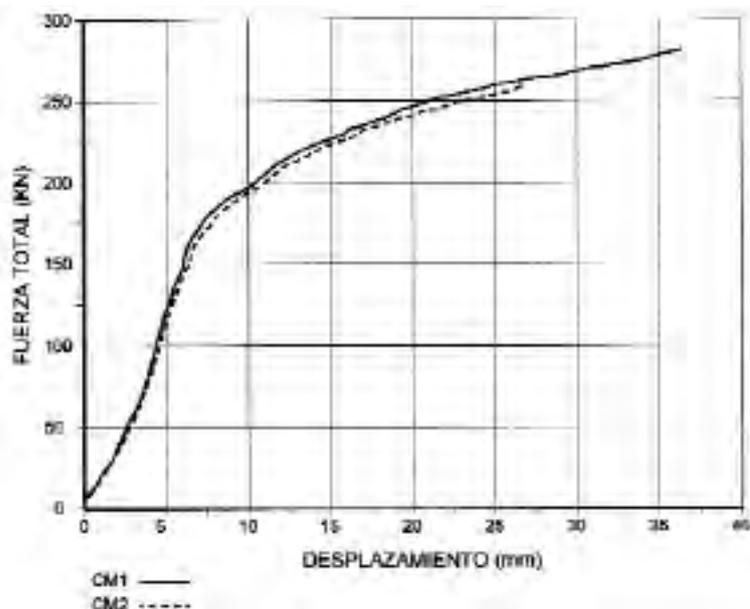


GRÁFICO 4. Relación entre la fuerza total aplicada y la flecha en punto de aplicación de la carga para los ensayos de flexión y cortante en caso de tubos con manguito (CM)

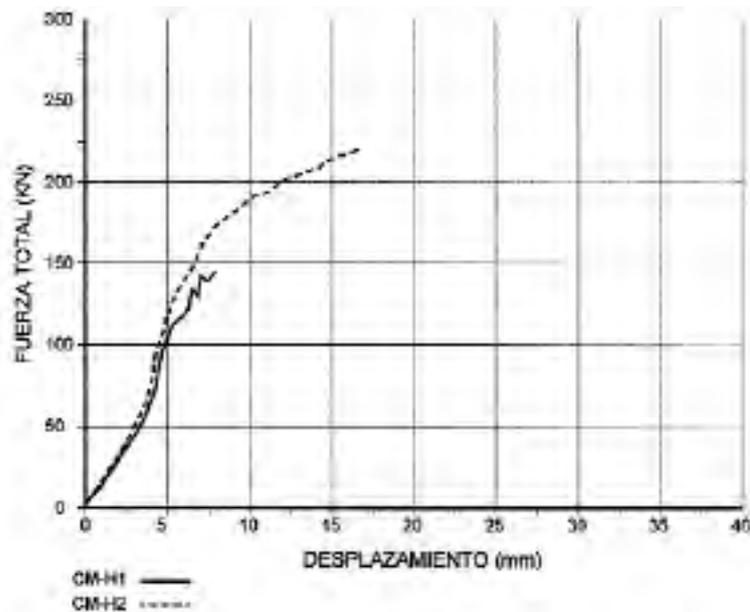


GRÁFICO 5. Relación entre la fuerza total aplicada y la flecha en punto de aplicación de la carga para los ensayos de flexión y cortante en caso de tubos con unión macho-hembra (CM-H)

## 6. CONCLUSIONES

Los resultados del conjunto del ensayo realizado para las probetas dispuestas permiten conocer el comportamiento de las mismas en unas condiciones específicas, pero también permiten un estudio comparativo, objetivo del estudio, del funcionamiento de los dos tipos de unión considerados. Igualmente dan idea del grado de seguridad que representan en las obras donde se aplican.

### 6.1 Comportamiento frente a flexión pura de las probetas sin inyección interior de lechada de cemento.

Las Tablas 2 y 3 se han obtenido a partir de los valores medios observados en los ensayos y a partir de algunos valores calculados teóricamente.

En la Tabla 2 se aprecia como los resultados obtenidos para la unión con manguito tiene un comportamiento de manera semejante al tubo sin uniones, mientras que el tubo con una unión macho-hembra tiene una resistencia apreciablemente menor.

Tipo de probeta	Elastica (kN)	Rigidez aparente (kN/mm)	F rotura (kN)
Tubo sin uniones (1)	126.4	16.7	-
Tubo con unión de manguito	120.8	15.8	230.0
Tubo con unión macho-hembra	85.0	16.7	128.4

(1) Valores teóricos.

TABLA 2.- Valores promedios para ensayos de flexión con probetas sin inyección de lechada

Tipo de probeta	F elástica (kN)	Rigidez aparente (kN/mm)	F rotura (kN)
Tubo sin uniones	127,8	20,3	-
Tubo con unión de manguito	144,1	16,2	258,0
Tubo con unión macho-hembra	93,0	17,4	137,0

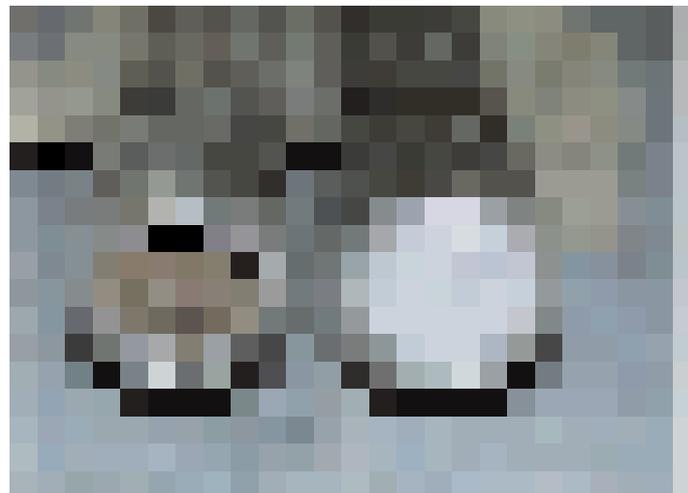
TABLA 3.- Valores promedios para ensayos de flexión con probetas con inyección de lechada

Es de señalar que todas las roturas que se producen son de tipo frágil por flexión (aunque con valores muy distintos). Analizando esta circunstancia puede dar una idea de algunas posibles medidas adicionales a tomar para el caso de tener que enlazar tramos de armadura tubular en obras de micropilotes.

## 6.2 Comportamiento frente a flexión pura de las probetas con inyección interior de lechada de cemento.

La lechada de cemento de relleno de los tubos tenía en el momento del ensayo una resistencia muy elevada (entre 50 y 60 MPa). Este valor es superior al que en la mayoría de las obras suele alcanzarse.

En la fotografía 5 se observa la geometría de la rotura de dos probetas con manguito de unión, con y sin lechada de cemento.



Fotografía 5. Rotura de probetas con y sin lechada de cemento

En la Tabla 3 observamos que en tubos sin uniones, la lechada no provoca incrementos de resistencia significativos, pero dicha influencia es mayor en los tubos con uniones. Cuanto menor es la resistencia límite del tubo, mayor es la influencia de la lechada.

Se observa que tras la inyección, el tubo con manguito presenta una capacidad resistente a flexiones superior al tubo sin uniones y que sin embargo, el tubo con unión macho-hembra sigue presentando una resistencia muy inferior.

En este caso también todas las roturas son de tipo frágil por flexión.

### 6.3 Comportamiento frente a cortante y flexión de las probetas con inyección interior de lechada de cemento.

Se observa que las características resistentes de los tubos con uniones de manguito son superiores aunque similares a las de los tubos con unión macho-hembra.

En la Tabla 4 se indican los resultados obtenidos.

Tipo de probeta	F elástica (kN)	Rigidez aparente (kN/mm)	F rotura (kN)
Tubo sin uniones <sup>(1)</sup>	107.1	27.3	-
Tubo con unión de manguito	128.9	25.2	271.2
Tubo con unión macho-hembra	120.2	22.1	143.5

(1) Valores teóricos.

TABLA 4.- Valores promedios para ensayos de flexión y cortante con probetas con inyección de lechada.

Es de notar que los tubos con uniones tipo macho-hembra mejoran sensiblemente en su capacidad resistente, lo que implica que dichas uniones resisten mucho mejor el cortante que la flexión. En cualquier caso, las características resistentes del tubo con manguito siguen siendo superiores a las del tubo con unión tipo macho-hembra.

### 6.4 Conclusiones generales.

- I. Cuando las uniones de tubos trabajan básicamente a flexión, la colocación de manguitos de unión mantiene aproximadamente las características resistentes del tubo sin empalmes. Por el contrario, la instalación de uniones tipo macho-hembra, reduce apreciablemente dichas características.
- II. En presencia de un porcentaje alto de esfuerzo cortante, la fuerza necesaria para el inicio de la plastificación es similar en ambos tipos de uniones, aunque sigue siendo superior en el caso de unión con manguito.
- III. Para la utilización prevista en tubos de micropilotes y mientras se mantengan las uniones en el tercio central de la luz entre apoyos, la solución de empalmes mediante manguitos exteriores de unión tiene un comportamiento equiparable al de los tubos sin empalmes, mientras que la solución con uniones tipo macho-hembra tiene un comportamiento resistente aproximadamente un 50% inferior.
- IV. Es importante resaltar que todas las roturas detectadas en las uniones con rosca (machihembradas o con manguito) han sido de tipo frágil.

- V. El relleno de lechada de cemento no mejora sensiblemente el comportamiento del conjunto tubo-lechada en el ensayo realizado con manguito de unión. Es más sensible en el caso de unión macho-hembra.
  
- VI. El momento flector que se alcanza en régimen elástico en la probeta realizada con manguito de unión, cumple perfectamente con el valor nominal de características del tubo del ensayo. Por el contrario, en el caso de rosca directa macho-hembra (con tipo de rotura frágil y sin aviso previo), el momento flector que se alcanza en régimen elástico en la probeta es del orden del 70% del nominal del tubo, lo que equivale a reducir al mínimo el posible coeficiente de seguridad real.

# MESA REDONDA SOBRE EJECUCIÓN Y CONTROL

**Moderador:** D. José M<sup>a</sup> Herrador (KRONSA)

**Miembros de la mesa:** D. José Santos Sánchez (SITE)  
D. Oscar Rivas Marcos (TERRATEST)  
D. Miguel Ángel de Juan (KRONSA)  
D. Leoncio Prieto (RODIO)  
D. Gustavo Armijo (GEOCISA)  
D. José M<sup>a</sup> Echave (TERRABAUER)  
Dña. Pilar Bermejo (PILSON)

El moderador **D. José M<sup>a</sup> Herrador** invita a comenzar el coloquio sobre la mesa de ejecución y control, invitando a los participantes a identificarse previamente a hacer su pregunta. El coloquio lo inicia el propio D. José M<sup>a</sup> Herrador dirigiéndose a D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente)

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** En todos estos temas de recalces de estructuras y micropilotes, cuando la cimentación del edificio existente está muy deteriorada y sea muy difícil la conexión, ¿puede ser obligado realizar el recalce con jet-grouting?

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** Puede ser y, de hecho, el recalce con jet-grouting tiene sus ventajas y sus inconvenientes frente al recalce con micropilotes. Pero por ejemplo, en el caso de muros antiguos de ladrillo, sobre todo si los muros son lo suficientemente gruesos, el utilizar el jet-grouting hasta la cota superior del terreno tiene la ventaja de que si atraviesas con la perforación el muro de ladrillo se produce una mejora, porque puedes romper con el chorro de corte la lechada existente y reemplazarla por otra nueva. Se utiliza mucho cuando son edificios en los que no hay una serie de pilares perfectamente definidos, sino que se encuentran cimentados por muros de carga corridos. Aquí con el recalce con el jet-grouting se consigue: un mejor reparto de la carga de los muros a las columnas porque éstas son de mayor diámetro, un mejor apoyo en la base y una mejor conexión al conseguir unir la columna de jet-grouting con el resto del muro y mejorar la estructura del muro con la inyección. Pero también hemos visto que en este caso, tal y como ha presentado esta mañana el D. Carlos Oteo y que también ha aparecido en mi intervención, existe una técnica para estos muros de ladrillo que consiste en adosar una serie de vigas unidas por tirantes horizontales, que, al someter al muro a compresión, lo que hacen es producir una mayor fricción entre el muro y las vigas que se adosan. En fin, contestando a tu pregunta: en el caso de muros corridos antiguos hechos con elementos discontinuos, la utilización de la técnica de jet-grouting, sobre todo con columnas bastante juntas puede ser una buena solución.

**D. Juan Almagro Costa (particular):** Antes, en la mesa de diseño, se ha pasado por encima en relación al cálculo a pandeo. En la actuación expuesta por KRONSA realmente hemos visto que se trabaja con una luz en la que los micropilotes trabajan a pandeo. Quiero decir con esto que no se debe pasar por este tema tan ligeramente y quisiera saber cómo se han calculado.

**D. Miguel Ángel de Juan (ponente):** Bueno, efectivamente ambas cosas son compatibles. En la actuación en la mesa de diseño se ha hablado de que el cálculo de pandeo no suele ser determinante cuando el micropilote está totalmente enterrado en el terreno. En los casos que yo he presentado, el pilote quedaba libre en una altura importante, en algunas ocasiones del orden de 12, 14 y de hasta 16 m. Naturalmente una tubería de 10 cm de diámetro con estas alturas, evidentemente pandea. Entonces hay que limitar el pandeo por los procedimientos clásicos de cálculo de estructuras metálicas y no excavar más allá de lo que es capaz de soportar el tubo metálico correspondiente. Por eso se arriostran espacialmente para evitar el pandeo. Pero ambas posturas son compatibles, cuando el

micropilote se encuentra constreñido por el terreno, incluso en terrenos de muy baja resistencia, el problema del pandeo no suele ser determinante prácticamente nunca, al menos es la experiencia normal que yo tengo.

**D. Carlos Oteo (UPM):** Bueno iba a contestar un poco a esa pregunta, no es que hayamos pasado subrepticamente, es que eso ya no es un micropilote. En el momento en que se descubre es una tubería, un elemento estructural, y esa parte de arriba no se llama micropilote, eso es algo nuevo, distinto. Por lo que ya se ha contestado perfectamente. Pero he tomado la palabra por otro motivo: ya que ésta es la mesa redonda de ejecución no se ha hablado en ningún momento de la refrigeración de la perforación y estamos hablando mucho de recalces. ¿Cuándo pensáis que debe realizarse con agua o con aire, sobre todo en recalces? Porque cuando se quiere realizar con aire para dañar menos siempre viene acompañado de muchos problemas.

**D. José Santos (ponente):** Mi opinión en principio sería que en un recalce es menos dañino ejecutar la perforación con aire, pero siempre y cuando, evidentemente, se lleve una tubería de revestimiento y procurando que la tubería de revestimiento vaya por delante de la cabeza de rotación o del martillo de fondo del orden de 20 cm. Es decir que el aire es mucho más fácil que no penetre en el terreno que el agua. Con el agua podemos correr el riesgo de dañar o crear un perjuicio a edificios colindantes. Entonces mi opinión personal es utilizar aire siempre que se pueda, pero llevando el revestimiento avanzado con respecto a la tubería de perforación del orden de 20 a 25 cm, y creo que no hay ningún riesgo para edificios colindantes.

**D. Carlos Oteo (UPM):** Pero cuando se os pide, es más caro. Pero deben quedar muy claro en las ofertas, volviendo a lo que decía Michel al principio, estos aspectos de perforación, de ejecución, que no están en el diseño y que a veces son absolutamente vitales. Yo recuerdo un caso en el que perforando con agua los asientos se incrementaron como 3 o 4 veces. Y decía el que lo ejecutaba a un alto cargo militar “Mi general, ve qué a tiempo hemos llegado, qué rápido asienta” cuando el que estaba produciendo todos los asientos era él.

**D. José Santos (ponente):** Yo creo que perforar con aire es más barato y, en principio, es mucho más cómodo. Una obra ejecutada donde el barrido se hace con agua es una obra muy sucia, donde los trabajadores lo pasan muy mal porque está toda la obra enfangada, mientras que una obra ejecutada con aire, en principio, es una obra mucho más limpia. Con lo cual yo creo, al menos teóricamente, que es mucho más barato perforar con aire que con agua, pero siempre hay que hacer una oferta lo más ajustada posible al mercado.

**D. José Miguel López (CEICO):** Bueno, la ejecución del trabajo de recalce será mucho más limpia pero es también mucho más lenta. Yo sé que es mucho más caro, o debe serlo, el perforar con aire que con agua. Pero ése no es el objeto de mi pregunta, ésta es la siguiente: en la transmisión de cargas a los elementos que recalzan ¿siempre se hace por deformación?

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Yo no entiendo demasiado bien la pregunta, lo que sí te puedo decir es que mientras que un elemento no se deforma, no trabaja. Ahora, a priori, aunque no entiendo muy bien la pregunta.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** Yo creo entender la pregunta. Efectivamente es posible que, en algunos casos, puedas provocar la deformación a priori con una serie de gatos para luego no tenerla. Pero depende mucho del tipo de edificio que tú estés recalzando. Si el edificio se ha movido ya lo suficiente, la deformación que necesita un micropilote para trabajar puede ser perfectamente compatible con las deformaciones que ya ha tenido. Si teóricamente la deformación tuviera que ser muy pequeña o prácticamente nula, se pueden poner los micropilotes en carga y suplementarlos para luego conectar con el elemento de transmisión de cargas que se disponga ¿Es ésa la pregunta que había formulado?

**D. José Miguel López (CEICO):** Efectivamente, pero normalmente lo que se hace es dejar deformarse a la estructura para que los micropilotes entren en carga.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** Normalmente sí, y si es el caso de estructura nueva evidentemente.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Cuando la estructura es muy antigua, o existe peligro de que cualquier deformación pequeña la pueda empeorar, al hilo de lo comentado, uno de los recalces emblemáticos que realizamos fue la Casa del Cordón en Burgos, que no la ha expuesto Miguel Ángel de Juan hoy porque está muy vista. Pues aquí, como era un edificio muy antiguo de la época de los Reyes Católicos, y de gran rigidez y donde se pensaba que podía haber peligro de cualquier deformación, lo que se hizo, como dice José M<sup>a</sup> Echave, fue pretensar los micropilotes. Entonces se hizo el recalce de micropilotes, se pretensaron y, después de que estaban unidos a las vigas que abrazaban en una de estas conexiones típicas que hemos visto, las vigas con los pasadores pretensados que abrazaban a los muros de fábrica, pues ya se liberó la tuerca que sometía a presión a los micropilotes. Y entonces, desde ese momento era el edificio el que pasaba a soportar, pero sin ninguna deformación. La única deformación era si te equivocabas en el peso y entonces lo levantabas, en lugar de otra cosa. En este caso se pretensaron los micropilotes pero no suele ser lo normal.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Quería decir que estoy sorprendido por el nivel técnico alcanzado en España y porque he visto muy buenos trabajos de recalce, y no sé si los avances se producen en España y nosotros vamos retrasados, francamente, porque hacéis cosas excelentes, sinceramente.

**D José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Mucha gracias Michel, y más viniendo de ti, porque aparte de como persona, eres uno de los grandes mitos, como te he dicho esta mañana, que existen entre los geotécnicos españoles. Y procedes de un país que siempre ha estado en cabeza de la tecnología de cimentaciones y, por lo tanto, es sumamente agradable escuchar estas palabras tuyas.

**D. José Luis Rojo (AETESS):** Voy a haceros una pregunta. Bueno, primero quizá, y ya no como Rodio, sino como AETESS, yo espero que con vosotros, con Francia dirigiéndome a ti Michel, incrementemos la relación y la colaboración para hacer cosas conjuntamente. Hemos empezado a hablar, y creo que puede ser un campo interesante, el pensar hacer cosas, tanto la parte oficial vuestra con la parte oficial española. Como estamos haciendo cosas nosotros, AETESS, con la parte oficial española, colaborar conjuntamente, que tendrá una dimensión para nuestras tecnologías y para nuestros trabajos probablemente muy interesante, hacerlo de vez en cuando.

Quería haceros una pregunta, habéis hablado de cómo se hacen algunos micropilotes directamente con la tubería de perforación. Con la tubería de perforación se puede emplear la misma lechada que luego se va a dejar en la inyección. ¿Con la tubería de perforación se pueden hacer inyecciones repetitivas? ¿Con la tubería de perforación se puede aumentar el límite elástico del tubo?

**D. Gustavo Armijo (ponente):** En el caso particular de mi ponencia, los micropilotes con inyecciones de desplazamiento, la tubería de perforación funciona como tubería de inyección pero no como armadura. Si recuerdas el esquema de ejecución...

**D. José Luis Rojo (Rodio):** No me refería al caso de tu ponencia.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Ya, pero se lo dirijo a Gustavo porque, de los contactos que he tenido con él, Gustavo es una de las personas que más sabe sobre el empleo de lo que tú comentas, precisamente.

**D. Gustavo Armijo (ponente):** En el caso ése particular, la tubería de perforación es de inyección pero no armadura, y se deja un redondo como armadura. En los otros casos, no sé a lo que te refieres, si dejar esa propia tubería...

**D. José Luis Rojo (Rodio):** Me refiero a cuando habéis perforado con un tricono, por ejemplo, o con la misma tubería en rotoperforación y con la maniobra OD sacar el martillo y dejar la tubería de perforación dentro. Una maniobra de éstas aumenta muchísimo el rendimiento en el trabajo, aumenta la sección con la cual vas a trabajar y la eficacia del mismo micropilote. La pregunta es dónde se está en este punto.

**D José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Esperad, creo que Michel tiene algo que comentar.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Te puedo contestar en el caso del viaducto de TGV en Bélgica, cimentado con 64 micropilotes. Y ésta es la técnica que hemos empleado: el perforar las armaduras y la zapata con el tricono, y lo que hemos hecho es perforar con una lechada pobre en cemento y luego hemos cambiado para inyectar por lechada rica de 200 kg de cemento en 42 litros de agua. Estamos satisfechos de los resultados y el seguimiento del viaducto durante 5 años no muestra nada particular. Entonces pienso que hacer perforaciones con lechada pobre, con una relación 1:1, y luego cambiar a la lechada rica en cemento es acertado. Lo hemos hecho muchas veces obteniendo buenos resultados. Y poner cemento en el terreno siempre suele salir bien, el tema de la bentonita es diferente.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** Pero tú José Luis, te refieres a una marca comercial que existe en el mercado español, que son micropilotes que se perforan de la forma que estamos hablando y el barrido se hace con la tubería, tal como se puede ver en una de las fotos que yo he proyectado. Es el mismo que ha descrito el Sr. Bustamante: primero se inyecta y se utiliza como barrido una lechada pobre en cemento, y luego se sustituye por una lechada rica en cemento. Yo creo que se están utilizando, y Michel nos ha contestado. La otra cosa que has preguntado es si se pueden hacer inyecciones repetitivas. Evidentemente con este sistema no se pueden hacer, es decir, por lo menos yo no lo conozco. Este producto, tanto para bulones de contención como para micropilotes, se está utilizando en Europa y en algún país de Sudamérica. Es un sistema que está lo suficientemente probado en el mercado y está siendo admitido por organismos oficiales.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Puedo añadir que este sistema en Francia se llama Ischenbeck, está comercializado por los alemanes y son barras. Pero lo hemos intentado utilizar para proyectos de estabilizaciones, y en el contexto económico francés resulta muy caro. Se puede hacer lo mismo empleando tubos o puntas que se pueden hacer en casa, que siempre resulta más barato. Pero si se tiene dinero siempre se puede comprar, ¿por qué no?

**D. Rafael Casado (SITE):** En relación con lo que tú decías, José María, de que no se pueden utilizar sistemas de reinyección, sí se pueden utilizar. Es decir, nosotros lo hemos hecho en temas de perforación de paraguas para túneles, empleando la armadura con un sistema de perforación a rotación, porque el sistema de percusión OD no se puede utilizar con tubería perdida porque te obliga a empalmes muy fuertes, que los destruyes con la perforación. Te permite utilizar unas válvulas que existen y van encastradas en el tubo, que son graduables con la presión, y que si perforas con aire, que suele ser nuestra técnica, el aire como máximo le transmite a esas válvulas 7 u 8 Kp/cm<sup>2</sup>. Y si esas válvulas las tienes graduadas para que abran a presiones superiores a los 7 u 8 Kp/cm<sup>2</sup>, una vez has colocado la tubería, puedes inyectar a través de estas válvulas con presiones superiores. Pero bien es cierto que no funcionan tan bien como los manguitos tan típicos de toda la vida, pero funcionan y se pueden utilizar. El problema que tiene utilizar tuberías perdidas como armadura es el recubrimiento, porque la garantía que te da el micropilote en cuanto al recubrimiento frente a la corrosión... yo creo que no hay ninguna garantía de que la tubería quede bien recubierta cuando la utilizas, y el diámetro del elemento de corte está más ajustado a la armadura del tubo. Y yo creo que para soluciones provisionales es válido pero, para temas definitivos en los que tengas que contar con un recubrimiento definitivo de lechada de la armadura, yo creo que no es la solución.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** En lo que he dicho ( de la reinyección) no me refería, a esos tubos vuestros sino a los de la marca, Ischebeck. Pero yo no se si tienen sistema de reinyección. Me dicen [desde el público] que si lo tienen. Y lo segundo es que depende mucho de la diferencia de corona de perforación y la armadura, y en la velocidad y el caudal de lechada que tú inyectes. Se trata de un problema de ejecución cuidadosa. Si la ejecución es cuidadosa puedes garantizar un recubrimiento más o menos bueno. Cada terreno tiene su forma de perforar y de inyectar.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Quisiera añadir a lo que tú has dicho en cuanto al empleo de las válvulas, que están comercializadas por los italianos, que son los mejores comerciantes de Europa. Bueno, se dice que son graduables y lo son sobre el papel, pero las hemos utilizado y se pueden

emplear si la inyección no presenta riesgos o si las obras no son comprometidas o si estás haciendo micropilotes en roca más o menos sana. Pero decir que son graduables... No se controla, y para trabajos comprometidos mejor utilizar manguitos, que son más caros y se precisa de gente especializada, siendo más lento. Pero hay problemas con las válvulas.

**Anónimo:** Quería saber si existe alguna normativa para el diseño de encepados de micropilotes.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Dado que Leoncio está sin intervenir, le dirijo la pregunta.

**D. Leoncio Prieto (ponente):** La que yo conozco es la normativa que viene en la norma de hormigón en la EHE, y son los mismos encepados que para micropilotes.

**D. José Miguel García (ACS):** Yo quería saber, desde el punto de vista del control de calidad, ¿qué parámetros habrá que controlar in situ para comprobar que se está realizando una buena ejecución? Ya que esta mesa era de ejecución y de control de calidad, he visto que de control de calidad se ha dicho poco o nada.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Óscar, te dirijo la pregunta dado que estás sin intervenir.

**D. Oscar Rivas (ponente):** Bueno, yo en cuanto a cortinas de micropilotes opino que lo que más hay que controlar es la verticalidad. No sé si has visto las fotos, la verdad es que ésta fue una obra que quedó bastante bien. Y para controlar la verticalidad, aparte de la zanja guía que aparecía en una de las fotografías, cuando se emboquilla el taladro se nivela el mástil de la máquina en las dos direcciones y, 1 m después de comenzar la perforación, puesto que al principio es fácil que se produzcan desviaciones, se vuelve a nivelar, porque el sistema de perforación admite pequeñas correcciones o pequeños giros al principio. Asimismo, en cuanto al acero de las armaduras tubulares, nosotros empleamos aceros que vienen con un sello de calidad, con lo que tenemos una garantía de que la resistencia es la requerida. Y en cuanto a las lechadas no hay una normativa, digamos oficial, para realizar unos ensayos. Pero lo normal es que se saquen unas probetas prismáticas, y se ensayen a compresión y a flexotracción.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** También es normal que se controle el volumen de lechada, para ver las mayores o menores admisiones que está teniendo en los distintos tramos y, sobre todo, cuando en el diseño se han tenido en cuenta los ábacos de Bustamante, que lo que presupone es un aumento del diámetro en función de una determinada técnica de inyección. Entonces, claro, este posible aumento del diámetro, aparte de la infiltración que se puede producir por los poros, te lo puede determinar muy bien el volumen de lechada que estás introduciendo en cada momento, junto con la presión que estás aplicando a su vez.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** En los micropilotes que se hacen con inyección repetitiva o inyección global, el equipo de inyección tiene un control electrónico de caudales y volúmenes. El director de obra o el proyectista, pueden marcar una serie de límites a los que Gustavo se ha referido es su ponencia. En función de estos registros se establece si hay que aumentar en algún nivel el volumen de inyección de acuerdo con el proyecto y con lo decidido en obra. Es decir, las máquinas que ahora tenemos para construir micropilotes, como las de pilotes y toda la maquinaria actual llevan una serie de controles para medir la verticalidad, la posición de la punta del taladro, en algunos casos de avance, par de rotación, velocidades y, en los equipos de inyección, caudales y volúmenes. Todos estos datos quedan almacenados en un ordenador, y luego se pueden tratar y tomar decisiones con respecto a ellos.

**D. Gustavo Armijo (ponente):** Hay otro control que yo recomendaría en relación a la lechada, que es muy fácil de hacer, que es controlar la densidad de la lechada. Con el control de la densidad se obtiene la relación agua-cemento de una forma inmediata, en función de esta relación agua-cemento y del tipo de cemento se tiene una indicación directa de la resistencia de la lechada. Es fundamental y muy fácil de hacer. A la vez, al repetir este control, si no varía esa densidad da una idea de si el mezclado es suficiente o no. El otro control importante que se ha mencionado al paso es intentar hacer partes

de perforación. Ver si el modelo de cálculo del proyecto coincide, no digamos exactamente pero sí dentro de unos márgenes, con el de proyecto. Porque si no, habrá o que modificar lo hecho o tratar de demostrarlo con algún tipo de control de resultados, tipo prueba de carga.

**D. José M<sup>a</sup> Echave (ponente):** Yo creo que es una buena pregunta, porque efectivamente podemos introducir, en una nueva charla sobre micropilotes, un apartado específico sobre controles.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Estoy de acuerdo con lo que ha dicho Gustavo, y contigo con los manguitos. Pero hay que ver las cosas de una manera real. Pienso que en el ámbito del control no hay milagros, francamente. Y el mejor control, como decimos en Francia, es la competencia y la experiencia, y el seguimiento in situ. Pero hacer este seguimiento in situ hay que hacerlo con gente que tiene experiencia en estos temas. Y es el problema del Ministerio, porque estamos dando mucho dinero y hay que controlar lo que hacen las empresas y hay que tener gente para llevar a cabo este control.

**D. Ferrán Biosca (Rodio):** Yo quiero hacer observar que, en los últimos años, la capacidad de carga de los micropilotes parece que no tiene límite. Y los técnicos somos más confiados, más ambiciosos, y vamos subiendo hasta unos valores que antes parecían exagerados. Desde el punto de vista de capacidad portante esto no me da más problema que darle más longitud al elemento. Pero desde el punto de vista del tope estructural me parece más delicado. Cuando ya, encima de jugar con un tubo, se refuerza con una barra y se pretende que se pueden sumar las contribuciones de ambos miembros, de ambas partes, sin ninguna limitación, me parece que estamos pasando por encima de temas tan delicados como cuando estás soldando barra y tubo para que trabajen solidarios. Supongo que esto no será tan evidente, estamos hablando de un tema de adherencias entre la lechada y la barra, y la lechada y el tubo. Estamos hablando de un tema de compatibilidad de deformaciones y, la verdad, creo que estamos hilando muy fino desde el punto de vista del tope estructural y de que no hay ningún sistema de cálculo fiable. Referirnos a la norma de hormigón me parece que es tan cierto como inadecuado, y planteo que la única forma quizás de resolver esto sería realizando más pruebas de carga, instrumentando ambos elementos para poder medir las deformaciones que realmente se producen y cómo se reparten, y cortar las lechadas después del ensayo, para ver cómo se ha producido la rotura y ver por dónde falla este tema. Quería preguntar a la mesa si alguien tiene ensayos bien documentados en esta línea, que creo que es la única vía para avanzar con seguridad en estos topes tan elevados que utilizamos.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Nosotros tenemos ensayos pero no con la combinación tubo-barra. Tenemos ensayos con tubos y micropilotes, que fundamentalmente no los hemos hecho por el tema del tope estructural, pero los hemos aprovechado para medir este tope estructural, como para calcular resistencias límites de los terrenos. Tenemos muchos menos de los que deseáramos, por supuesto. Y alguno hecho por nuestra cuenta, porque hasta ahora no ha habido una gran inquietud, llamémoslo, por nuestros clientes, en que hubiera más. Esto, de todas maneras es un camino, necesario totalmente, y que creo que en el camino éste, cuando salga una próxima normativa, una de las consideraciones que se deben hacer es de hacer pruebas de carga, o creo yo, al menos en suficiente número, y de diseño además, y algunas de comprobación. Entonces en este contexto encajaría lo que tú dices perfectamente. Estas pruebas de carga valdrían para probar la combinación estructural del micropilote, y después para comprobar el conjunto micropilote-terreno. Pero esto que tú dices es básico, dado que ahora se está con unas fórmulas empíricas que dan valores lo suficientemente razonables, a pesar de que en los últimos tiempos se hayan incrementado mucho los topes, pero que por ahora no están dando problemas. Si bien es cierto que sin un estudio muy riguroso de compatibilidad de deformaciones. Pero yo creo que la mejor manera de verlo es ser pragmático, como el Sr Bustamante, y que la teoría venga después de tener un gran número de ensayos.

**Mr. Michel Bustamante (LCPC):** Para los micropilotes, trabajando a compresión, pienso que no hay que dramatizar. Conocemos bastante bien la carga límite aplicando los coeficientes de seguridad, que son lo suficientemente amplios para el cálculo estructural. Y teniendo en cuenta que tenemos lechada y acero, y hay que ver siempre que el acero y la lechada están unidos y entonces, bajo compresión, la lechada y el acero trabajan juntos. El tema es más discutible cuando se somete a tracción el ele-

mento. Habría que coger coeficientes de seguridad más altos, pero yo diría que se hace de una manera natural cuando se hace el diseño del proyecto. Es una cuestión que el que diseña debe tener en cuenta, como es el tomar una fricción para el cálculo de 15 t/m<sup>2</sup> porque conozco mis resultados y sé que dentro de ese tipo suelo podrían movilizarse hasta 25 t/m<sup>2</sup>, con lo que el problema de las grietas no es trágico. Pero siempre es una cuestión de experiencia. Pero ¿qué va a hacer un ingeniero joven que no tiene experiencia? Es el eterno problema de los jóvenes y el privilegio de los viejos.

**Anónimo:** Quería que hicieran un breve comentario acerca del recubrimiento de la capa de lechada que queda entre el suelo y la armadura en los micropilotes que se van a dejar de forma permanente en una estructura. En la normativa española se habla de 7 cm. En el caso de micropilotes, ¿qué se le puede decir a las OCT cuando hacen preguntas en ese sentido?.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** En primer lugar tengo que decirte que no existe normativa española sobre micropilotes, y la normativa a la que te refieres es la de hormigón. Entonces, en lo que a normativa de micropilotes se refiere, en un futuro el valor del recubrimiento depende de la agresividad del medio .

**D. Leoncio Prieto (ponente):** Lo normal, y lo que reflejan las normas francesas, hablan entre 20 y 35 mm dependiendo de la agresividad del terreno.

**D. Gustavo Armijo (ponente):** Hay una tabla sobre esto en la norma europea en el TC-288, donde está en función del tipo de ambiente, y hace considerar una pérdida de armadura en función de la vida del micropilote. Pero habría que considerar un mínimo de 25 mm.

**D. Fernando Calleja (Rodio):** No he oído ningún comentario acerca del comportamiento de los micropilotes sometidos a sollicitaciones de tipo sísmico. ¿Algún comentario al respecto?.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** La normativa sismorresistente es de igual aplicación tanto a pilotes como a micropilotes. Quitando evidentemente las diferencias en cuanto a la rigidez de unos y otros.

**D. Fernando Calleja (Rodio):** Para el armado en sí, ¿no habría ninguna recomendación a dar o detalle?.

**D. Miguel Ángel de Juan (ponente):** En principio, no hay ninguna recomendación distinta, lo único que se pide es que se arriostren más los pilotes. Pero claro, hay que dejar bien claro que estamos hablando de sismos en España, y no es lo mismo hablar del peligro sísmico en España que en otros muchos países. Entonces, la normativa en España sólo se refiere a necesidades de arriostramientos en cabeza.

**D. Gustavo Armijo (ponente):** Respecto a tu pregunta, habría que aclarar que el micropilote en sí no está pensado para resistir esfuerzos horizontales. En general, en esa situación se inclina para que tenga esa componente, pero en sí no es un elemento para funcionar frente a esfuerzos horizontales.

**D. José M<sup>a</sup> Herrador (moderador):** Los que tengáis cualquier duda o cuestión que arbitrar lo podéis hacer por escrito, a alguna persona en particular o en general, y se os contestará a la dirección que considerarais oportuno. Y si tuvierais alguna pregunta que hacer, se os contestaría lo más pronto posible.

**D. Ricardo Oprandi (Geocisa):** En la ponencia de Pilar Bermejo se indica que, para el cálculo de pantallas de micropilotes que no vayan con empalmes por manguitos de unión, deberíamos estar reduciendo la resistencia a flexión de los micropilotes al 70% del valor teórico de los tubos.

**D<sup>a</sup> Pilar Bermejo (ponente):** He comentado antes que cuando la unión empleada sea tipo macho-hembra se obtiene un comportamiento resistente un 50 % inferior en comparación con la unión con manguitos, siendo la influencia de la lechada mínima. Por otro lado a la vista de los resultados de los ensayos que hemos efectuado, en el caso de flexión se podría llegar a reducir la resistencia hasta en un 70 % del valor nominal del tubo.

**D. Vicente Cuellar (SEMSIG):** Tal y cómo aparece en el programa me tocaría hablar sobre las excelencias del vino español, pero dado lo avanzado de la hora y la intensidad de las intervenciones, creo que lo más adecuado es degustarlo ahí fuera, no sin antes agradecer a todos la participación en este foro en nombre de los organizadores.

#### **PREGUNTAS POR ESCRITO.**

**D. José Salafranca y D. José Luis Álvarez Poyatos ( FCC)**

¿Con la utilización de aceros reciclados, se presentan problemas de soldabilidad?

¿Qué recomendaciones se pueden dar cuando no se puede buscar alternativa a soldar?

Respuesta. La soldabilidad del acero no viene influenciada por haber sido utilizado en otros usos previos, existen aceros nuevos o reciclados que son soldables y otros que no lo son.

La soldabilidad de un acero viene determinada fundamentalmente por la composición química del mismo (porcentaje de C y en menor medida Mn, Cr, Mo, V, Ni, Cu), de su estructura cristalográfica, del espesor de las piezas y del sistema de soldar utilizado (precalentamiento, material de aporte, hidrogenación, etc, etc).

Cuando no se pueda garantizar la continuidad metálica de la unión mediante las técnicas de soldadura de que se disponen, la unión a los elementos de la estructura superior se podrá conseguir con alguno de los siguientes procedimientos:

- Mecanizado del extremo superior de la tubería en la longitud adecuada, roscándose a la misma un elemento metálico con disposición y dimensiones para realizar la unión.
- Perforación de la tubería de armado con taladros pasantes en su parte superior, introducción de elementos metálicos que transmitan mecánicamente los esfuerzos (de-a) esta tubería.
- Introducción de barra roscada interior a la tubería de armado con una longitud suficiente para poder transmitir las cargas por la interacción barra – (lechada-mortero) – interior tubería y roscado superior a esta barra del nuevo elemento de unión.