



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

7ª SESIÓN ACTUACIONES Y REHABILITACIÓN EN CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS Y SINGULARES

Con la colaboración del



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Madrid, 2007

**JORNADAS TÉCNICAS
SEMSIG-AETESS**

**ACTUACIONES Y REHABILITACIÓN
EN CONSTRUCCIONES
HISTÓRICAS Y SINGULARES**

Con la colaboración del

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

Madrid, 22 de Febrero de 2007

PRESENTACIÓN

Dentro de las series de Jornadas técnicas que organizan conjuntamente la SEMSIG y AETESS, se presenta la actual - titulada "*Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares*" como una continuación de las 6 anteriores dedicadas a diferentes técnicas relacionadas con la ingeniería del terreno.

El objeto de esta jornada es crear un foro de discusión en el que los profesionales de este sector puedan debatir los aspectos más importantes del diseño, ejecución y control de las construcciones históricas singulares.

Como en anteriores ocasiones, se ha previsto que el núcleo de la sesión esté formado por dos Mesas Redondas. La primera está dedicada a los aspectos de diseño y control, y la segunda, a las Técnicas de ejecución empleadas en los diferentes casos prácticos. Ambas permitirán establecer un cambio de impresiones entre los asistentes sobre los temas tratados.

Cada Mesa será precedida de un conjunto de presentaciones a cargo de expertos de reconocido prestigio en el campo de la geotecnia, que servirán de introducción para encauzar los posteriores debates sobre los distintos aspectos de las técnicas consideradas

1. PROBLEMAS GENERALES DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

D. Carlos Oteo Mazo. (Univ. da Coruña)

2. SISTEMAS DE CIMENTACIÓN Y TÉCNICAS APLICABLES

D. José María Rodríguez Ortiz. (Univ. Politécnica de Madrid)

3. INTERVENCIONES EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS HISTÓRICOS

D. Francisco Jurado Jiménez. (Univ. Politécnica de Madrid)

4. TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN DEL PUENTE ROMANO DE CÓRDOBA

D. José Santos Sánchez (SITE)

5. REFUERZO DE LAS CIMENTACIONES DEL ALA OESTE DEL HOSPITAL CLINIC DE BARCELONA

D. Julio García-Mina Cabredo (TERRATEST)

6. TRABAJOS DE REFUERZO EN LOS PUENTES DE TOLEDO Y SEGOVIA EN LAS OBRAS DE M-30, MADRID

D. Fernando de la Guardia Escardó (KELLERTERRA)

7. EXCAVACIÓN EN UN EDIFICIO DEL CENTRO HISTÓRICO DE VALLADOLID

D. Leoncio Prieto Tercero (RODIO)

8. CRUCE DEL CANAL IMPERIAL DE ARAGÓN CON LA RONDA DE LA HISPANIDAD EN ZARAGOZA

D. José María García Mezquita (GEOCISA)

9. APLICACIONES DE DIFERENTES TÉCNICAS PARA LA CREACIÓN DE SÓTANOS EN EDIFICIOS SINGULARES

D. Miguel Ángel de Juan García (KRONSA)

Problemas geotécnicos en monumentos históricos: Metodología para su resolución

Carlos OTEO MAZO

PROF. DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS - CATEDRÁTICO DE INGENIERÍA DEL TERRENO
UNIVERSIDADE DA CORUÑA

1. Introducción y alcance

A lo largo del tiempo, los monumentos históricos sufren la acción de:

- El viento.
- Los cambios térmicos del entorno.
- Los cambios de humedad en su contorno exterior e interior.
- Las cargas, cuya distribución puede cambiar con el tiempo (cambios de uso, reparaciones, etc).
- La deformabilidad del terreno, tanto la inicial como la que puede derivarse por los cambios de las condiciones tensionales, del agua, etc., en el suelo en que se apoyan.
- Los cambios que se han ido introduciendo en su funcionalidad; por ejemplo, por el paso de edificio civil a militar, con inclusión de cañones y los daños que su introducción origina (como en algunas torres de la Alhambra de Granada).
- La acción del tráfico moderno (Acueducto de los Milagros de Mérida próximo al ferrocarril y Acueducto de Segovia, con tráfico automóvil entre sus pilares). Etc.

La conjunción de estos cambios puede dar lugar a patologías diversas que van desde la erosión superficial de los bloques de piedra de su fachada: acción combinada del viento con ciclos de cambios de humedad y de temperatura, junto a la absorción de agua por capilaridad (que tienen un efecto primordialmente estético), a la apertura de fisuras en los paños de fábrica por asentamientos (inducidos por las cargas o por excavaciones próximas) e incluso hasta la ruina estructural, por deformabilidad excesiva del terreno, cambios funcionales, etc.

En muchos de estos casos la Geotecnia – mejor dicho, la Ingeniería del Terreno – puede ayudar considerablemente en el estudio de problemas y en la búsqueda de soluciones. Desde el análisis de la alterabilidad del material pétreo hasta los problemas más intensos de interacción suelo-estructura (deformación de arcos por asentamientos y movimientos horizontales del cimiento en que se apoyan los pilares), pasando por los problemas que origina la inestabilidad de taludes en edificios amurallados y contruidos en el borde de plataformas horizontales rocosas (apoyadas en estratos duros, pero con diaclasas verticales y horizontales, como en el Parador de Arcos de la Frontera).

Esta intervención de la Ingeniería del Terreno no puede ir sola. En estos problemas de monumentos históricos deben colaborar historiadores, arquitectos, ingenieros, químicos, biólogos, técnicos medioambientales, etc., a fin de conocer bien los problemas que dan lugar a las patologías presentes y poder, así, definir bien las labores de reparación y mantenimiento.

2. Características generales de obras y monumentos históricos

En primer lugar distinguiremos los edificios civiles, en que cabe destacar (Fig. 1):

- Una cierta espectacularidad exterior (relativamente sobria) unida a cierta buena presentación interior en el patio o patios centrales que suelen tener estos edificios (patios destinados a albergar coches de caballos o desembarco de viajeros).
- Fachada exterior (y las interiores de los patios) con muros de mampostería, a veces bastante hosca, recubierta por mampuestos bien labrados.
- Altura libre no excesiva o, al menos, cuando el edificio tiene cierta altura y hay varias plantas que rigidizan algo su estructura, ya que el uso civil no suele llevar a alturas de plantas muy grandes (no más de 12 m, generalmente) y cuando lo hacen no suelen coincidir dos plantas muy altas una encima de otra. A veces se utilizan contrafuertes para rigidizar estos muros exteriores (Fig. 2).
- Los cimientos de los muros de fábrica pueden tener la misma anchura que el muro (o poco más); en ese caso, la cimentación se confiaba a la penetración de este muro (sin decoración) en el terreno uno o varios metros. Sin embargo, en los monumentos relativamente recientes (doscientos años, por ejemplo) no es raro ver una cimenta-

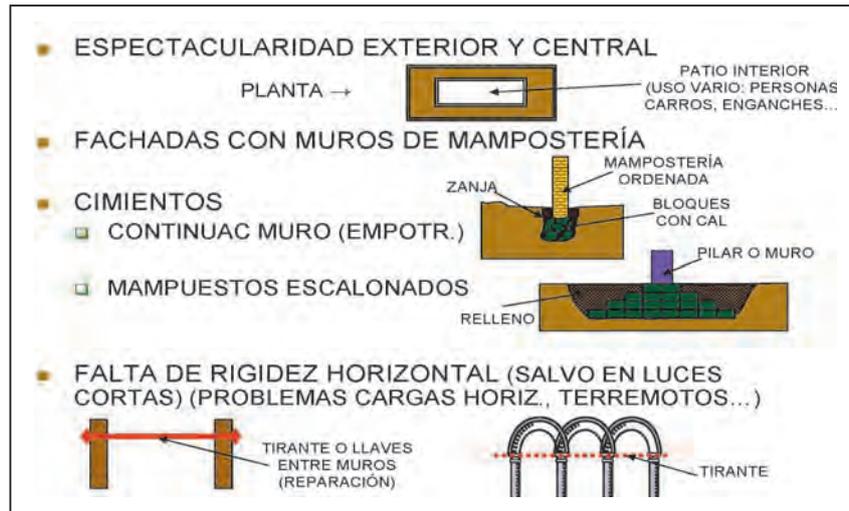


Figura 1. ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS CIVILES MONUMENTALES.

ción formada por mampuestos pétreos alargados, colocados de forma perpendicular y escalonadamente para formar «zapatas» de anchura varias veces la del muro, como en los cimientos de Palacio de la Presidencia de la Comunidad de Madrid (antigua Dirección General de Seguridad de la Puerta del Sol).

- La estructura general suele tener una apreciable falta de rigidez horizontal (salvo en luces cortas), al unir las paredes de fábrica con tablonos o vigas de madera poco empotrados en la fábrica). Se genera, así, una debilidad estructural frente a acciones horizontales, que pueden provenir de empujes de arcos, terremotos, vientos importantes, etc. En estructuras de arcos, a veces los arcos son mera decoración y la estructura está formada por pilares y vigas (Fig. 3). Éste es el caso de la Alhambra de Granada: en ella pueden verse tirantes metálicos para unir la base de los arcos (Patio de los Leones), a fin de dar dicha rigidez, reparación de finales del siglo XIX. En este caso concreto, al tratarse de falsos arcos (realmente es una estructura de pilares de varios trozos y vigas horizontales, con arcos decorativos), los tirantes hacen poco.

De los edificios religiosos puede destacarse (Fig. 4):

- La espectacularidad puede ser tan grande por fuera como por dentro, aunque, a veces, es mayor la interior que la exterior (en el caso de estilos como el románico).
- Las alturas exteriores e interiores pueden ser grandes, para conseguir sobrecoger y/o elevar el espíritu, por lo que no es raro hallar alturas libres de 30-40 m (catedrales e iglesias románicas, góticas, renacentistas, etc.).

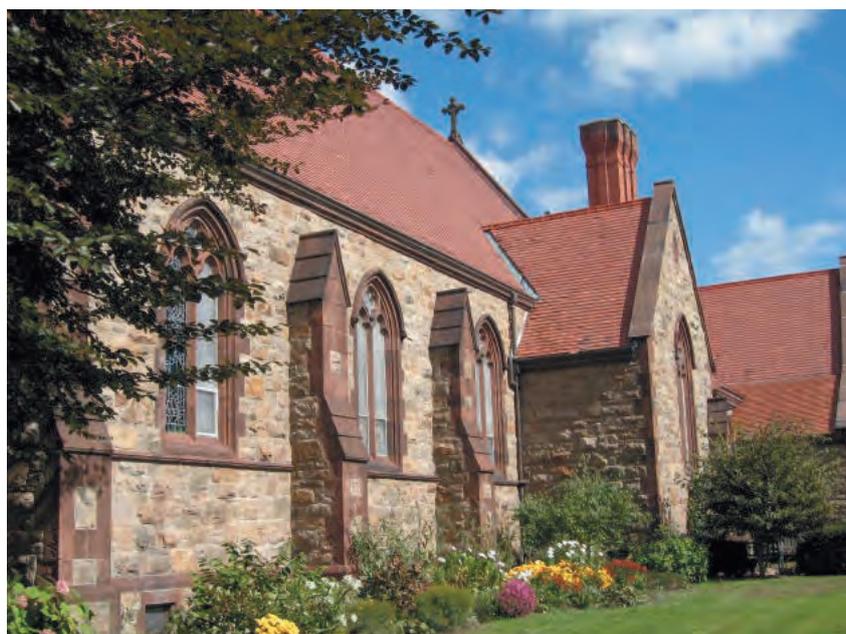


Figura 2. RIGIDIZACIÓN DE MURO EXTERIOR CON CONTRAFUERTES (de poca entidad).



Figura 3. ARCOS SIMULADOS EN LA MEZQUITA DE EL CAIRO.

- En los monumentos antiguos (Egipto, Grecia, Roma...) es habitual que la estructura esté constituida por elementos verticales y horizontales, con poca trabazón y luces pequeñas, ya que todos los elementos suelen ser pétreos (los que han «sobrevivido»). Los pilares están formados por elementos pétreos superpuestos (a veces unidos, en su centro, por plomo derretido vertido en un hueco central para dar continuidad al pilar) y vigas por elementos de piedra de poca longitud (y/o madera, que tiene muchos problemas de pudrición), como en el caso de la figura 5 (Templo de Filé, en Assuan) Los intentos de hacer vigas de madera o piedra con tres apoyos fueron un fracaso, según demostró Leonardo da Vinci: es muy difícil que un elemento prefabricado se apoye sobre tres puntos materiales, por lo que se puede sobrecargar un apoyo o aumentar los esfuerzos en la viga. En algunos de los edificios del reconstruido casco antiguo de Oviedo se aprecia este problema (vigas de madera reforzadas con tres apoyos), que ha conducido a sobrecargar algún pilar y a producir su agrietamiento (El Fondán, en Oviedo).
- En los monumentos relativamente recientes (ya en Roma y Bizancio, en iglesias románicas y góticas y posteriores) aparecen las bóvedas con sus empujes horizontales y arcos reales (como en la Mezquita de Córdoba), en que se vuelve a acentuar el problema de la rigidez horizontal, a veces muy bien resuelta con la recogida escalonada de los empujes con los arbotantes (gótico) o con otras bóvedas más pequeñas e inferiores, o con grandes muros, como en Haghia Sophia, en la Mezquita Azul de Estambul y en la Mezquita de El Cairo (Fig. 6).

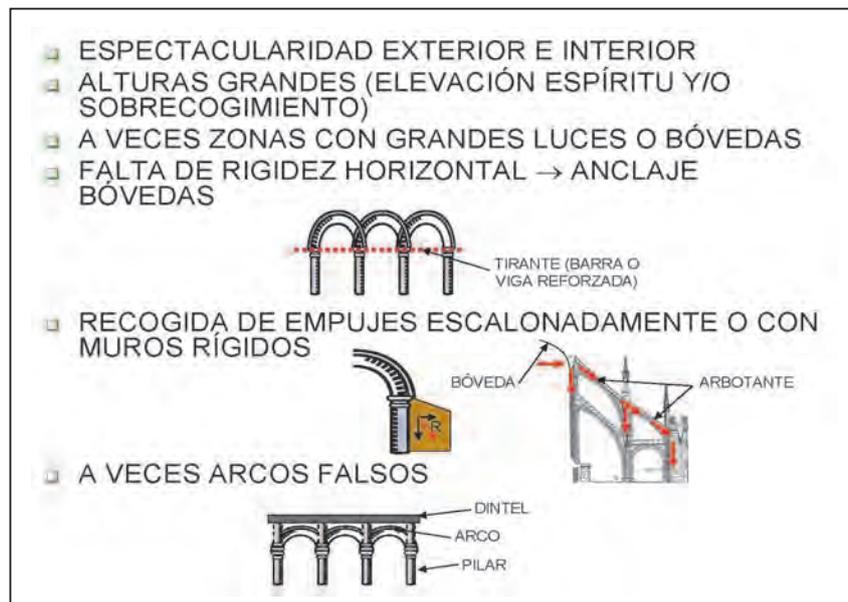


Figura 4. ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS RELIGIOSOS MONUMENTALES.



Figura 5. TEMPLO CON POCA RIGIDEZ HORIZONTAL (Filé, en Egipto).

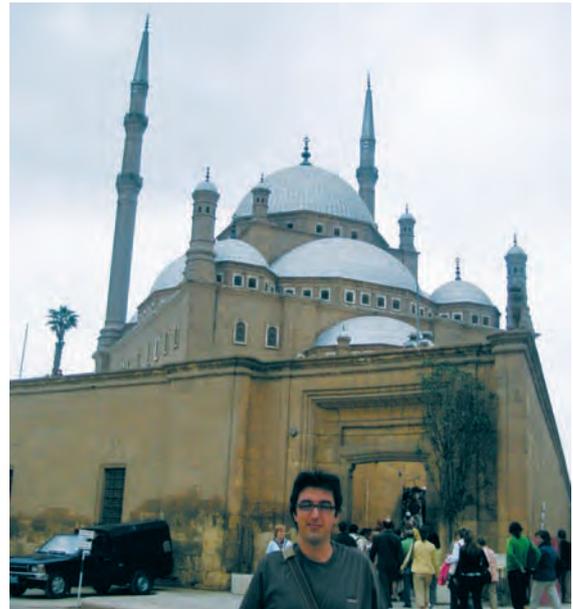


Figura 6. MEZQUITA DE EL CAIRO: CÚPULA PRINCIPAL CONTRARRESTADA POR CÚPULAS MENORES Y MUROS DE CARGA.

Pero también existen problemas como los actuales túneles en las tumbas, monumentos funerarios y cavernas, con la resolución de la estabilidad de galerías a base de excavaciones de pequeño diámetro y la construcción de salas al abrigo de placas rocosas (areniscas, calizas, etc.), tras la excavación de terrenos blandos (arcillosos) intermedios y la sujeción de las placas por sí mismas (luces pequeñas) o pilares de mampostería intermedios. Así ocurre en el Valle de los Reyes, en que las galerías de entrada (pequeñas) permiten llegar a zonas entre dos placas de roca, en que se depositan los sarcófagos. O en la Cueva de Altamira (Cantabria). En este caso las pinturas están sobre una capa de arcilla, producto de la descomposición y alteración de la roca en zonas de diaclasas, fallas o alternancia de la roca calcárea con zonas más margosas. El tiempo y la circulación de agua lavaron el material entre dos placas de caliza, dejando huecos con altura a veces inferior a 1 m y con la capa de arcilla pegada a la roca, gracias a la humedad que se mantenía en la roca por las infiltraciones a la caliza desde el exterior. El hombre prehistórico pintó la cierva, bisontes y otros animales tumbado en el suelo. De hecho, las pinturas no tenían por objeto ser mostradas en pública exposición, sino un carácter mítico-religioso, y se pintaban en zonas de difícil acceso (Fig. 7).

Algunos siglos –bastantes– después, Marcelino de Sautuola y su hija descubrieron esas pinturas arrastrándose; pero como el acceso era dificultoso, se acabó por hacer excavaciones en la cueva y crear pasillos de comunicación. En algún caso se llegó a hacer (siglo XX) algún pilar de hormigón en masa, ya que hubo que quitar alguno de los apoyos naturales que tenían las placas de caliza. Al hacerlo se aumentó la luz entre apoyos y se abrieron algunas diaclasas, como la que surca por el cuello de la cierva. Esta diaclasa se llegó a inyectar con lechada (no sabemos cómo, pero se aprecia el trabajo de relleno de la diaclasa), con lo que pasó a ser una barrera impermeable. Como la diaclasa está inclinada, cambió el régimen hidrico de la zona y la arcilla empezó a desprenderse por cambio de humedad, aparte de la influencia de los numerosos visitantes y el anhídrido carbónico que emiten. El cierre de la cueva no cambió los efectos que hemos comentado, que pueden considerarse plenamente geotécnicos.

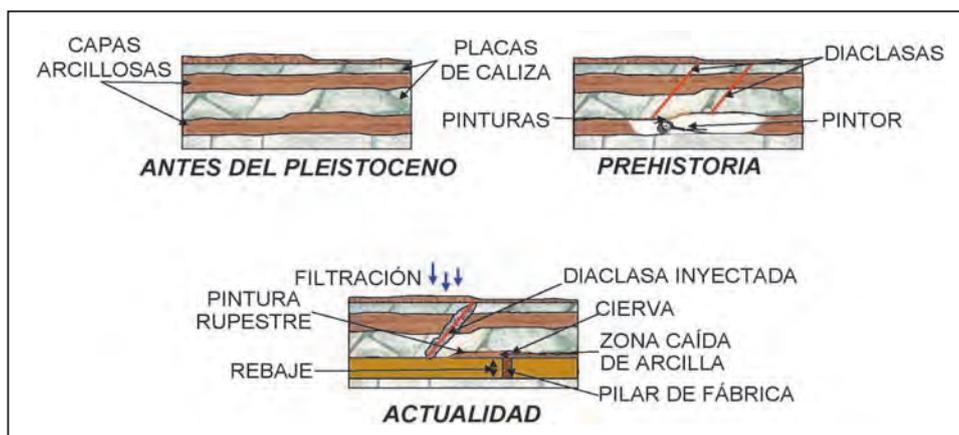


Figura 7. ESQUEMA DE LA REALIZACIÓN DE LAS PINTURAS DE ALTAMIRA Y SU POSTERIOR COMERCIALIZACIÓN.



Figura 8. ASIENTOS EN EDIFICIOS EN COVARRUBIAS (Burgos).



Figura 9. ASIENTOS Y DEFORMACIONES TANGENCIALES EN UN EDIFICIO TUDOR EN CANTERBURY (U.K.).

3. Posibles patologías geotécnicas

Las patologías presentes en monumentos históricos pueden ser muy diversas y tener que ver o no con la Ingeniería Geotécnica. Entre las más destacadas que nos pueden afectar, citaremos:

- Las motivadas por asentamientos de estructuras que pueden ser relativamente uniformes (Figs. 8 y 9). Cuanto mayor es el asiento mayor es la probabilidad de daños. En el ejemplo de la Catedral de Méjico, el asiento (debido a consolidación de capas arcillosas por extracción de agua profunda) puede ser del orden de 5-6 m (de hecho, en la Plaza de Garibaldi hay escalones para bajar en la zona de la catedral, a pesar de que la plaza también ha bajado), por lo que los daños en la catedral por asentamientos diferencial o distorsiones angulares han sido muy importantes, al tratarse de una estructura alta y con arcos, de poca rigidez horizontal, en la que los terremotos han acentuado los daños. Sin embargo, en edificios coloniales próximos, de 2-3 plantas, sin bóvedas y con mayor rigidez horizontal, los daños son mucho menores, a pesar de los asentamientos y de los terremotos.
- Los asentamientos asimétricos o en estructuras sobre terrenos blandos, que tienden a concentrar los daños, por distorsión angular, en la zona de mayor movimiento, con apertura de juntas entre piedras de fachada, grietas en muros, etc. (Fig. 10).
- Los asentamientos no uniformes en torres, campanarios, etc., lo cual da lugar a su desplome y, con ello, a que la carga vertical total se descentre e induzcan un momento de vuelco en la cimentación que va aumentando poco a

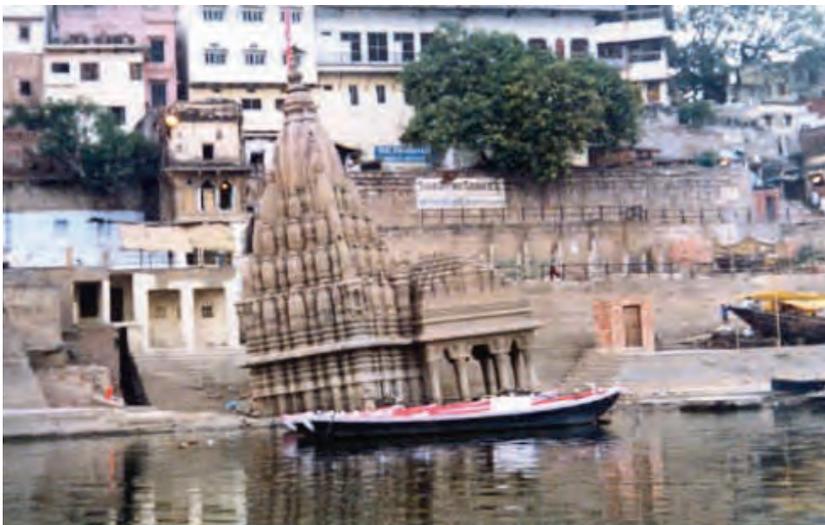


Figura 10. PAGODA CON IMPORTANTES ASIENTOS A ORILLAS DEL GANGES (Benarés).



Figura 11. TORRE INCLINADA POR ASIENTOS EN MURANO (Italia).

poco, lo que acentúa más el desplome, aumentando el vuelco, y así sucesivamente. Éste es el caso de muchas torres que han llegado a caerse (o se han derribado por precaución, como la famosa de Zaragoza, en que parece que las precauciones fueron excesivas) o que hoy están paradas, gracias a su recalce, como la de la Isla de Murano, cerca de Venecia (Fig. 11). La más famosa es la Torre de Pisa, en la que la inclinación fue lenta, por presencia de lentejones arcillosos blandos, de espesor no uniforme, bajo el monumento. Su ejecución fue interrumpida varias veces, al comprobar que seguía moviéndose (por eso tiene una inclinación no uniforme); sin embargo, gracias a ello, la ciudad de Pisa tiene un atractivo turístico único. Hoy día, después de un concurso internacional de ideas, se han desarrollado una serie de medidas (entre ellas, la de cargar la zona opuesta al lado que se inclina) para detener el movimiento, bajo la dirección del profesor Jamalkowsky. Todos estos asentamientos pueden deberse a las cargas, a terrenos blandos, a cambios en el nivel freático, a reformas de la estructura, etc.

- Los daños en estructuras de muros de fábrica, con poca rigidez horizontal y con cimientos escasos (de poca anchura y poco empotramiento). En estos casos los muros tienden a abrirse y la techumbre sufre daños (Fig. 12). Éste es el problema de casi todas las catedrales o iglesias de considerable altura, en las que los empujes de techumbres y bóvedas actúan como fuerzas horizontales en la cabeza de muros de fábrica, que, con escasa rigidez y poca cimentación, tienden a girar, agrietando las cubiertas. Contra este problema en el prerrománico se inició la construcción de contrafuertes de pequeña entidad que dieron muy poco resultado (Santa María del Naranco, en Oviedo, en la que la esbeltez de muro y columna han dado lugar a pandeos en pilares). En el románico, los contrafuertes aumentaron su anchura; pero, aun con muros muy altos, a veces no se llegaba a absorber los empujes debida-

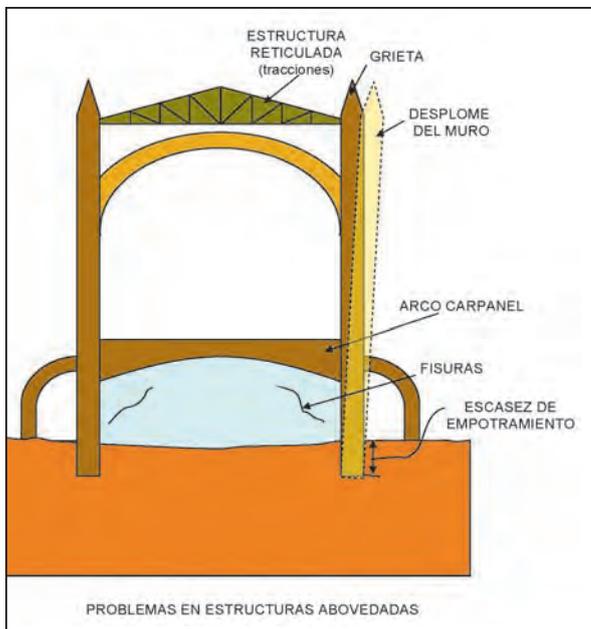


Figura 12. DAÑOS EN CUBIERTAS POR SEPARACIÓN DE MUROS DE FÁBRICA.



Figura 13. LLAVES DE FUNDICIÓN EN EDIFICIO CON Poca RIGIDEZ HORIZONTAL.

mente. El gótico inventa los arbotantes para hacer un reparto paulatino de estos empujes en una estructura lateral de mucha mayor anchura (y apoyo), aunque aligerada, con una belleza impresionante. En el estilo bizantino (anterior al gótico y después imitado por los otomanos), los empujes de la bóveda central son absorbidos por grandes contrafuertes y otras bóvedas más bajas. Sin embargo, en muchos casos estas estructuras eran insuficientes, y hubo que disponer –ya hace siglos– tirantes entre los muros de fábrica o el anillo perimetral de apoyo de la bóveda central. Sin llegar a las proporciones de las catedrales, en muchos edificios de dos o tres plantas de barrios históricos de ciudades europeas (Amsterdam, Berna, Marsella, Londres...) se observa que hace ya tiempo se «cosieron» muros de fábrica próximos con «llaves» de fundición, a manera de tirante anclado en cada muro por una grapa perpendicular (que repartía así el esfuerzo sobre la fábrica) (Fig. 13).

- Los hinchamientos por hidratación del terreno en suelos arcillosos expansivos, en suelos con anhidrita, etc., como ha ocurrido en diversas iglesias de la zona de Jaén, tanto las pseudotemplarias (orden de Calatrava) como las más recientes. Generalmente, los ciclos de humedad en las arcillas expansivas originan expansiones y levantamientos no uniformes de las estructuras que se construyen encima: acción que acentúa la vegetación próxima, la salida de desagües, etc.), y que va seguida –en la época de sequía– de retracciones del terreno y asientos a veces más peligrosas que la expansión.
- La presencia de fenómenos cársticos bajo la cimentación, con generación lenta de huecos que dan al traste con pilares suprayacentes, tanto en zonas calcáreas como en zonas yesíferas, y con descensos bruscos y daños estructurales muy importantes.

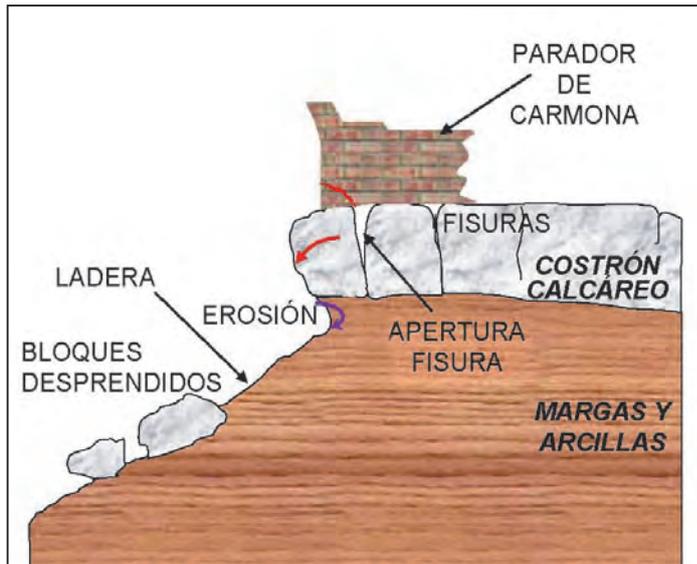


Figura 14. MONUMENTO SOBRE PLACA DE ROCA APOYADA EN MATERIAL MARGOSO EROSIONABLE.



Figura 15. RUINAS DEL TEMPLO DE APOLO EN DELFOS (Grecia).
(Arriba están los crestones calcáreos cuyos desprendimientos arruinaron el templo.)

– La influencia de fenómenos de inestabilidad de taludes sobre los que se asienta el monumento. Es muy corriente que diversos castillos, murallas y conventos se hayan situado en el borde de una «tabla» horizontal areniscosa o calcárea, relativamente cementada, aunque con diaclasas pseudovericales. Debajo de estas «tablas» suelen existir capas más blandas, arcillosas o margosas. Las filtraciones a través de la caliza (lluvia, desagües...) salen por el contacto de la «tabla» con el terreno más blando e impermeable, erosionando y arrastrando a ésta lentamente. Cuando la «tabla» tiene un voladizo considerable, empiezan a aumentarse las diaclasas que tiene o se abre alguna fisura nueva, de forma que –con el tiempo– acaba por romperse la parte delantera de la «tabla», rodando ladera abajo y dañando al monumento próximo, así como a posibles edificios que están en el talud. Así sucede, por ejemplo, en los Paradores de Carmona, en Sevilla (Fig. 14), y de Arcos de la Frontera, en Cádiz; en algunos puntos del recinto amurallado de la Acrópolis; en el Monte-Castillo de Arnedo, en Logroño; en el Convento de Nuestra Señora de los Llanos, en Albacete (en que lo más dañado es una zona erigida sobre un relleno en la cabeza del talud).



Figura 16. BLOQUES ROCOSOS CAÍDOS CERCA DEL TEMPLO DE APOLO EN DELFOS (1993).

Figura 17. VEGETACIÓN EN UNA FACHADA DE LA CATEDRAL DE SANTIAGO DE COMPOSTELA.



- ❑ BAJA DENSIDAD: 1.65-1.80 T/m³ (POROSIDAD 30-60%; W=2-3%)
- ❑ BAJA RESISTENCIA (10-20 MPa) Y FÁCIL TALLADO
- ❑ POTENCIAL DE ALTERACIÓN EN LABORATORIO:
 - BAJO, EN CONJUNTO (3% EN CICLOS DE HUM. Y HIELO)
 - MEDIO, EN SUPERFICIE (FORMACIÓN DE PATINAS POR ARRANCAMIENTO DE GRANOS SUPERFICIALES Y PÉRDIDA DE AGUA)
- ❑ ALTERACIÓN "IN SITU"
 - CONCENTRACIÓN EN DETERMINADAS ZONAS DE LOS MONUMENTOS
 - CAMBIO DE HUMEDAD SUPERFICIAL ACENTUADA POR VIENTOS PREDOMINANTES
- ❑ CONVENIENCIA
 - DRENAJES ADECUADOS EN OBRAS HISTÓRICAS
 - ESTUDIO ACCIÓN COMBINADA AIRE-AGUA SOBRE ROCA-RECUBRIMIENTOS

Figura 18. CARACTERÍSTICAS DE LA PIEDRA DE VILLAMAYOR (Salamanca).

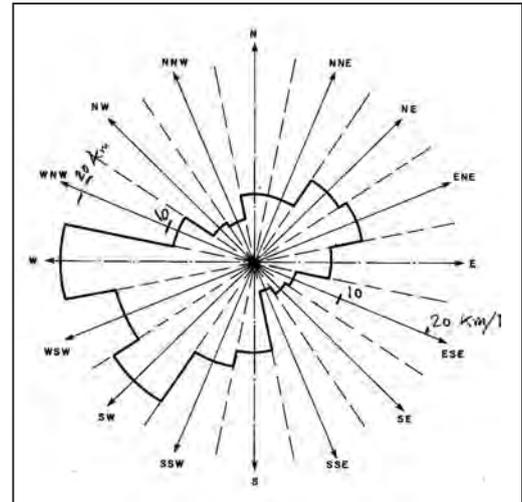


Figura 19. VIENTOS PREDOMINANTES EN SALAMANCA.

- Los fenómenos de inestabilidad de taludes o de macizo rocosos situados por encima del monumento. Es muy corriente situar una obra de este tipo, en la parte baja de una ladera, con «mesas» horizontales y «paredes» verticales. La inestabilidad de los bloques rocosos (inducida por cambios térmicos e higrométricos, por erosión de zonas blandas inferiores, por terremotos, etc.) produce su caída y puede dar al traste con el monumento, bien cegando su acceso (caso de cuevas, tumbas...), bien produciendo daños por choque. El Templo de Apolo de Delfos, en donde se encontraba el famoso oráculo, fue destruido por la caída de bloques calizos de una «mesa» situada ladera arriba, tras la acción de la erosión, el agua y terremotos (Fig. 15). En la carretera de acceso al templo aún ahora pueden verse bloques caídos recientemente (Fig. 16).
- La acción superficial que produce la alteración de la roca de fachadas y basamentos, debida a la acción aérea, a los cambios periódicos de humedades, a la saturación por ascenso de agua por capilaridad, a la acción de la vegetación que se asienta entre mampuestos (Fig. 17) a la acción de palomas y otras aves con el ataque a la piedra de sus excrementos, etc. En el caso de la ciudad de Salamanca, en que se emplea –desde hace siglos– piedra arenisca de Villamayor (Fig. 18), hemos podido comprobar (en un estudio que realizamos, hace más de veinte años, con varios alumnos Julio, Raúl y Manuel) cómo la dirección de los vientos predominantes (Fig. 19) está en directa



Figura 20. MURO DE ADOBE CERCA DE ASSUAN.

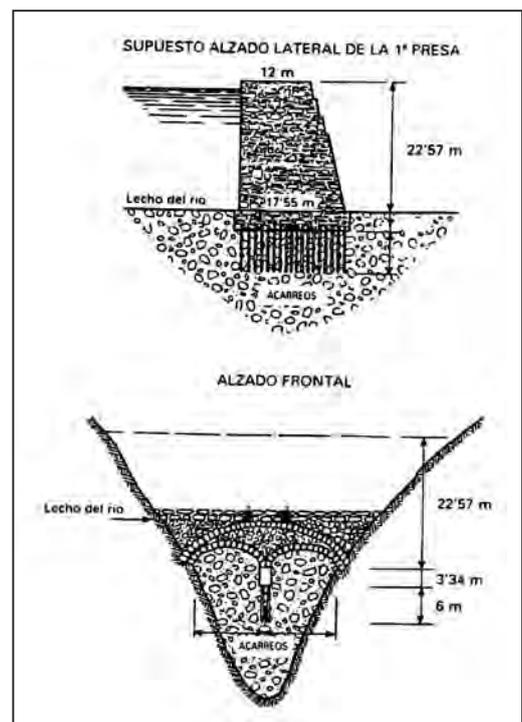


Figura 21. PRESA PRIMITIVA DEL ESTRECHO DE PUENTES. (Tomado de Diamante y Muñoz.)



Figura 22. ASPECTO DE LA SEGUNDA PRESA DEL ESTRECHO DE PUENTES.
(Tomado de Diamante y Muñoz.)

relación con los daños en fachadas, en una roca cuyo potencial de alteración es bajo (3 % de pérdida de peso en ciclos de humedad y de hielo) y considerable en superficie (por formación de pátinas, por arrancamiento de granos superficiales y pérdida de agua). Esta acción superficial puede afectar mucho a materiales menos nobles como los adobes, al desecar éstos y permitir la caída de lascas, debilitando los muros hechos con estos materiales (Fig. 20).

- La socavación de ríos, como en el caso de la Presa del Estrecho de Puentes (Murcia), que se rompió en dos ocasiones. En ambos casos, la construcción se hizo en el mismo sitio, con una presa de fábrica de dos arcos, con los apoyos exteriores en la ladera rocosa y el apoyo común en el aluvial, sobre pilotes de madera (Fig. 21). Al fallar la primera vez, se reconstruyó la presa con el mismo sistema, pero alcanzando el apoyo central considerablemente, también sobre pilotes de madera, para evitar los efectos de la socavación. La segunda rotura, con varios cientos de muertos (Fig. 22), dio lugar a un informe de don Agustín de Betancourt en el que se recomendaba la creación de una Escuela para formar ingenieros que aprendieran Matemáticas, Física e Hidráulica (actual Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos). Años después se construiría una tercera presa, cambiando su ubicación y situándola en roca.
- El aterramiento en presas antiguas, como la de Proserpina, que se ha limpiado hace poco, recuperando su uso sin dañarla. Etc.

4. Actuaciones posibles y metodología

Evidentemente, el tipo de intervenciones en monumentos históricos puede ser muy variado. En primer lugar, hay que preguntarse qué finalidad tiene la intervención, que puede ser muy diversa:

- A) Puede tratarse de corregir una mal función concreta, como, por ejemplo, la patología que produce el asentamiento de una determinada zona del monumento, debido a variaciones en el nivel freático: aumento de la compresibilidad del terreno (por concentrarse cargas en esa zona, reblandecimiento del suelo, giro de la estructura que descompensa las cargas...).
- B) Puede tratarse de una intervención para corregir diversos fallos geotécnico-estructurales: movimientos del terreno con giro de muros de fábrica poco introducidos en el terreno, que afectan a la parte superior de la estructura y cubierta.
- C) Puede ser una intervención puramente arquitectónica para sustituir elementos de madera (u otro material) en estado deficiente, restauración ornamental, etc.
- D) Puede tratarse de un problema de alteración de fachadas o bases de pilares por concentración de humedad, ascensión de agua por capilaridad, erosión superficial por acción del viento, etc.

En el caso A normalmente se utilizan las técnicas usuales de recalce y refuerzo del terreno, entre ellas las más utilizadas son:

- Micropilotes o *pali radice* en forma de raíces con micros poco cargados, como se hizo en la Torre de Murano. Estos micros suelen atravesar las fábricas en su cimiento y unirse a éste por adherencia, lo que es posible para cargas pequeñas (10-15 T), como en el caso de la figura 23.
- Micropilotes con diámetros grandes y cargas importantes, dispuestos exteriormente a la fábrica y unidos a la estructura a través de vigas de encepado, que, a su vez, se unen a la estructura con bulones que trabajan a flexión y cortante. En este caso pueden utilizarse micros con cargas axiales de 50-60 T, aunque hay que distribuir bien los bulones de conexión para no cortar las fábricas (Fig. 12).

- Columnas de *jet-grouting* atravesando el cimiento e inyectándose (con presión y caudal controlados) bajo el cimiento.
- Inyecciones armadas, con un sistema similar al anterior, pero menor presión y tubo metálico (Fig. 12).
- Refuerzo con bulones pasivos inyectados, como hicimos en la «Piedra de Dalí» del monumento de la Plaza de Felipe II de Madrid (Fig. 24). La existencia de una mineralización de mica en el centro de la piedra que culmina el monumento «megalítico cuaternario» citado, obligó a realizar cuatro perforaciones que cruzaban la mineralización e instalar en ellas bulones a la resina.
- Inyecciones de compactación a base de mortero denso y viscoso bajo los cimientos (en taladros verticales o algo inclinados), lo que puede permitir levantar el cimiento.
- Inyecciones de compensación, en labor preventiva, para evitar daños en monumentos por excavaciones próximas, como en el caso de la Torre del Big-Ben de Londres, al pasar cerca la Ampliación de la Línea Jubileo del Metro.

De estos y otros métodos se da cuenta detallada en otra conferencia de estas Jornadas.

En el caso B, en el que surgen problemas reales de interacción suelo-estructura, es necesario estudiarlo bien, a fin de definir tanto las actuaciones geotécnicas como las estructurales, para no crear nudos rígidos dañinos al resto del monumento. Se pueden utilizar algunos de los sistemas que se acaban de enumerar, junto con acciones de refuerzo estructural: cosido de muros con barras pretensadas tipo Diwidag (disimuladas en falsos techos, como hicimos en el edificio de La Equitativa en la Puerta de Jerez, en Sevilla), inyecciones de resina y otros productos orgánicos

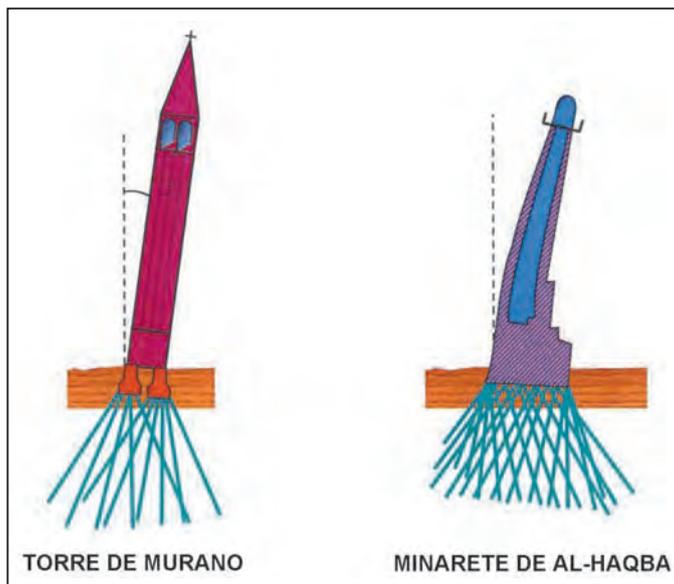


Figura 23. EJEMPLOS CLÁSICOS DE RECALCES CON REDES DE MICROPILOTES.



Figura 24. MONUMENTO DE DALÍ EN LA PLAZA DE FELIPE II DE MADRID.

en muros de fábrica para aumentar la cohesión entre bloques, cosido con bulones pasivos de elementos diversos, sustitución de pilares por nuevos elementos debidamente recalzados y con gatos hidráulicos para mantener distribuidas las cargas adecuadamente entre pilares, etc.

En el caso C, la intervención puede ser variadísima y, a su vez, el técnico competente se puede preguntar si la intervención debe intentar reproducir lo antiguo o debe resaltar las partes nuevas. Este mundo es enorme y realmente sobrepasa el objeto de estas líneas.

En el caso D, la intervención afecta a diversos campos de la técnica: desde la Arquitectura –claro está– hasta la Química y la Biología (en lo que se refiere a la búsqueda de productos que atemperan el efecto del ataque ambiental), pasando por la Ingeniería Geotécnica, en cuanto a la disposición de medidas auxiliares que tengan que ver con la acción ambiental y el terreno: efecto de cargas repetidas nuevas sobre el terreno próximo a la fachada, drenaje de agua para evitar acumulaciones de humedad, estudio de la alteración (sobre todo, física) de la piedra, que puede entrar perfectamente en el campo de la Mecánica de Rocas.

A veces las intervenciones son algo más espectaculares. En ese sentido cabe considerar las que tanto el Gobierno egipcio como la Unesco (o en conjunto) llevaron a cabo con motivo de la construcción de la Presa de Assuan, al inundar su embalse (el lago Nasser) una larga serie de monumentos nubios. Los más conocidos e importantes, los de Abu-Simbel, implicaron diversas actuaciones que van desde la preservación de pinturas hasta el corte hasta la renovación de las estatuas de fachada y templos interiores excavados y conformados en roca.



Figura 25. TABLESTACADO AL PIE DE LOS PRIMITIVOS TEMPLOS DE ABU-SIMBEL (Egipto).

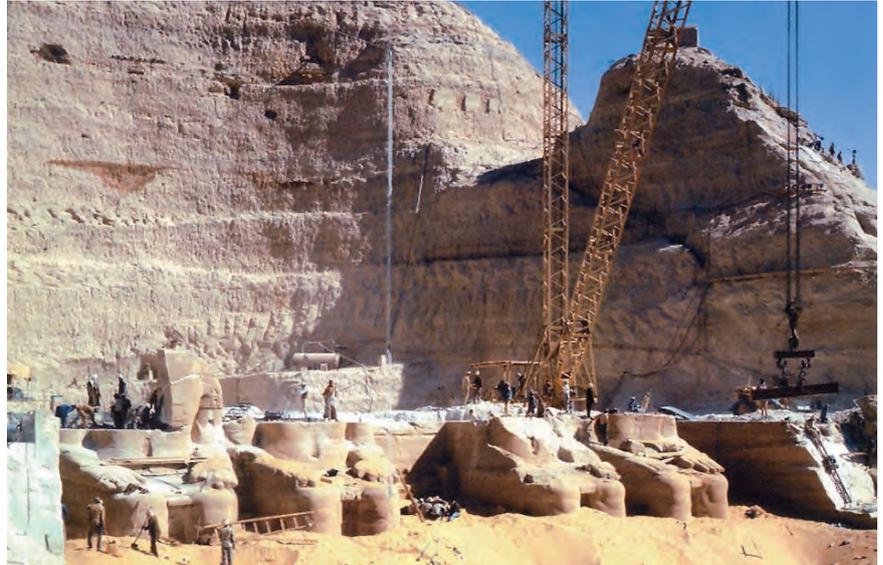


Figura 26. EXCAVACIONES PARA RECUPERAR LOS TEMPLOS DE ABU-SIMBEL.

Para ello, lo primero que hubo que hacer fue la independización del nivel del embalse, ya que las actuaciones se iniciaron con la presa embalsando parcialmente: se construyó un amplio recinto de tablestacas para aislar la zona de operación del nivel de agua (Fig. 25), y después se excavó en la zona para poder mover diversos bloques (Fig. 26). Las estatuas fueron cortadas, y cada fragmento se reforzó con bulones pasivos para poder ser elevadas; después hubo que volverlas a juntar con elementos cementantes adecuados y algunos refuerzos de bulones pasivos (Fig. 27). Una vez cortadas las estatuas y la zona de los templos y montados en su posición definitiva, hubo que reproducir la montaña inexistente para que la parte delantera de los monumentos se pareciese a su forma original. Para eso se construyó una bóveda envolvente a base de arcos de hormigón armado (Fig. 28) y se recubrió exteriormente con relleno de tierra compactada, recubierta de mampuestos de roca, a manera de muro de gaviones o escollera (Fig. 29).

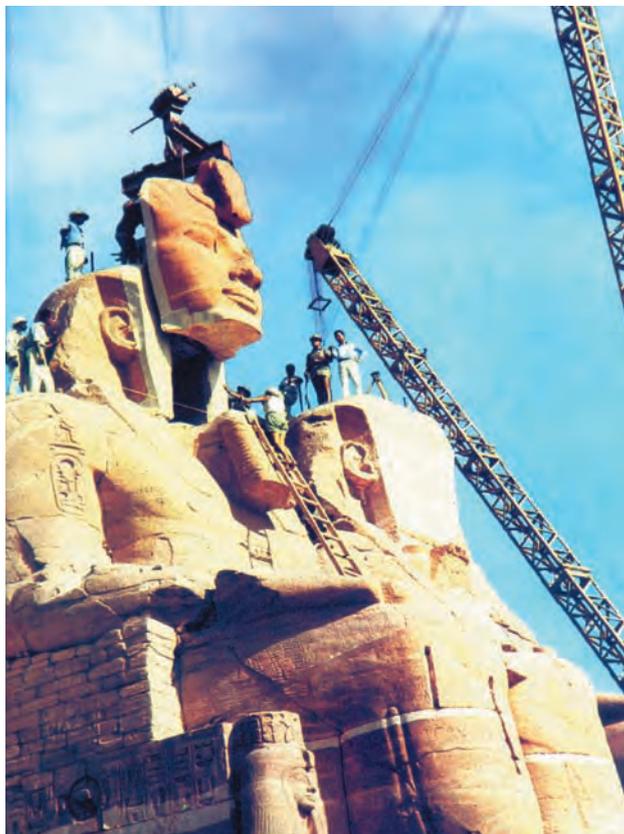


Figura 27. CORTE DE PARTE DE LA ESTATUA DE RAMSÉS II (Abu-Simbel).



Figura 28. ARCO DE HORMIGÓN ARMADO PARA SOSTENER LA CAVERNA ARTIFICIAL DE LOS ACTUALES TEMPLOS DE ABU-SIMBEL.

En otros templos, como el de Filé, se recurrió a la utilización del recinto de tablestacas y a desmontar muchos elementos sin cortar (salvo los muros frontales). En este caso, como en el anterior, la labor de cartografía fue enorme para situar y denominar sin confusión cada bloque o fragmento de estatua.

Lo que nos importa destacar en estas páginas es la metodología que es necesario desarrollar para decidir las actuaciones a llevar a cabo en los diversos casos a estudiar. Esta metodología no tiene por qué ser idéntica en todos los casos, pero pueden definirse algunas líneas o «ítems» básicos a tener en cuenta de forma genérica. Concretamente recomendamos una metodología basada en los siguientes puntos:

- Recopilación de datos históricos sobre el monumento, resumiendo la información escrita (y, a veces, verbal) de los vecinos de la zona sobre la evolución y usos del monumento. En estas tareas, los archivos históricos presentes en Ayuntamientos, centros culturales, bibliotecas de conventos, etc., pueden facilitar información sobre las obras y cambios de función que pudieron producirse en la obra. Por ejemplo, en alguna Torre de la Alhambra se hicieron cambios importantes, con rotura de forjados para instalar cañones en su parte superior, en época de los Reyes Católicos. Posteriormente, el abandono general de este monumento dio lugar a que muchos vagabundos se refugiaran en él y encendieran fogatas en su interior, con daños en ornamentos y sillería. También hay que tener en cuenta que durante la ocupación francesa de Granada se hicieron algunas prácticas de tiro de cañón desde la Alhambra contra el Generalife. En este último monumento, en el siglo XX se indujeron daños en un muro al anclara él un árbol que se inclinaba, lo que obligó a inyectar y reforzar el terreno en el trasdós del muro para evitar que empujara sobre el mismo. El conocimiento de estos detalles permite disociar eventuales problemas.



Figura 29. ABU-SIMBEL (situación actual).

- Desarrollo de los trabajos cartográficos suficientes para definir la topografía del entorno y la propia geometría del monumento, con sus desplomes e inclinaciones reales. Estos trabajos cartográficos pueden abarcar desde muy simples, desarrollados con topografía convencional, hasta relativamente complejos, con fotogrametría aérea, estudio de zonas de acumulación de humedad con fotos desde satélite, etc. También pueden llegar a utilizarse técnicas especiales para definir la posición relativa de mampuestos, como se hizo en el Acueducto de Segovia, bajo la dirección de don Francisco Jurado, interviniente en estas Jornadas (Fig. 30). Este estudio debe desembocar en un conjunto de planos que definan la obra y su entorno. No debe olvidarse la posible influencia de taludes próximos.
- Levantamiento «cartográfico» complementario de todas las anomalías que se observen en el monumento (fisuras, huecos, etc.) clasificadas según su longitud y, sobre todo, según su apertura. (menos de 1 milímetro, entre 1 y 5 mm, mayores de 10 mm...).
- Si se considera que el terreno puede ser causa de problemas (y muchas veces no se sabe *a priori*), debe llevarse a cabo un reconocimiento geotécnico mínimo para conocer, mediante sondeos y penetrómetros, la estratigrafía de la zona y las propiedades básicas de los materiales subyacentes al monumento. En estos estudios, las técnicas geofísicas pueden convertirse en una poderosa arma, al emplear técnicas como las resistivas, para localizar zonas de cambios de humedad y huecos; el geo-radar para localizar huecos (técnica que llegamos a aplicar en el Santo Sepulcro de Jerusalén, en una investigación cortada por una «intifada»); la sísmica para establecer contactos entre capas (que pueden ser de espesor variable o desaparecer recubiertas por rellenos antiguos), etc. También en esta etapa las perforaciones (a veces de pequeño diámetro, para no dañar el monumento) nos pueden permitir deducir la posición de los cimientos, el espesor de muros en galerías, etc.
- Disposición de una instrumentación para conocer el comportamiento del monumento: los cambios de temperatura, movimiento de grietas, asientos de pilares, desplomes de muros de fábrica... Para ello pueden utilizarse sistemas topográficos clásicos (niveles y estaciones totales para asientos, nivel con escuadra óptica para desplomes, etc.) fisurómetros o extensómetros (de registro continuo o móviles) para control del movimiento de fisuras a lo largo del tiempo, sensores de diversos tipos para controlar continuamente la variación de la humedad en diversos puntos de los muros (como se está haciendo actualmente en la Iglesia de San Miguel del Naranco, en Oviedo), extensómetros de cuerda vibrante para controlar esfuerzos en tirantes de cubiertas, terminancias para control de variación térmica, etc. La importancia de esta auscultación y la frecuencia de su control dependerán de la importancia del monumento, de los daños que tengan y de las posibilidades de financiación. En la Alhambra, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX desarrolló, a lo largo de ocho años, trabajos diversos de cartografía, caracterización geotécnica e instrumentación (entre otras actuaciones), con medios limitados, a fin de poner de manifiesto los problemas del monumento y pedir a la Unión Europea las ayudas económicas convenientes para su mejor conservación.
- Análisis de la problemática del monumento a la luz de la información cartográfica, geotécnica, estructural y del comportamiento del mismo, lo cuál puede hacerse –a veces–, desde el primer momento, en función del «lenguaje en el que se manifieste el propio monumento». En esta fase se decidirá cuáles son las líneas maestras de las actuaciones a desarrollar.
- Diseño de detalle de dichas actuaciones, con definición de elementos de recalce, refuerzo..., planos para definirlos, mediciones y, sobre todo, presupuesto, junto con una redefinición de la auscultación a tener «viva» durante el desarrollo de las actuaciones, definición de niveles de alarma (usando el típico «semáforo»: verde, ámbar y rojo) e indicación de los movimientos o esfuerzos que se corresponden con dichos niveles y las formas de proceder si se sobrepasan.
- Búsqueda de la financiación de las actuaciones. A veces puede tener que actuarse por fases dilatadas en el tiempo y hay que ajustar el diseño efectuado a esa actuación temporal. No se puede recalzar una parte sí y otra no del monumento, sin previo análisis, porque se pueden generar influjos más perjudiciales que los daños que se pretende corregir.
- Seguimiento de las actuaciones para comprobar si las hipótesis hechas son realistas: por ejemplo, en los volúmenes a inyectar. En esta fase es vital la auscultación y el seguimiento diario de lo que va ocurriendo. En algún caso de éstos hemos mantenido un técnico todo el tiempo de obra para seguir (y, a veces, medir el mismo) movimientos, orden de perforaciones, volúmenes de inyecciones, etc., decidiendo en directo –día a día– el orden de intervención, volúmenes de cada fase de inyección...
- Reflexión sobre los resultados obtenidos, a fin de acumular datos para subsiguientes actuaciones, no sólo en cuanto a soluciones, sino en cuanto a la forma de desarrollarlas y controlarlas. Por ejemplo, un recalce con micropilotes perforados con agua puede ser claramente dañino en terrenos colapsables y solubles como los limos yesíferos de Zaragoza, o rellenos antrópicos en ciudades, y producir más asientos que los que ya tiene el edificio (como ocurrió en el recalce de la Academia General Militar). La congelación del terreno puede ser una buena solución para trabajar bajo el nivel freático; pero no hay que olvidar que ello supone un aumento del volumen ocupado por el agua (con posibles levantamientos) y una disminución al descongelar (con movimientos del terreno que pueden dar lugar a asentamientos).

A veces hay que emplear técnicas especiales, como en el caso citado del Acueducto de Segovia, en que se producían deslizamientos relativos lentos entre los mampuestos, ya que no tienen material cementante entre ellos. Las técnicas informáticas, unidas a las cartográficas y geofísicas, pueden ayudar mucho en estos casos, al permitir estudiar movimientos de forma continua y con gran precisión (Fig. 31).



Figura 30. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS PILAS DEL ACUEDUCTO DE SEGOVIA. (Tomado de F. Jurado, *Revista de O.P. Ing. y Territorio*, núm. 57, 2001.)



Figura 31. AL LEVANTAR LA CACERA SUPERIOR SE PUEDE APRECIAR LA TENDENCIA A ABRIRSE EN DOS HOJAS DE LOS ARCOS SUPERIORES. (Esta grieta de 10 cm data casi del siglo XV.) (Tomado de F. Jurado, *Revista de O.P. Ing. y Territorio*, núm. 57, 2001.)

Otras intervenciones pueden ser muy distintas:

- Conservar fachadas de edificios singulares del entorno de los siglos XVIII a XX y rehacer el edificio totalmente, tras su demolición, lo que hay que estudiar con cuidado (Fig. 32). No basta colocar una estructura auxiliar (con vigas metálicas o tipo «mundos»), sino que hay que estudiar los efectos que en la fachada origina la eliminación de su trabazón con la vieja estructura, la conexión con la nueva, etc.
- Exhibir el «objeto» histórico con sus defectos, permitiendo su visualización exterior (Fig. 33).
- Utilizar la pintura para «falsear» fachadas y restauraciones no realizadas, lo que puede dar lugar a «espectáculos» no deseables (Fig. 34).

Un caso de intervención reciente que merece la pena citar es la que se ha hecho en el Puente de Segovia de Madrid (siglo XVIII) con motivo del soterramiento de la M-30. El nuevo túnel (un cajón de unos 12 m de anchura libre) pasa justamente debajo de una de las pilas del puente. Éste fue ampliado en los años 40-50 del siglo XX, con lo que la parte original sólo es una banda central paralela al eje del puente. Para llevar a cabo la obra se ha acometido una solución que consiste en (Fig. 35):



Figura 32. REHABILITACIÓN DE UN EDIFICIO DEL SIGLO XIX EN LONDRES, CONSERVANDO FACHADAS.



Figura 33. LA CAMPANA DE LA LIBERTAD DE FILADELFIA, MUY AGRIETADA.



Figura 34. VENTANAS PINTADAS EN UN EDIFICIO DE CHIPIONA, EN CÁDIZ.

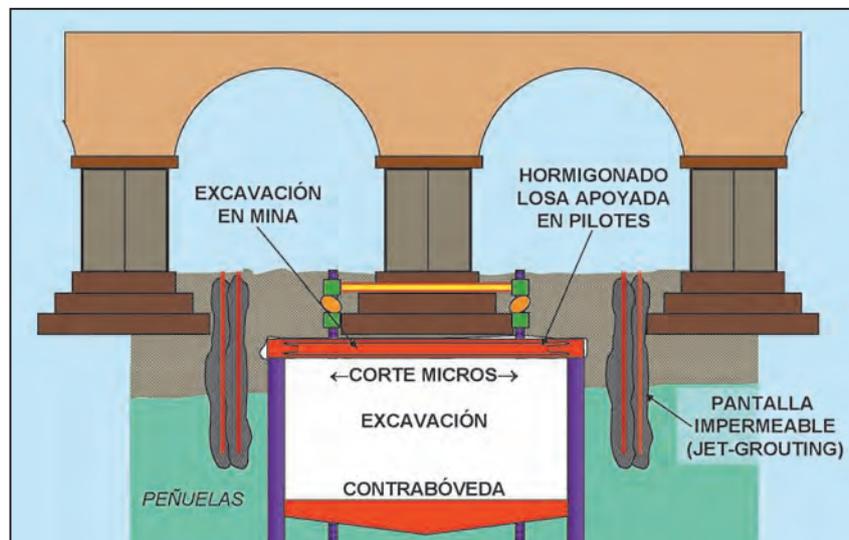


Figura 35. NUEVO TÚNEL PARA LA M-30 BAJO UNA PILA DEL PUENTE DE SEGOVIA, EN MADRID.

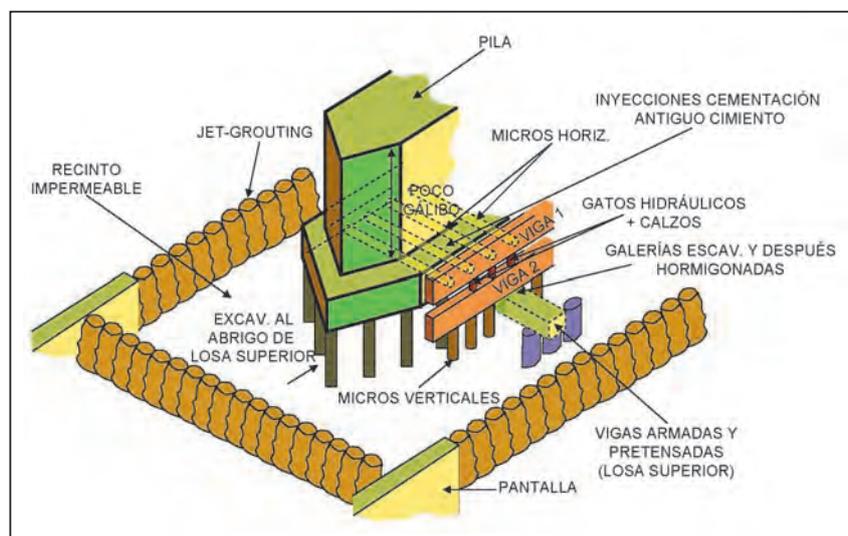


Figura 36. ESQUEMA DE LA SOLUCIÓN PARA SOSTENER UNA PILA DEL PUENTE DE SEGOVIA, EN MADRID, ANTES DE EXCAVAR POR DEBAJO.



Figura 37. NICHOS PARA GATOS HIDRÁULICOS ENTRE LAS VIGAS QUE ENCEPAN MICROPILOTES HORIZONTALES (superior) Y VERTICALES (inferior) BAJO EL PUENTE DE SEGOVIA.



Figura 38. EXCAVACIÓN BAJO PILA DEL PUENTE DE SEGOVIA, CON CORTE DE MICROPILOTES.

- Realización con *jet-grouting* de un recinto impermeable alrededor de la pila en cuestión.
- Excavación de unos 4 m dentro del recinto.
- Realización de una pantalla de pilotes que constituirán los hastiales del túnel.
- Realización de micropilotes verticales de gran capacidad junto a las viejas cimentaciones, encepadas con unas vigas de hormigón armado.
- Realización de micropilotes horizontales que atraviesan el antiguo cimiento (tras inyecciones de consolidación) y su unión con encepados de hormigón armado situados por encima de los que unen los pilotes verticales.
- Introducción de gatos hidráulicos entre los encepados de los micros verticales y horizontales (Fig. 36).
- Puesta en carga de los gatos y transferencia de cargas a los micros verticales (Fig. 37).
- Excavación de galería entre los micros verticales y por debajo del antiguo cimiento; armado (pretensado) y hormigonado de estas galerías, que serán el techo del futuro túnel; unión con las pantallas de pilotes; transferencia de cargas a las vigas y apoyo de la pila sobre las vigas pretensadas.
- Excavación del túnel bajo la antigua cimentación, con eliminación de los micropilotes (Fig. 38).
- Contrabóveda e impermeabilización superficial de las pantallas de pilotes.
- Rehabilitación de la zona exterior del Puente de Segovia.

Durante todo el proceso se mantuvo el control constante de la instrumentación instalada para medir los movimientos de las pilas del puente y su entorno.

Como resumen de todo lo expuesto anteriormente, en la figura 39 se reproduce un «decálogo» que puede servir de guía de actuación en estos problemas.



Figura 39. DECÁLOGO PARA GUÍA DE ACTUACIONES EN CASO DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS DE MONUMENTOS HISTÓRICOS.

Intervenciones en cimentación: Técnicas aplicables y patología

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

DR. INGENIERO DE CAMINOS - CATEDRÁTICO DE MECÁNICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES
E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

1. Bases para una metodología de las intervenciones en cimentaciones

La reparación y rehabilitación de edificios pasa frecuentemente por la mejora de la cimentación, bien por variación de las cargas como por haberse detectado alguna relación entre las patologías observadas y el apoyo en el terreno. En algunos casos los cambios de uso, la creación de sótanos, etc., hacen necesaria la modificación de la cimentación.

En el caso de edificios históricos o monumentales, la **necesidad de una intervención o recalce** puede deberse a:

- Degradación de las fábricas.
- Modificaciones estructurales inadecuadas.
- Daños por variaciones en el entorno:
 - Cambios en el nivel freático.
 - Modificación de la vegetación.
 - Excavaciones o construcciones próximas, etc.
- Acciones de la naturaleza:
 - Efectos sísmicos.
 - Inundaciones.
 - Deslizamientos o movimientos de ladera.
- Incremento de cargas, creación de sótanos, nuevos usos, etc.

Es raro tener que corregir las deficiencias originales en la cimentación de un monumento, puesto que si los defectos eran graves, la ruina del mismo ya se habría producido hace años, y si eran leves, es probable que, en ausencia de otras causas, el edificio hubiera llegado a una situación de equilibrio con daños admisibles para la funcionalidad del mismo. Si existieron daños importantes, lo más probable es que se hayan producido intervenciones y reparaciones más o menos afortunadas a lo largo de la historia del monumento.

Los efectos sísmicos suelen afectar más a la superestructura del monumento que a su cimentación, aunque se han conocido casos de actuaciones preventivas en el sentido de arristrar cimentaciones aisladas o mejorar el terreno de apoyo frente a la licuefacción.

Las inundaciones requieren actuaciones en el entorno del monumento, salvo si se han producido erosiones del terreno de apoyo o descalce de las cimentaciones.

Los deslizamientos de ladera suelen afectar a áreas más extensas que las del propio monumento, por lo que las intervenciones van encaminadas a estabilizar los movimientos, actuando por el exterior de la edificación. Sólo en casos muy especiales se ha combinado la estabilización con el recalce del edificio.

La **redacción de un Proyecto de recalce** o mejora de la cimentación requiere una serie de actuaciones, como son:

- Análisis de la patología y su evolución histórica.
- Conocimiento de las cimentaciones y de la estructura en la zona a tratar.
- Definición estratigráfica del terreno de apoyo y sus propiedades geotécnicas.
- Localización del nivel freático y sus posibles oscilaciones.
- Elaboración de un diagnóstico sobre el origen de los daños.
- Selección del método de recalce en función de la viabilidad constructiva y las limitaciones impuestas por la propia estructura y su funcionalidad.
- Auscultación e instrumentación para seguimiento del estado actual y el efecto de las intervenciones.

Para la definición del terreno se utilizan las técnicas habituales de los estudios geotécnicos, pero con algunas salvedades. Por ejemplo, no hay que suponer que el terreno situado bajo las cimentaciones está en las mismas condiciones que el obtenido en sondeos periféricos, ya que, como mínimo, habrá sufrido la consolidación debida a las cargas del propio edificio.

El nivel freático actual puede ser muy diferente del existente en otras épocas en la vida del edificio o monumento.

Los sondeos no permiten definir las cimentaciones de un edificio monumental. Es necesario realizar catas en puntos diversos, lo cual no siempre es posible o puede tropezar con limitaciones de tipo arqueológico.

Aparte de las cimentaciones, es conveniente, y muchas veces necesario, un conocimiento preciso de la estructura y sus soluciones constructivas para poder interpretar su comportamiento.

La interpretación o diagnóstico de la patología casi nunca es sencilla en edificios singulares: suele ser difícil determinar los movimientos absolutos de los distintos elementos estructurales, frecuentemente enmascarados por irregularidades constructivas, solados sucesivos, reparaciones, etc. Es conveniente levantar planos de la estructura con definición cuidadosa de cotas, de forma que se puedan deducir asentos, desplomes, giros, etc.

La búsqueda documental (en archivos y por historiadores) relativa a intervenciones arquitectónicas y reparaciones suele ser muy ilustrativa, aunque no siempre se dispone de tal información o su precisión descriptiva es escasa.

Debe intentar establecerse, al menos de forma aproximada, el historial de grietas y movimientos, intentando separar los daños antiguos y estabilizados de los recientes y activos. En este sentido es importante la instrumentación del edificio para detectar la evolución de los procesos fisurativos o deformacionales.

En esta misma línea debería determinarse la «actividad» de la patología. No es la primera vez que se recalza un edificio estable que tuvo daños en tiempo pasado, pero que se encuentra actualmente en perfecto estado, requiriendo únicamente reparaciones de tipo estético o funcional.

Si el edificio está asentando, pueden darse varias situaciones, cada una de las cuales permite o requiere una actuación diferente, tal como se propone en la tabla siguiente:

VELOCIDAD DE ASIENTOS-MOVIMIENTOS	NECESIDAD DE INTERVENCIÓN
Nula	Reparaciones estructurales y acabados
1 mm/año	Posible estabilización Revisión servicios y entorno Plantear recalce según estado del edificio
1 mm/mes	Plantear recalce
1 mm/día	Apeo y descarga. No aconsejable recalce

Puede concluirse que los recalces están asociados a una evolución desfavorable de los movimientos de un edificio, los cuales llevarían a la fisuración, agrietamiento o ruina del mismo. La actuación sólo es posible si los movimientos son pequeños y lentos, ya que es muy peligroso intervenir en un edificio en proceso de ruina o colapso inminente, salvo si se recurre a un apeo integral, controlable según la evolución del edificio.

El **inventario de la patología** es un documento imprescindible pero difícilmente manejable. Las innumerables fichas de fisuras, con esquema de situación, fotografías, etc., son más un quebradero de cabeza que una ayuda. No olvidemos que el diagnóstico debe salir de la superposición de los daños (en un marco tridimensional) sobre un sistema espacial cimentación-terreno, lo cual no es fácil a partir de datos puntuales con representación plana.

Es de esperar que, con el avance de los métodos de representación gráfica, se pueda disponer de diagramas espaciales integrando toda la información necesaria, pudiendo el patólogo variar los puntos de visión de la forma que crea más conveniente.

Todo lo anterior conduce al **diagnóstico**; es decir:

- Caracterización del daño y sus causas.
- Evaluación del daño y de su importancia o riesgo para el edificio.
- Necesidad de una intervención.
- Tipo de intervención.
- Definición constructiva de la misma.
- Condiciones de ejecución.
- Instrumentación y control.

Por supuesto, una vez elaborada una hipótesis de comportamiento (es decir, la causa de los daños), ésta debe ser coherente con la naturaleza y propiedades del terreno. Ni qué decir tiene que muchos recalces se acometen

con un diagnóstico impreciso, sin conocer las verdaderas causas de los daños. Es lo que hemos llamado «intervenciones espasmódicas», cuya intención es más tranquilizar a alguien que lograr una solución correcta y definitiva del problema.

También hay que tener cierto cuidado con la formación profesional del técnico al que se le encarga el diagnóstico. Salvo en casos muy claros, el especialista en estructuras tiende a buscar explicación estructural a los daños, mientras que el geotécnico suele buscar en el terreno el origen de los daños. Lo mejor, evidentemente, es formar equipos multidisciplinarios o al menos recabar dos opiniones.

2. Técnicas de recalce

Una vez que se ha decidido, la intervención hay que definir los detalles de la misma.

Las técnicas utilizables son muy numerosas, aunque, en la práctica, se resumen en unas pocas soluciones muy concretas.

Las más empleadas se presentan en la tabla 1, existiendo muchas variantes de cada una de ellas.

Tabla 1: SOLUCIONES DE REPARACION Y RECALCE

<p>A) ACTUACIONES ESTRUCTURALES: Rigidización. Creación de juntas. Eliminación de las causas de los daños. Corrección de giros. Sellado y cosido de grietas.</p>
<p>B) RECALCES: Pozos y bataches. Micropilotes. <i>Jet-grouting</i>.</p>
<p>C) MEJORA DEL TERRENO: Inyecciones. Inclusiones. Drenaje. Confinamiento.</p>

No entraremos en este texto en las intervenciones estructurales (rigidización, arriostrado, macizado, separación en bloques mediante juntas, etc.), que pueden también resultar satisfactorias en algunos casos.

Limitándonos a las soluciones de base geotécnica, comentaremos sucintamente las más usuales.

B1) POZOS Y BATACHES

Aunque es una técnica cada vez menos utilizada, por razones de coste y tiempo, sigue teniendo aplicación en los casos en que no se quiere afectar a las fábricas originales o el batache debe servir como muro de sótano (Fig. 1). También es utilizable en lugares angostos en los que no es posible introducir maquinaria.

El principal problema se deriva de la dificultad de mantener los propios bataches cuando el terreno es suelto o existe un nivel freático. En tales casos hay que recurrir a técnicas de pocería con entibaciones cuajadas o, en el límite, a la congelación del terreno.

A veces hay que sanear o reforzar los cimientos antiguos, ya que pueden desmoronarse al abrir bajo ellos los huecos de recalce.

Los bataches dan lugar a apoyos puntuales que alteran la forma de trabajo de las fábricas, generando concentraciones de tensiones, cortantes localizados, etc. Cuando existen movimientos no estabilizados pueden incrementarse los asentamientos diferenciales.

Es frecuente que la retracción del hormigón dé lugar a juntas abiertas entre el batache y el cimiento, lo cual puede corregirse con una cierta presión de relleno a través de bebederos (Fig. 2) o, con más precisión, mediante gatos planos (Fig. 3).

B2) MICROPILOTES

La técnica de colocar en una perforación una barra de acero, rellenando con lechada de cemento, se remonta a 1950-52 cuando fue patentada por F. Lizzi de la Fondedile, de Nápoles. Actualmente se utilizan casi exclusivamente tubos cilíndricos, eventualmente con alguna barra de refuerzo en su interior.

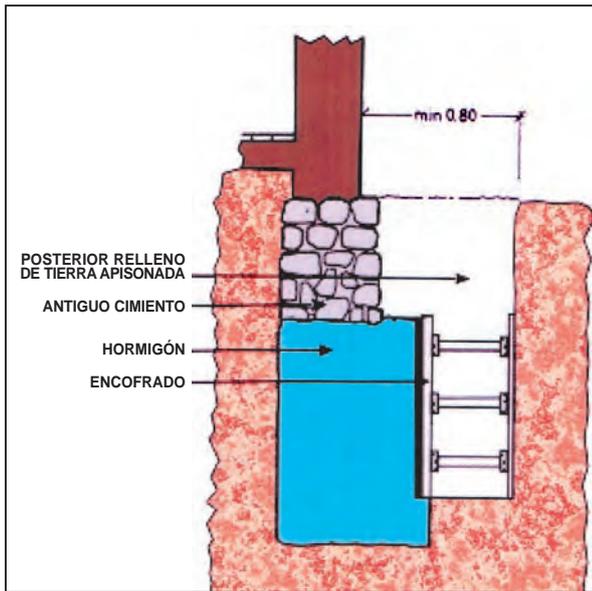


Figura 1. BATACHE TÍPICO.

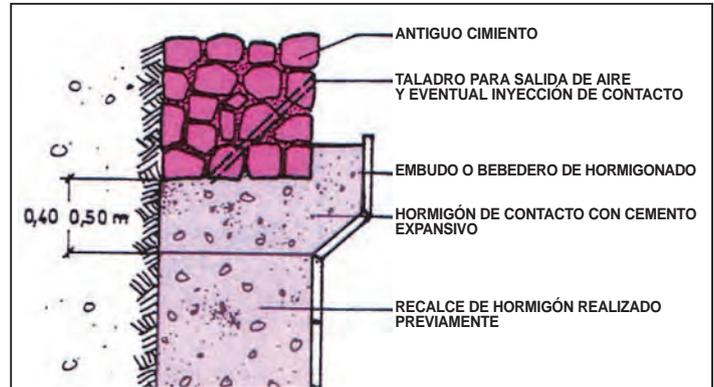
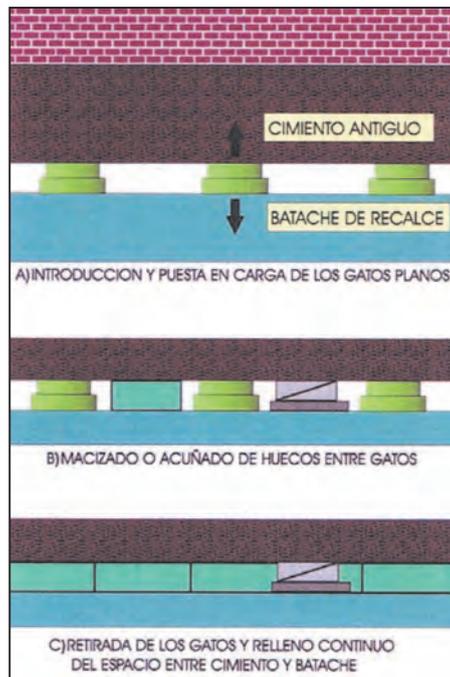


Figura 2. BEBEDERO PARA RELLENO FINAL DEL BATACHE.

Figura 3
FASES SUCESIVAS EN EL RECALCE
DE UN MURO MEDIANTE GATOS.



Dado que el coste del tubo no es lo principal en un recalce y que siempre conviene un sobreespesor por razones de durabilidad, somos partidarios de utilizar los calibres que figuran en la tabla 2, o muy próximos a los mismos:

Tabla 2: CALIBRES DE TUBOS UTILIZADOS COMO MICROPILOTES

TUBO (D/e, mm)	A (cm ²)	W (cm ³)	I (cm ⁴)	p (kg/m)
88,9 /10	24,8	44,1	196	19,5
101/10	28,8	60,1	305	22,6
114/8	26,7	66,4	379	20,9
114/10	32,8	78,7	450	25,7
140/10	40,7	123,0	862	32,0
140/12,5	50,0	146,0	1.020	39,5
152/10	44,7	150,0	1.140	35,1
152/12,5	54,9	178,0	1.355	43,4

Los micropilotes de gran calibre requieren maquinaria especial que rara vez puede utilizarse en el interior de edificios. Por otra parte, es preferible utilizar muchos micropilotes poco cargados a concentrar las cargas en unos pocos elementos, ya que puede peligrar la resistencia de la propia fábrica o producirse movimientos inadmisibles. Por otro lado, será más fácil transmitir los esfuerzos por adherencia a través del contacto micropilote-fábrica.

Respecto a las calidades de los aceros, suelen utilizarse las siguientes:

TIPO DE ACERO			
DENOMINACIÓN	LÍMITE ELÁSTICO (N/m ²)	TENSIÓN DE ROTURA (N/mm ²)	ALARGAMIENTO MÍN. (%)
St52 ó Fe510	355	500	21,0
K55-J55	387	527	24,0
N80	562	703	18,5

En principio, no somos partidarios de reducir sección a costa de emplear aceros de alto límite elástico como el N80. Tampoco es aconsejable el empleo de tubería que no ha pasado los controles API o similares.

Respecto a los empalmes entre tubos, debe recurrirse siempre al manguito de rosca y soldadura, preferiblemente el que no supone disminución de la sección transversal.

El micropilotaje es la técnica utilizada con mayor frecuencia, ya que

- Se realiza con maquinaria ligera.
- Permite orientaciones diversas.
- Se puede atravesar cualquier tipo de fábrica.
- La conexión con la estructura es relativamente sencilla.
- Puede conseguirse una capacidad portante elevada.

Las características específicas de los micropilotes, los métodos de cálculos y los detalles constructivos están perfectamente detallados en la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*, editada por el Ministerio de Fomento en diciembre de 2005, por lo que no repetiremos aquí esa información.

En edificios monumentales se utilizan normalmente tres tipos de conexiones con la estructura o cimentación:

- Inserción a través de la fábrica (Fig. 4).
- Recalce paralelo con vigas carreras atirantadas (Fig. 5).
- Vigas en ménsula micropilotadas (Fig. 6).

La elección entre una u otra solución puede depender de la accesibilidad al elemento a recalzar y las perturbaciones que se puedan causar en el entorno.

Cuando se ejecutan a través de las propias fábricas, con disposición inclinada, hay que tener una idea clara de las direcciones de los esfuerzos para no crear en los micropilotes flexiones inadmisibles.

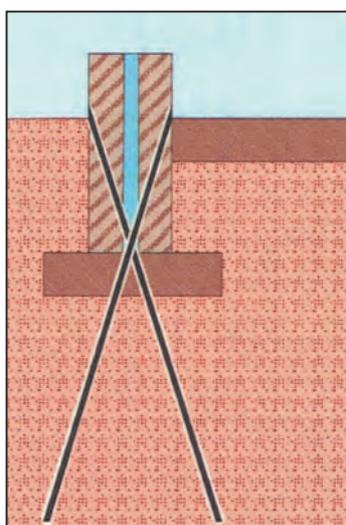


Figura 4. MICROPILOTAJE A TRAVÉS DE LA FÁBRICA.

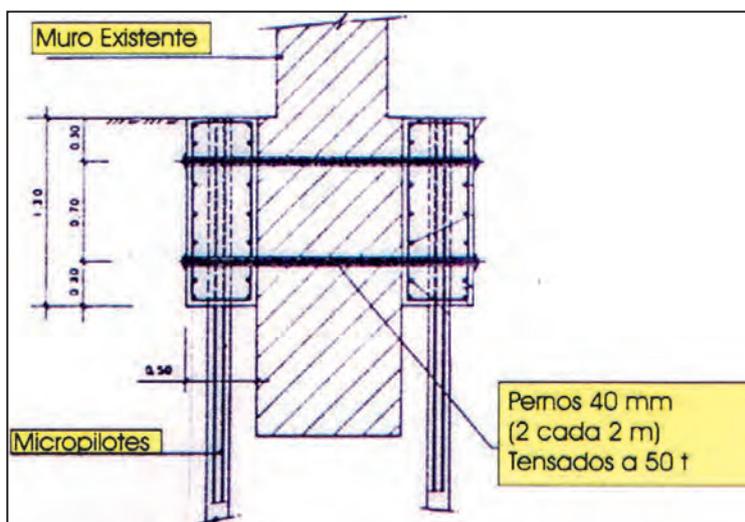


Figura 5. MICROPILOTAJE ADOSADO MEDIANTE VIGAS-CARRERA Y PERNOS DE ATADO.

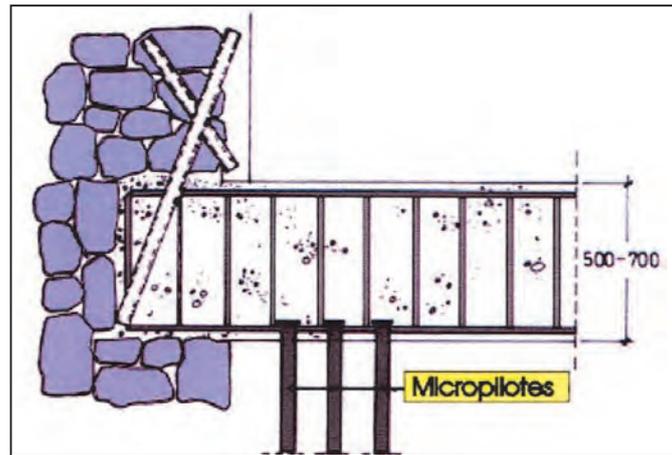


Figura 6. RECALCE MEDIANTE ENCEPADO DE LOS MICROPILOTES CON VIGAS QUE PENETRAN EN MÉNSULA EN LOS MUROS REFORZADOS.

Aunque en la Guía en cuestión se citan unas tensiones de adherencia modificadas de las dadas por R. Ortiz (1984), creemos más razonables las de la tabla 3.

Tabla 3: TENSIONES DE ADHERENCIA ADMISIBLES EN MICROPILOTES

TIPO DE FÁBRICA	τ_{ADM} (kPa)
Mampostería de resistencia media a baja con mortero pobre	10-50
Mampostería de alta resistencia con mortero de buena calidad	100-300
Fábrica de ladrillo de baja calidad con mortero pobre	20-60
Fábrica de ladrillo de buena calidad	200-400
Hormigones ($0,6 \sqrt{f_{cd}}$)	400-600

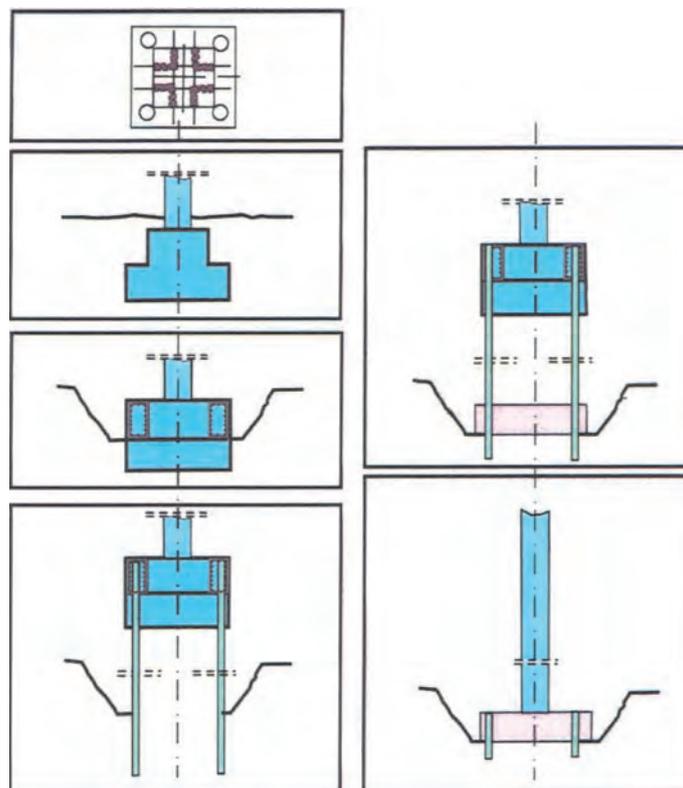


Figura 7. FASES EN LA CREACIÓN DE NUEVOS CIMIENTOS PARA SÓTANOS.

a) Cimiento original. - b) Encapsulado o refuerzo. - c) Ejecución de micropilotes a través del cimiento o adosados. - d) Excavación bajo el cimiento antiguo y construcción de la nueva zapata o losa, que queda micropilotada a su vez. - e) Prolongación del muro o pilar. - f) Demolición del cimiento antiguo y de los micropilotes.

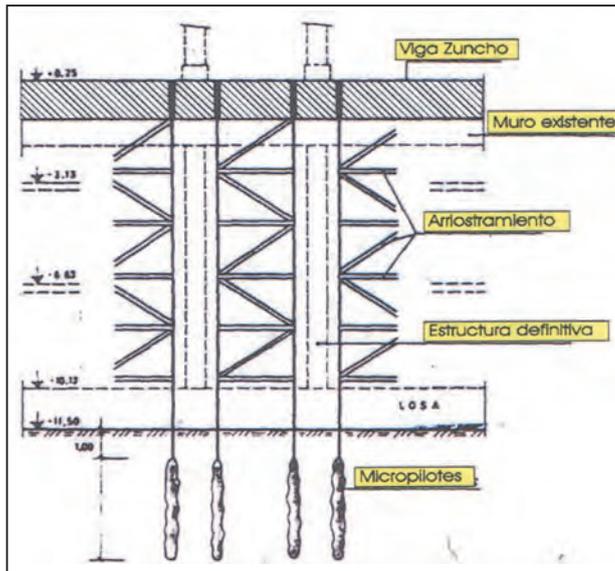


Figura 8. ARRIOSTRAMIENTO DE LOS MICROPILOTES PARA LA CREACIÓN DE UN SÓTANO BAJO LA CASA DEL CORDÓN (Burgos). (Cortesía de Rodio-Kronsa.)

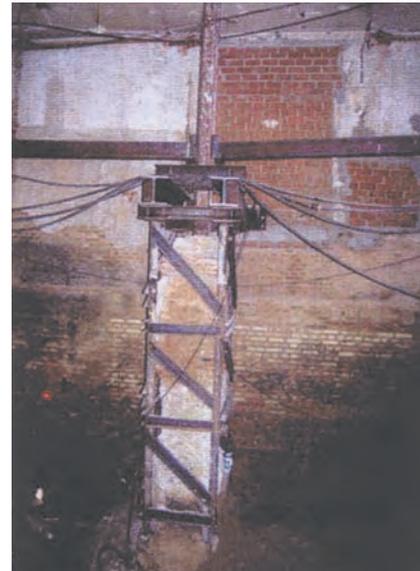


Figura 9. MICROPILOTES QUE QUEDAN FORMANDO PARTE DEL PILAR DEFINITIVO.

Los micropilotes se utilizan con mucha frecuencia en la **creación de sótanos** bajo edificios existentes y como elementos provisionales hasta que se ejecuta la prolongación de muros y pilares (Figs. 7 y 8). Son notables las realizaciones de este tipo en la Casa del Cordón (Burgos) y el Palacio de Linares (Madrid). Los micropilotes también pueden quedar embebidos en los nuevos elementos estructurales y como armadura de los mismos (Figs. 9 y 10). En todos estos casos es importante el arriostrado de los micropilotes en las fases de vaciado para evitar el pandeo de los mismos. Cuando existe espacio suficiente, pueden emplearse pilotes convencionales auxiliados por vigas-aguja pasantes (Fig. 11).



Figura 10. PILARES DESCENDENTES ENGLOBANDO LOS MICROPILOTES DE PROLONGACIÓN DE LA ESTRUCTURA (Paseo de la Castellana, 6. Madrid).



Figura 11. PROLONGACIÓN DE MURO MEDIANTE APEO CON PILOTES Y VIGAS-AGUJA PASANTES.

B3) JET-GROUTING

Se ha desarrollado mucho en los últimos años, pudiendo conseguirse columnas de elevada resistencia y dimensiones, prácticamente en cualquier tipo de terreno (Fig. 12). Sin embargo, su progresión como sistema de recalce se ha visto limitada por:

- Requerir una instalación de cierta envergadura.
- Difícil control de movimientos.
- Condiciones de apoyo diferenciales a lo largo de los trabajos.
- Difícil conexión con la estructura.

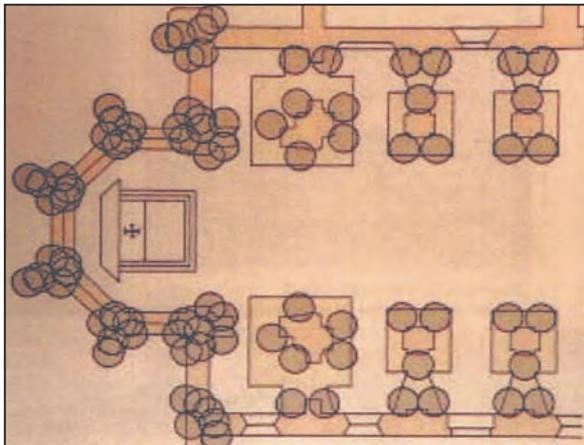


Figura 12. RECALCE CON JET-GROUTING EN UNA IGLESIA.

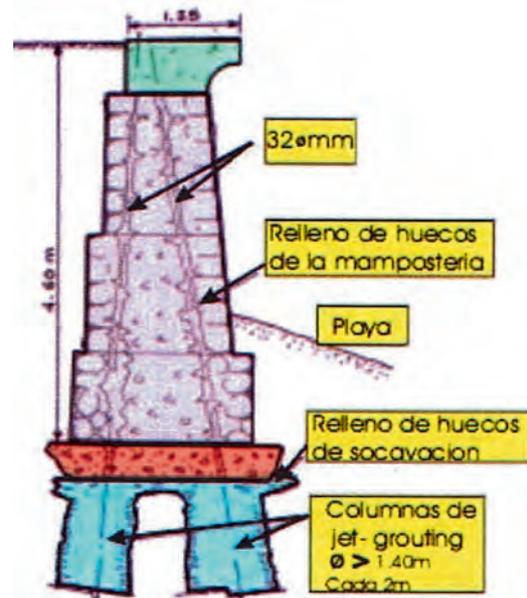


Figura 13. RECALCE MEDIANTE JET-GROUTING DEL MURO DE LA PLAYA DE SAN LORENZO (Gijón).

En estructuras masivas, de gran rigidez, es una buena solución ejecutar las columnas de *jet* a través de la propia fábrica, pudiendo conseguirse, en algunos casos, una mejora de ésta. La conexión puede lograrse introduciendo barras o tubos metálicos por el eje de las columnas (Fig. 13).

Bajo muros o zapatas corridas puede ejecutarse las columnas con su eje tangente a las mismas, de modo que el apoyo se consigue con la semisección que entra bajo la zapata (Fig. 14).

Normalmente solo deben utilizarse jets de potencia limitada, como el tipo I.

C) MEJORA DEL TERRENO

En edificios monumentales son muy limitadas las técnicas de mejora del terreno utilizables. Pueden comentarse las siguientes:

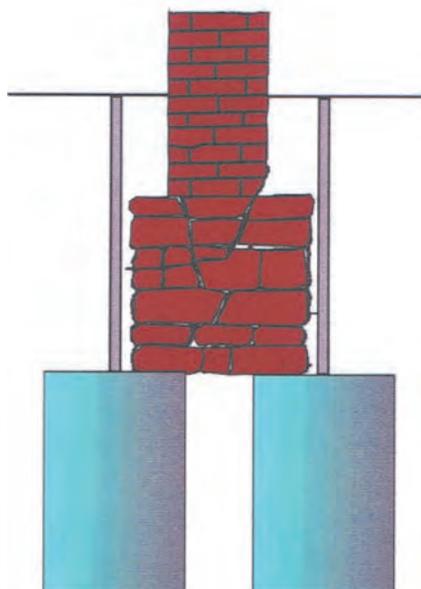


Figura 14. RECALCE DE MURO CORRIDO MEDIANTE COLUMNAS JET, SIN PERFORAR LA FÁBRICA.

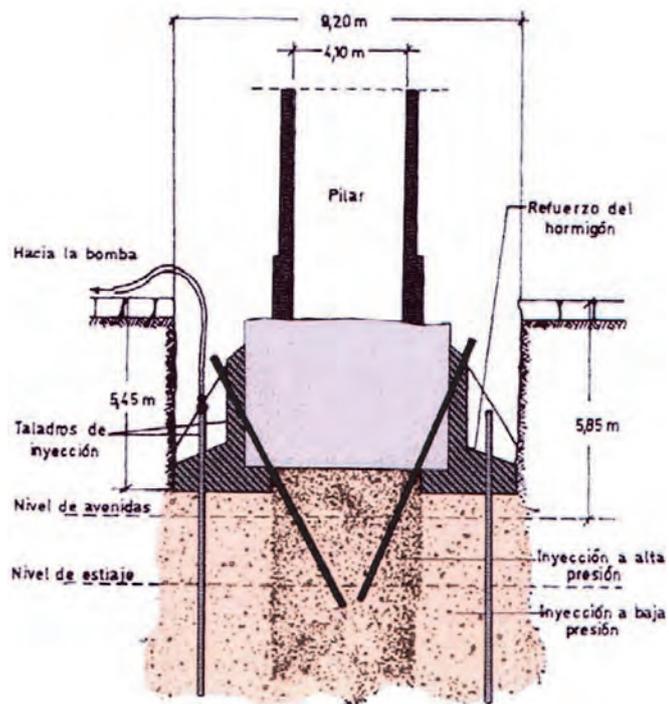


Figura 15. RECALCE DE LA BASÍLICA DEL PILAR MEDIANTE INYECCIONES.

C1. Inyecciones

Normalmente se utilizan inyecciones de:

- Lechada de cemento o microcemento:
 - Cementación de suelos granulares gruesos, rellenos, etc.
 - Armado o consolidación de suelos cohesivos por «claquage» o rotura hidráulica.
- Morteros de cemento:
 - Relleno de huecos, zonas karstificadas, etc.
- Gel de sílice:
 - Impregnación de suelos arenosos.
- Poliuretanos acuarreactivos:
 - Impregnación y consolidación. Estanqueidad.

También puede recurrirse a otros productos químicos como las resinas, poliuretanos bicomponentes, etc. Estos productos, sin embargo, son más utilizados para mejora de las propias fábricas.

Hay que señalar que, hasta mediados del siglo XX, las inyecciones eran de los pocos métodos disponibles para corregir asentamientos en edificios o estructuras cimentados sobre suelos blandos o en procesos de hundimiento. Se recuerdan los casos de la Basílica del Pilar (Fig. 15), el Palacio de las Bellas Artes de México... La cementación de arenas con gel de sílice, patentada por Joosten en 1927, amplió considerablemente el campo de utilización de este procedimiento (Braun, 2006) (Fig. 16).

Inyecciones

En los casos de tratamiento del terreno mediante inyecciones se ha extendido bastante el método de compensar o corregir asentamientos con la propia inyección, llevando el edificio a una posición más favorable que la existente y eliminando al mismo tiempo la causa de los asentamientos (consolidación, autocompactación por vibraciones, fluencia progresiva de rellenos, etc.).

Evidentemente, las inyecciones resultan más eficaces cuando se ejecutan en un espacio confinado, lo cual puede conseguirse con las propias inyecciones dispuestas en forma periférica.

Salvo en terrenos muy abiertos o lechadas de muy baja viscosidad, las inyecciones no rellenan huecos, sino que penetran por fisuras producidas por rotura hidráulica. En una primera fase, la inyección produce una compresión del terreno blando y un «armado» del mismo por las vetas de lechada fraguada. Aunque inicialmente el proceso puede provocar reducciones de volumen, en fases subsiguientes la inyección equivale a una dilatación localizada en cada punto de introducción de la lechada (manguito o válvula), la cual es transmitida más o menos rígidamente al terreno circundante. Si las presiones son suficientemente elevadas, el proceso puede dar lugar a elevaciones en la superficie del terreno o al levantamiento de soleras o estructuras. Por ello este método se ha utilizado para enderezar edificios torcidos o levantar zonas hundidas. Una de las primeras realizaciones de este tipo fue llevada a cabo por V. Escario y el autor hacia 1980 para corregir los asentamientos diferenciales de la Nave de Pescados de Mercamadrid (Escario *et al.*, 1985).

El sistema puede ejecutarse tanto con taladros verticales como horizontales; pero resulta más eficaz la creación de «losas» horizontales de terreno inyectado, las cuales pueden actuar como un gran gato plano, mejorando la

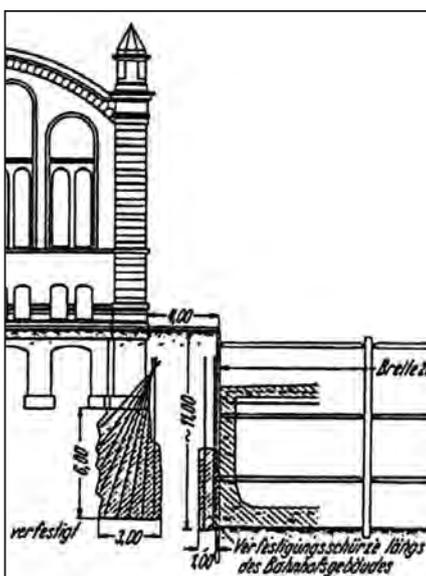


Figura 16. RECALCE MEDIANTE INYECCIONES DE GEL DE SÍLICE (Procedimiento Joosten).

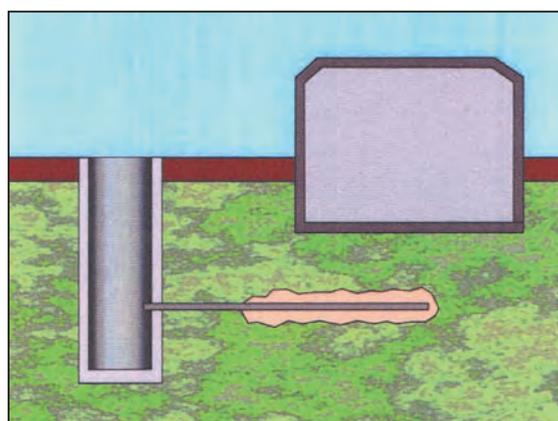


Figura 17. ESQUEMA DE LAS INYECCIONES DE COMPENSACIÓN PARA ENDERIZAR EDIFICIOS.

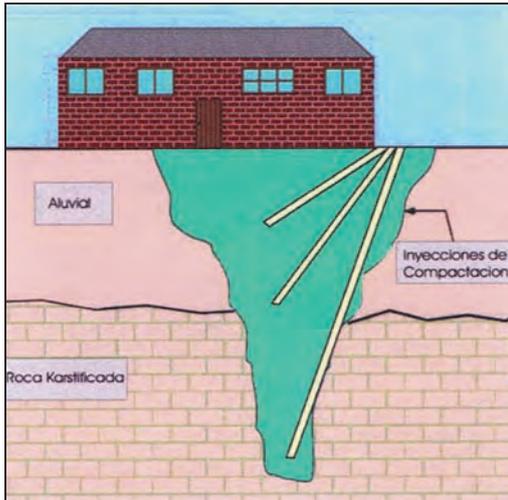


Figura 18. INYECCIONES DE MORTERO PARA RELLENO DE ZONAS FLOJAS O CAVIDADES.

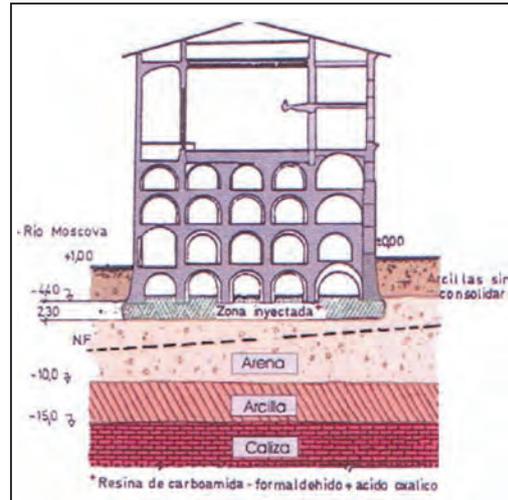


Figura 19. CREACIÓN DE UNA LOSA DE TERRENO INYECTADO BAJO UN EDIFICIO CON CIMENTACIÓN DIRECTA.

capacidad de soporte del terreno situado por encima e incluso provocando levantamientos controlados (inyecciones de compensación) (Fig. 17).

En el relleno de huecos y en la consolidación de terrenos blandos pueden ser muy eficaces las denominadas «inyecciones de compactación» (también se ha empleado el término de «inyecciones de baja movilidad») realizadas con morteros densos y presiones importantes (Fig. 18). Sin embargo, para la consolidación de capas blandas son preferibles los métodos que generan desplazamientos horizontales importantes (véase apartado siguiente).

Aparte de mejorar el terreno de apoyo de zapatas, las inyecciones también se han empleado para crear auténticas losas de cimentación bajo edificios con zapatas aisladas, intentando reducir las presiones de trabajo y los asientos (Fig. 19). Asimismo pueden ser útiles en el recalce preventivo de cimentaciones cuando se van a realizar vaciados adyacentes (Fig. 20).

Con cierta frecuencia se emplean tubos metálicos de inyección que se dejan perdidos en el terreno con una función semejante a la de los micropilotes (Fig. 21). Es el concepto que se ha seguido en las denominadas «inyecciones armadas», utilizadas con cierta frecuencia para crear macizos de suelo tratado que pueden servir como estructuras de contención o refuerzo del apoyo de cimentaciones.

C2. Inclusiones

Puede admitirse, desde un punto de vista teórico, que la sustitución parcial de un terreno blando por elementos de cierta rigidez reduce o frena los posibles asientos debidos a sobrecargas. En edificios monumentales, sin embargo, el número de técnicas utilizables es muy escaso, pudiendo recurrirse a

- Retículos de micropilotes.
- Columnas de *jet-grouting*.

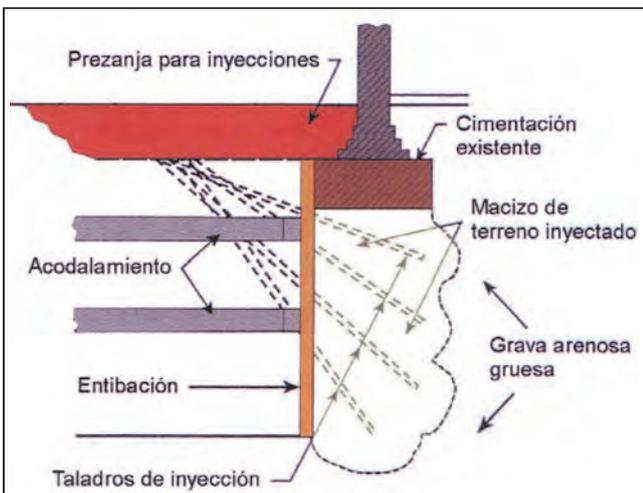


Figura 20. RECALCE PREVENTIVO PARA EJECUCIÓN DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANERA.

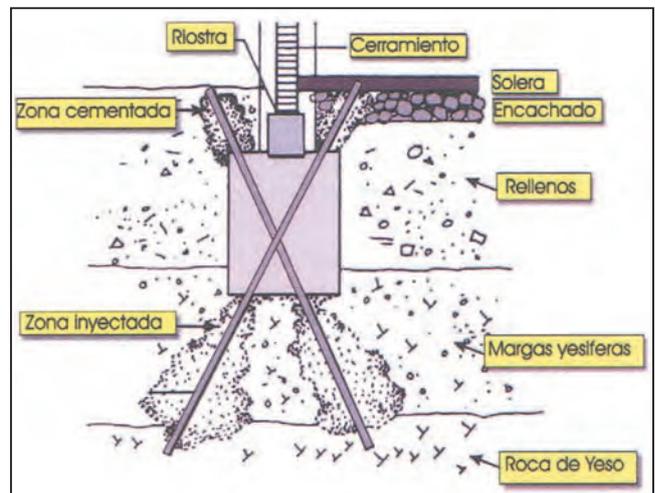


Figura 21. TUBOS DE INYECCIÓN METÁLICOS DEJADOS COMO ARMADURA.

La diferencia respecto al empleo de estas mismas técnicas en recalces es que, en este caso, no existe unión con la estructura, quedando el refuerzo limitado al terreno blando.

Estas soluciones han tenido poco éxito, ya que su mera ejecución suele venir acompañada de asientos adicionales, al tratarse de técnicas de extracción.

Mayor interés pueden tener los métodos de precompresión o desplazamiento del terreno, en una idea similar a las inyecciones de compactación. Hace veinte años ya se habían desarrollado en Suecia micropilotes con bulbo de expansión en la punta (Broms, 1985). Recientemente se han empleado en Inglaterra «dilatómetros» introducidos a través de perforaciones de hasta 100 mm de diámetro. Consisten en vainas de polipropileno que pueden dilatarse hasta cerca del metro mediante inyección de resinas de poliuretano u otros polímeros (Fig. 22). La dilatación comprime el terreno, mejorando su deformabilidad frente a las cargas y pudiendo llegar a compensar las subsidencias.

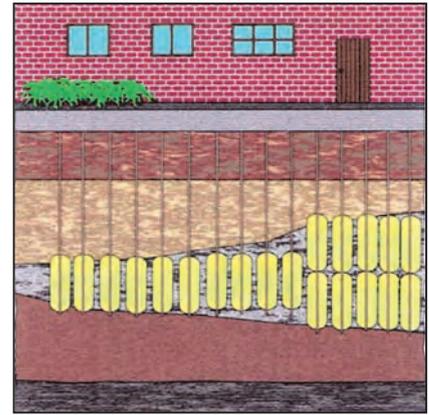


Figura 22. MEJORA DE CAPAS BLANDAS MEDIANTE ELEMENTOS DILATANTES.

C3. Drenaje

Aunque el drenaje supone una aceleración de los asientos y una mejora de la resistencia, no puede considerarse una técnica apropiada para consolidar edificios dañados, ya que los asientos asociados al desarrollo del tratamiento suelen ser inadmisibles, aunque, en casos especiales, podría conseguirse un asiento relativamente uniforme, sin daños adicionales para la estructura.

C4. Confinamiento

Es una solución poco traumática que aprovecha el refuerzo prestado por elementos periféricos a la cimentación para conseguir una reducción de asientos y una mejora de la capacidad portante.

Una solución de este tipo se ha empleado en la Catedral de Tarazona (Fig. 23).

Otras soluciones

En algunos países se han empleado tratamientos térmicos del terreno para mejorar su rigidez y resistencia. Se trata, sin embargo, de técnicas que requieren una tecnología especial y sólo pueden considerarse en casos muy singulares.

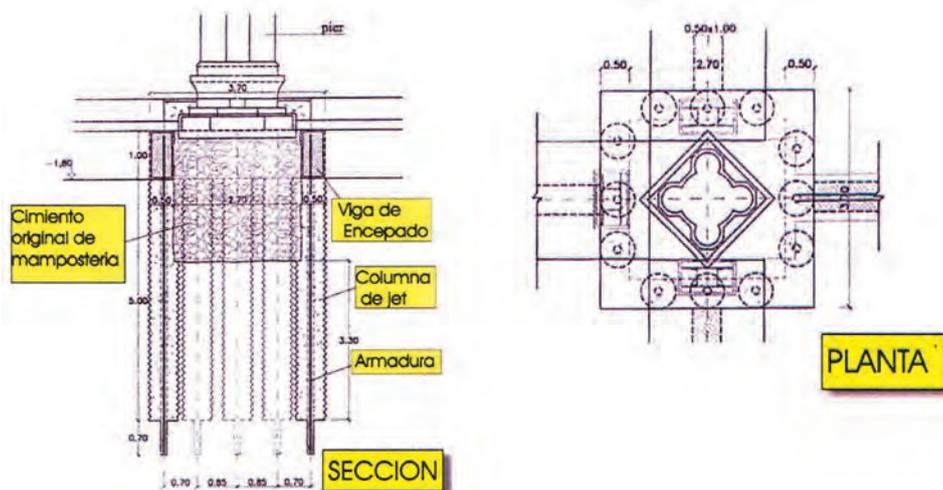


Figura 23. REFUERZO MEDIANTE CONFINAMIENTO CON JET-GROUTING DE LOS PILARES DE LA CATEDRAL DE TARAZONA.

3. Selección del tipo de intervención

3.1. ASPECTOS GENERALES

Se plantea una cierta discusión sobre qué solución puede ser más adecuada para estabilizar un edificio monumental:

- Recalce directo de las cimentaciones.
- Mejora del terreno bajo las cimentaciones existentes.

En estos edificios singulares hay una gran sensibilidad respecto a soluciones parcialmente destructivas o irreversibles para la estructura, aparte de las discusiones puristas sobre si es lícito o correcto introducir en un monumento elementos o técnicas muy alejadas de las soluciones arquitectónicas o constructivas del propio monumento.

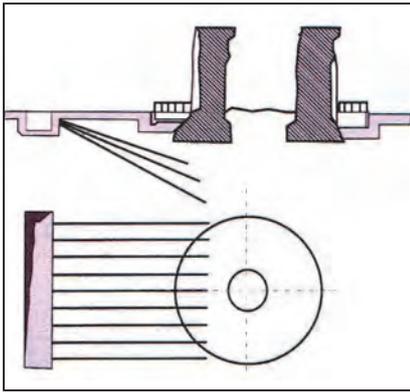


Figura 24. ENDEREZAMIENTO DE LA TORRE DE PISA MEDIANTE SUBEXCAVACIÓN.

Son interesantes al respecto las bases o premisas establecidas por la Comisión Conservadora de la Torre de Pisa respecto a las posibles soluciones de estabilización de la misma. Tales soluciones debían ser:

- No traumáticas para el edificio.
- Haber sido probadas antes.
- Reversibles.
- Controlables en sus efectos. Etc.

Aparte de no enderezar la torre más de lo necesario para alcanzar una situación de equilibrio permanente.

Con estos condicionantes es lógico que la solución adoptada fuera la «subexcavación» o retirada del terreno en cantidades muy pequeñas para provocar el giro de la torre en sentido contrario (Fig. 24). Algo similar se ha realizado en la Catedral Metropolitana de México y algunos otros edificios de la ciudad. Parece probado que es una solución adecuada cuando se trata de grandes edificios monumentales con una importante historia de asientos diferenciales, en los que interesa una apreciable corrección de niveles y en

los que no se dispone de una capa firme de apoyo para los eventuales recalces rígidos, los cuales, por otra parte, deberían absorber cargas muy elevadas.

La subexcavación no es propiamente una técnica de recalce, ya que no se mejoran las condiciones de cimentación, pero sería asimilable a las mismas en cuanto a los resultados finales.

Dentro de las técnicas reversibles podrían citarse las antes mencionadas de confinamiento mediante micropilotes o *jet-grouting* de las cimentaciones existentes, aumentando así su capacidad portante.

También podrían considerarse intervenciones «blandas» las de mejora del terreno por debajo del nivel de apoyo de las cimentaciones y sin contacto con éstas ni afección a la estructura. Anteriormente hemos vistos algunas soluciones de este tipo, como la creación de una losa de terreno inyectado o la mejora de una capa blanda mediante inclusiones expansivas o una sustitución parcial mediante columnas de *jet-grouting*.

Evidentemente, estas soluciones tienen un claro interés en los casos de edificios cimentados sobre losas, aunque las perforaciones pueden resultar destructivas para las armaduras.

Hay que admitir que actualmente hay una cierta preferencia hacia actuaciones en el terreno en lugar de afectar al edificio con perforaciones o incorporar al mismo elementos extraños.

Las soluciones «duras» o de recalce convencional no son fácilmente aceptadas en edificios monumentales.

Dejando aparte la solución de bataches, pocas veces adecuada, el recalce mediante micropilotes o *jet* implica afectar las fábricas y cimentaciones antiguas, bien mediante perforaciones o elementos de conexión como vigas-aguja, vigas-carrera atirantadas, cajeados, encepados combinados, etc.

Por otra parte, un recalce integral requiere la absorción total de las cargas de la estructura, las cuales pueden ser excepcionales en el caso de fábricas antiguas, con el consiguiente coste y duración de las obras. En este sentido, las columnas de *jet-grouting* o incluso los pilotes convencionales (si es posible su ejecución) pueden resultar más favorables que los micropilotes.

Frecuentemente se opta por una absorción parcial de cargas —en torno al 50% de las reales—, por considerar que el recalce es una mejora del coeficiente de seguridad de la cimentación, sin que ésta deje de contribuir, parcialmente, al reparto de cargas sobre el terreno. Evidentemente, esta hipótesis no es aceptable en terrenos con riesgo de disolución o colapso en los que se perdería el contacto entre cimentación recalzada y terreno.

La mejora del terreno, alternativamente, tiene el atractivo de no afectar directamente a la estructura, siempre que el tratamiento pueda hacerse en vanos libres y, oblicuamente, bajo las cimentaciones. Por supuesto, es una solución de menor rigidez, por lo que pueden existir asientos adicionales.

3.2. MOVIMIENTOS ASOCIADOS AL RECALCE

Para que un elemento de recalce trabaje y cumpla su función es necesario que la cimentación antigua le transmita su carga, lo cual da lugar a asientos o deformaciones adicionales, las cuales pueden ser inadmisibles para una cimentación en estado límite o precario. Una alternativa es levantar la estructura mediante gatos de forma que el asiento de entrada en carga no suponga variaciones apreciables respecto a la posición original. Por último, se puede poner en carga artificialmente el recalce antes de conectarlo a la estructura, produciéndose la transferencia de cargas por reacción.

En la primera situación, los movimientos pueden ser importantes si el elemento de recalce queda en terreno deformable, lo cual debe evitarse, siendo siempre conveniente buscar el apoyo en terreno firme. En los casos de firme muy profundo puede ser mejor solución no recalzar; como mucho mejorar el terreno y, en todo caso, rigidizar la estructura para que se acomode a los asientos sin problemas estructurales.

Aparte de estos movimientos hay que contar con los asociados a la propia ejecución del recalce, los cuales se comentan en el apartado 4.

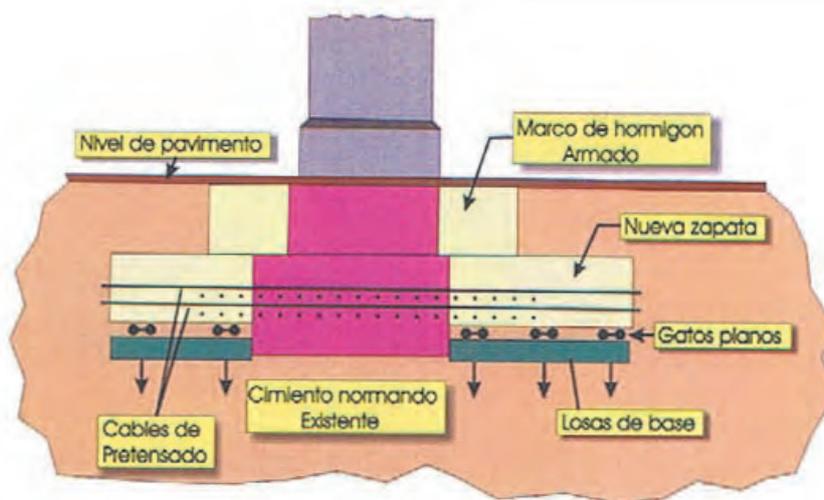


Figura 25. ENSANCHE DE LAS CIMENTACIONES DEL MONASTERIO DE YORK MEDIANTE BLOQUES PRETENSADOS Y PUESTA EN CARGA MEDIANTE GATOS.

Los movimientos de entrada en carga –generalmente, asientos– tienen su origen en

- La adaptación de la cimentación a las nuevas condiciones de apoyo.
- Las deformaciones elásticas de los elementos de recalce.
- Los asientos asociados a la nueva transmisión de cargas al terreno.

La transferencia de cargas al recalce es inmediata en los casos de conexión rígida, pero puede requerir movimientos no despreciables si no existe contacto directo, como en el caso de columnas de *jet* interrumpidas antes de llegar a la base de las cimentaciones, tratamientos de inyección, etc.

Los bataches producen el incremento de asiento asociado a la reducción del área de cimentación, si bien no es un efecto muy significativo salvo si se trata de zapatas aisladas o edificios de muy baja rigidez.

Los ensanches de la superficie de cimentación requieren asientos adicionales para entrar en carga (Fig. 25). Se ha recurrido a una precarga con gatos del ensanche antes de su conexión a la cimentación original.

Más importantes pueden ser los asientos de los micropilotes, tanto por deformación elástica como por la necesaria transmisión de cargas al terreno.

Las deformaciones elásticas ($\delta = PL/EA$) son apreciables en los micropilotes con cargas elevadas, sobre todo si éstos quedan temporalmente exentos, como es el caso de la creación de sótanos, pudiendo también existir fenómenos de pandeo. En la figura 26 se muestra una solución de «pretensado del micropilote» para eliminar su deformación elástica y aprovecharla para la entrada en carga del mismo.

Generalmente no se presta atención a este tema en los recalces con micropilotes por las dificultades prácticas que entraña su consideración. Las deformaciones pueden ser más importantes si vienen acompañadas de esfuerzos de flexión o la geometría del recalce es poco rígida (de aquí la utilidad de las orientaciones confluyentes, no verticales).

Existen diversas soluciones para poner en carga los micropilotes y eliminar sus asientos propios (Figs. 27 a 30). No conocemos que se hayan empleado soluciones de puesta en carga con columnas de *jet-grouting*.

En algunos países se han empleado con éxito los pilotes tubulares hincados por tramos con ayuda de gatos bajo los cimientos existentes y utilizando éstos como reacción. Es una solución muy costosa, con las dificultades asociadas a las excavaciones en mina o en pozo para llegar a la base de las cimentaciones.

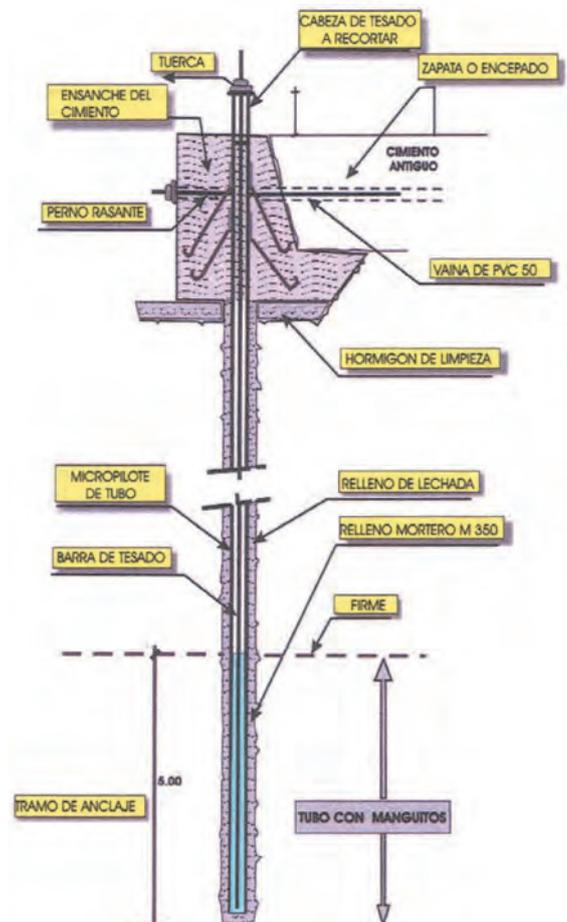


Figura 26. PRETENSADO INTERNO DEL MICROPILOTE PARA ELIMINAR SUS DEFORMACIONES ELÁSTICAS DE ENTRADA EN CARGA.

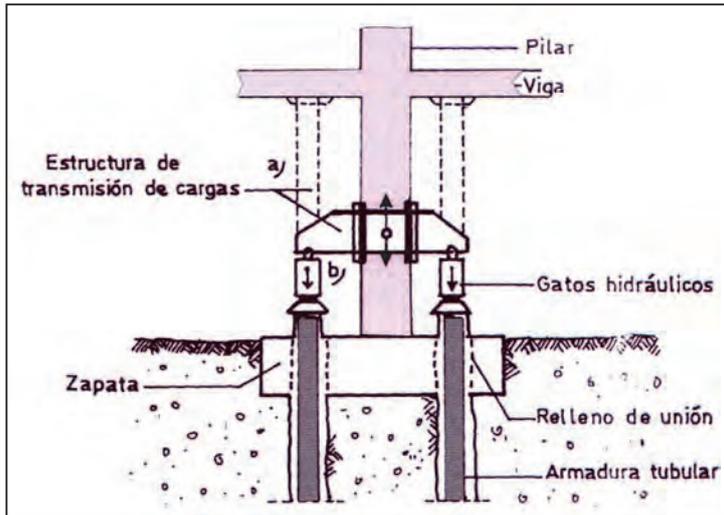


Figura 27. PUESTA EN CARGA DE UN RECALCE MEDIANTE MICROPILOTES. (Cortesía de Kronsa.)

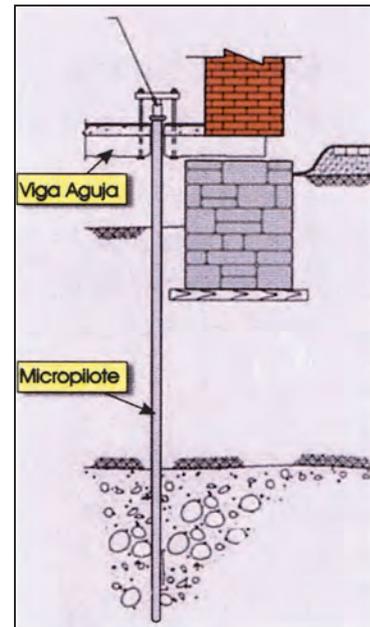


Figura 28. PUESTA EN CARGA CONTRA LA ESTRUCTURA A TRAVÉS DE VIGAS EN MÉNSULA.

En el caso del *jet-grouting* las deformaciones de entrada en carga son menores, dada su considerable rigidez; pero pueden producirse movimientos importantes si la columna se ha interrumpido a una cierta distancia bajo la cimentación. También pueden producirse movimientos por desplazamiento lateral de las columnas si no están arriostradas en cabeza.

Una solución siempre prudente es levantar mediante gatos los elementos a recalzar, de forma que la entrada en carga, al liberar los gatos, no suponga asientos adicionales a los que ya existían (Fig. 31).

3.3. RECALCE DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las cimentaciones profundas no son muy habituales en edificios monumentales, pero ya se están dando casos de rehabilitaciones que afectan a construcciones de comienzos del siglo XX cimentadas sobre pilotes. Con cierta frecuencia el recalce se plantea para sustituir antiguos pilotajes de madera degradados por pudrición (Fig. 32).

La necesidad de recalce en un edificio pilotado suele estar motivada por un incremento de cargas (nuevos usos del edificio) o por haberse excedido la carga admisible de los pilotes (manifestada por asientos apreciables), como es el caso del rozamiento negativo por saturación accidental de rellenos flojos superiores.

Es fácil comprobar que, si los pilotes existentes son robustos, la adición de micropilotes al mismo encepado (o conectados exteriormente) es escasamente efectiva (Fig. 33) y sólo se aprecia una ligera colaboración cuando los pilotes

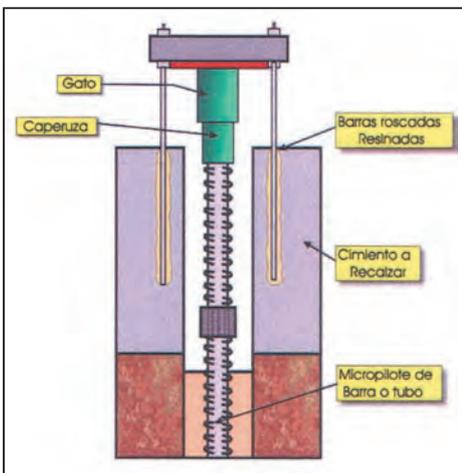


Figura 29. DETALLE DEL YUGO DE PUESTA EN CARGA.

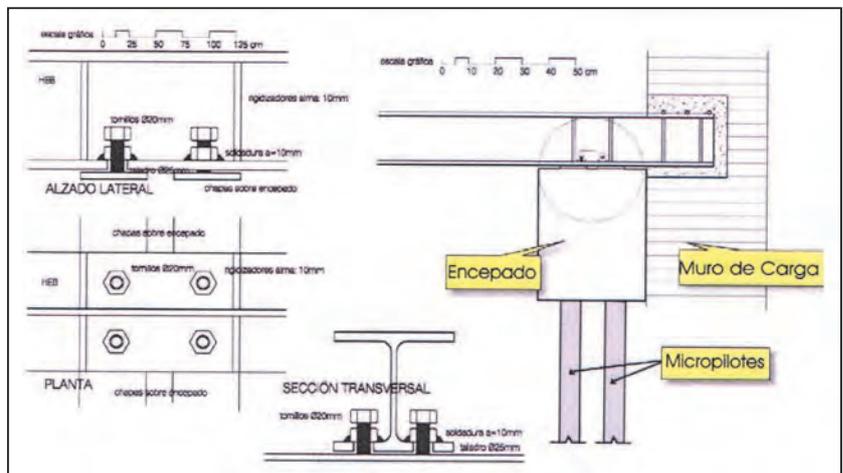


Figura 30. PUESTA EN CARGA MEDIANTE TORNILLOS ACTUANDO ENTRE EL ENCEPADO DE LOS MICROPILOTES Y LA VIGA DE TRANSMISION EN MÉNSULA.

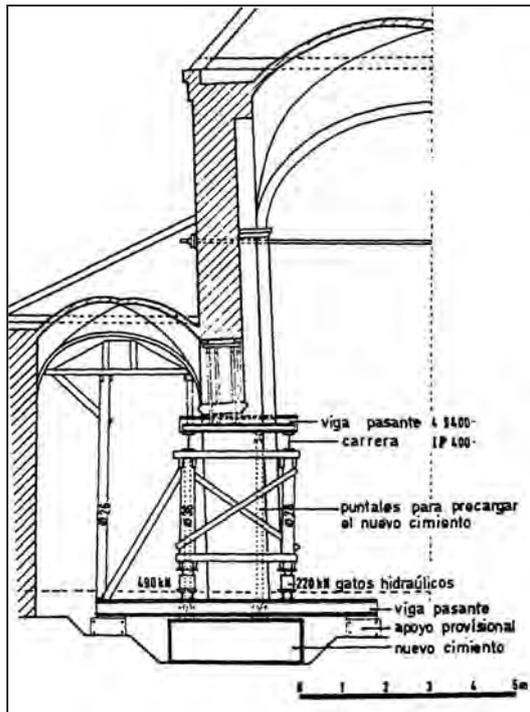


Figura 31.

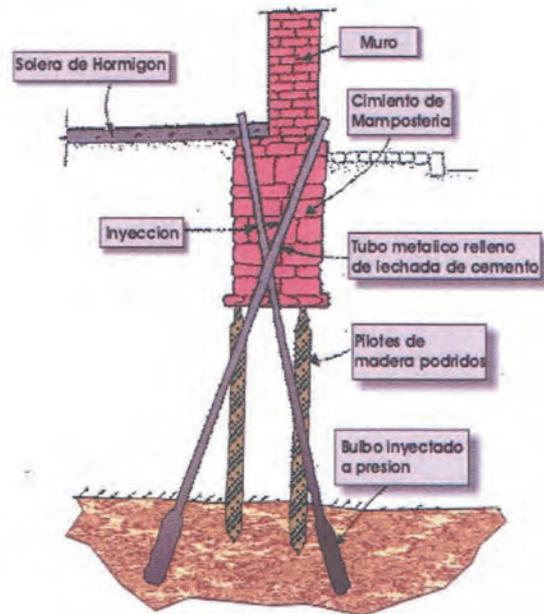


Figura 32.

originales han asentado una magnitud apreciable. (Por supuesto, los micropilotes deben ser bastante más profundos que los pilotes existentes.)

Con cargas moderadas, los micropilotes adicionales pueden frenar el proceso de asentamiento, siendo difícil calcular el asiento para el que se alcanzaría el equilibrio o descenso nulo.

El rozamiento negativo postconstructivo suele afectar a pilotes hincados a través de rellenos con la punta en un estrato duro o, también, a pilotes perforados con escasa penetración en el estrato duro. Cuando el estrato de apoyo es cohesivo, puede recurrirse a la adición de micropilotes siempre que en su perforación no se agrave la saturación o colapso del terreno. Cuando el relleno es de naturaleza granular, puede estudiarse la cementación del mismo mediante inyecciones en los metros inferiores más próximos a la punta de los pilotes (Fig. 34).

También es cierto que estos fenómenos de colapso rara vez son evolutivos y, una vez eliminada la causa de la saturación o inundación, es preferible consolidar la estructura que seguirla afectando con recalces casi siempre traumáticos.

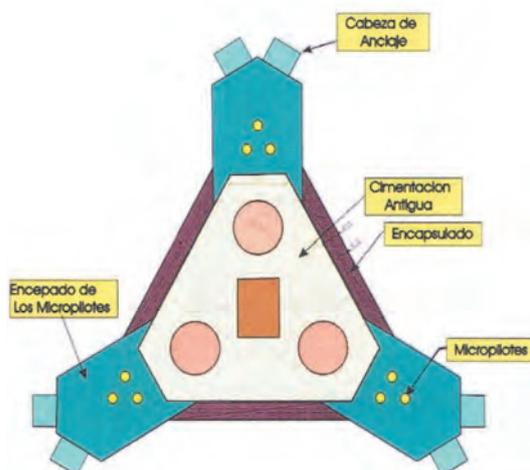


Figura 33. REFUERZO DE PILOTAJE MEDIANTE MICROPILOTES ADOSADOS POR PRETENSADO. (Cortesía J. Manterola.)

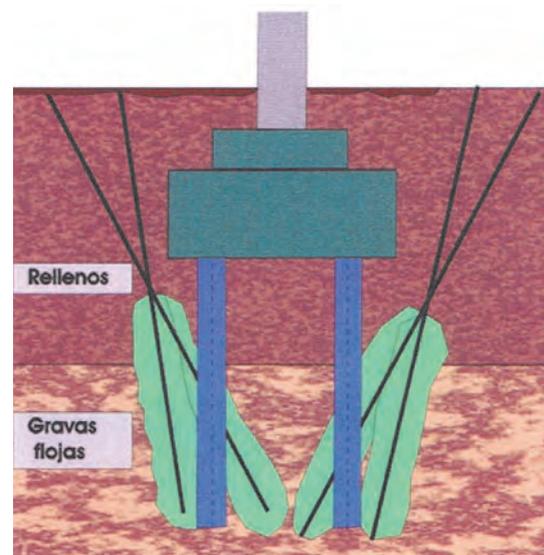


Figura 34. REFUERZO DE LA BASE DE PILOTES MEDIANTE INYECCIONES.

4. Patología de las intervenciones

Las intervenciones en cimentaciones no siempre se ven coronadas por el éxito, ya que pueden afectar de manera desfavorable al comportamiento de la estructura o a su funcionalidad. Comentaremos algunas de las patologías más frecuentes.

4.1. Vaciados

Suelen estar asociados a la creación de sótanos, unas veces afectando a las cimentaciones del propio edificio, y otras, a las de los edificios medianeros.

Hay que tener en cuenta que la eliminación de la sobrecarga de tierras $q = \gamma H$ reduce la capacidad portante de una cimentación, tal como indica la conocida expresión de la tensión admisible en carga rápida con terreno cohesivo:

$$q_{adm} = 1,2 \frac{C_u}{F} N_c + q$$

Esta reducción limita mucho las actuaciones bajo cimentaciones en condiciones precarias ($q_{trabajo} \geq q_{adm}$) o en procesos de grandes asentamientos.

Un cierto descalce de las cimentaciones es inevitable cuando se quiere ampliar la superficie de apoyo o conectar el recalce a la cimentación existente.

La mejor manera de compensar la reducción de capacidad portante es apearse el elemento afectado y reducir en lo posible las cargas sobre el mismo. Sin embargo, este apeo no es fácil en edificios monumentales masivos o en los que no está clara la forma de trabajo de la estructura.

Por supuesto, el descalce de cimentaciones medianeras está prohibido por la normativa, pero se realiza con relativa frecuencia en la creencia de que la medianera puede absorber o transmitir la fuerza necesaria para el equilibrio de la zona adyacente. Lo ideal pueden ser los tratamientos preventivos como el de la figura 35; pero estas actuaciones suelen tropezar con la oposición de los vecinos del edificio a recalzar, que no suelen desear que nadie trabaje bajo sus cimientos.

4.2. RECALCES PUNTUALES

Es el caso de los recalces por puntos o bataches, pero también se produce en todos los casos en que se van conectando a la estructura, de forma sucesiva, elementos rígidos, como pilotes, micropilotes, etc.

Es evidente que, si un edificio está sufriendo un asentamiento, la fijación de uno o varios puntos del mismo hace que los asentamientos posteriores sean diferenciales respecto a dichos puntos, con lo cual aumenta el riesgo de fisuración respecto a la situación original.

En algunos casos se han estudiado estos efectos mediante una modelización del edificio junto con las sucesivas fases de recalce, analizando la aparición de esfuerzos desfavorables en el mismo y dando lugar a la adopción de refuerzos estructurales para evitar daños adicionales. No obstante, este tipo de estudios son todavía muy escasos.

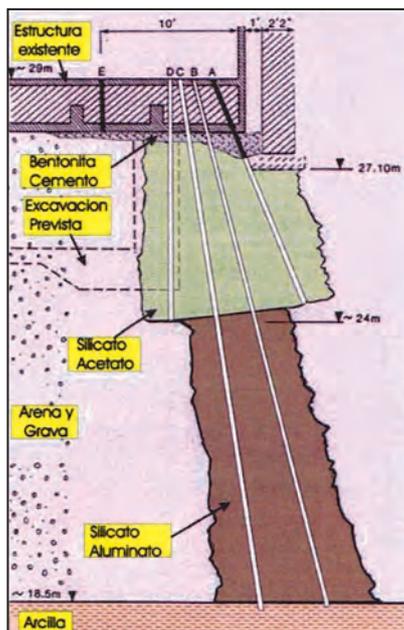


Figura 35. RECALCE PREVENTIVO COMBINADO CON MACIZO DE ESTANQUEIDAD PARA EJECUCIÓN DE UN SÓTANO MEDIANERO.



Figura 36. MICROPILOTES AUTOPERFORANTES.

Existen algunas técnicas que permiten minimizar estos efectos, como repartir los puntos de recalce de manera sensiblemente homogénea en la planta del edificio o diferir hasta la fase final la conexión de los elementos de recalce a la estructura, lo cual es relativamente frecuente en el caso de los micropilotes.

4.3. MICROPILOTES

Son los elementos más utilizados en recalces, pero no por ello pueden considerarse inocuos. En primer lugar, la perforación con aporte de agua puede provocar el colapso de rellenos o suelos flojos, en los que puede estar el origen de las necesidades de recalce. La ejecución del micropilotaje puede agravar, en muchos casos, el estado del edificio.

La alternativa puede ser la refrigeración por aire, aunque ésta es de poca eficacia cuando hay que atravesar fábricas o antiguas cimentaciones. Puede comenzarse con agua y pasar a aire en cuanto se advierte que se ha atravesado el cimientado, aunque es una operación difícil de controlar.

Incluso con una ejecución cuidadosa suele ser inevitable el colapso asociado al relleno de la perforación con lechada de cemento, sobre todo si se inyecta por la punta.

Ello ha llevado, en terrenos relativamente blandos, al empleo de micropilotes autoperforantes, sin relleno de lechada (Fig. 36). Hay que tener en cuenta que la lechada exterior al tubo tiene únicamente una función protectora frente a la corrosión (más nominal que real, dadas las irregularidades de la vaina), la cual puede compensarse con el adecuado sobre espesor.

En casos normales es conveniente el apeo de los pilares a recalzar y reducción de las cargas que reciben los mismos (Fig. 37). Esto es especialmente importante cuando son de esperar asentamientos de colapso por la ejecución del recalce.

4.4. JET-GROUTING

La técnica del *jet-grouting* no está exenta de riesgos en su aplicación para el recalce de edificios.

En principio, sólo sería aplicable en el recalce de elementos suficientemente rígidos como para puentear las zonas debilitadas por la ejecución de las columnas de *jet*, hasta que éstas adquieran, por fraguado, la resistencia suficiente. Tal es el caso de losas, zapatas corridas, muros, etc.

En el caso de zapatas aisladas, en las que se requieren usualmente más de dos columnas, el apoyo, tanto en el terreno como en las columnas, se va perdiendo y recuperando en forma fuertemente asimétrica, lo cual da lugar a giros en las zapatas y esfuerzos de flexión en los pilares, salvo si éstas están convenientemente apeados y descargados, en cuyo caso hay que garantizar, generalmente *a posteriori*, un contacto adecuado con las columnas de recalce.

Hay que tener en cuenta que, a columna recién inyectada, se ha sustituido un terreno más o menos competente por un mortero viscoso. Debe evaluarse la incidencia de este debilitamiento temporal de las condiciones de apoyo sobre la estabilidad de las cimentaciones.

Si la estructura a recalzar es suficientemente robusta (por ejemplo, muros corridos), el *jet* puede continuarse una cierta longitud dentro de la misma; sin embargo, el contacto zapata aislada-columnas suele ser problemático, ya que la inyección debe cortarse a una cierta distancia de la base de la zapata para no inducir en la misma presiones elevadas. Queda así una zona mal tratada que hay que sanear o rellenar.

Aparte de estos problemas, la patología más grave asociada con el *jet-grouting* suele derivarse de la transmisión de fuertes sobrepresiones al terreno o al agua intersticial al bloquearse la salida del rechazo y entrar en presión una gran masa de inyección.

Este tema no está adecuadamente resuelto, ya que el sistema tiene una fuerte inercia y es imposible anular instantáneamente los efectos de la inyección aun cuando se avise de que se están produciendo levantamientos excesivos.

Se conocen numerosos casos de levantamientos de soleras, zapatas, galerías de servicio, etc., incluso a distancias de 10-20 m del punto de inyección. Por supuesto, los efectos son mucho más importantes en el caso del *super-jet*.

4.5. INYECCIONES

Las inyecciones requieren un control mucho más cuidadoso que cualquier otro tipo de tratamiento, aunque, por los limitados volúmenes puestos en obra en cada operación, las correcciones son más sencillas que, por ejemplo, en el *jet-grouting*.

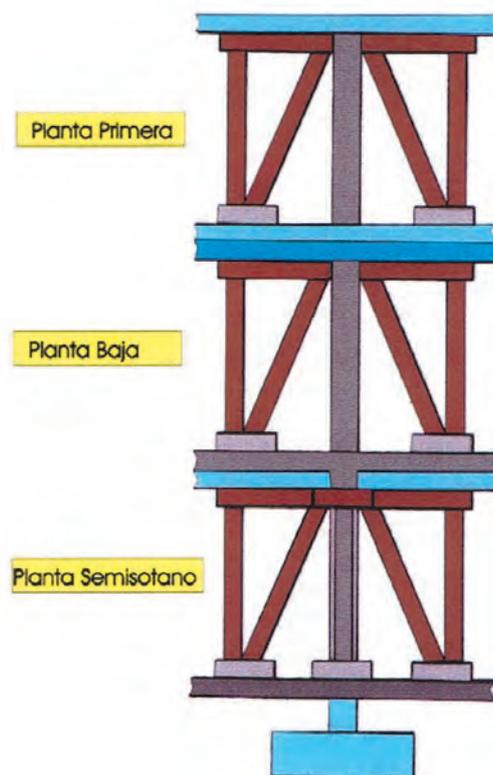


Figura 37. ESQUEMA DE APEO DE UN PILAR A RECALZAR.

En zona urbana, cascos históricos de ciudades, etc., existe el riesgo de fugas de la inyección hacia galerías de servicio, saneamientos, sótanos, etc., a veces con daños que pueden inutilizar algunas instalaciones.

También es difícil controlar el alcance de la lechada, por lo que, con bastante frecuencia, se afecta a edificios o servicios próximos. Esto ha hecho que muchos técnicos prefieran el *jet-grouting* concebido como una inyección localizada.

En rellenos y suelos flojos, la mera introducción de una lechada fluida puede provocar el colapso del terreno, con asientos superiores a los que se quieren corregir o evitar, por lo que hay que seleccionar con cuidado los tramos en los que se inyecta.

En los procesos de inyección existen diversas variables, como son:

- Tipo y densidad de la lechada.
- Presiones de inyección.
- Volúmenes a inyectar en cada pase. Etc.

La combinación adecuada de estas variables requiere bastante experiencia, ya que es fácil provocar levantamientos o movimientos diferenciales. Es muy importante disponer de una auscultación precisa para poder afinar los parámetros de la inyección a partir del comportamiento observado.

En general, son más frecuentes los procesos de rotura hidráulica por exceso de presión que los de relleno de huecos, por lo que muchas veces la lechada escapa por fisuras verticales sin llegar a crear una retícula cementada en el interior del terreno. Si se no se advierte o controla este fenómeno pueden perderse muchos litros de lechada creyendo que se está inyectando el terreno.

4.6. OTRAS TÉCNICAS. CONGELACIÓN

La congelación no constituye en sí un procedimiento de recalce o mejora del terreno, pero puede servir para la ejecución de pozos o bataches en terrenos de alta permeabilidad.

No es un procedimiento inocuo, ya que la congelación del terreno supone un incremento de volumen del 10 %, mientras que, al descongelarse, el terreno pierde resistencia y sufre reducciones de volumen apreciables.

El método es poco eficaz cuando por el terreno circula el agua a velocidades superiores a 2 m/día.

5. Referencias

- Braun, M. (2006): Vor 80 Jahre erfunden: Chemisches Bodenverfestigungsverfahren nach Joosten. Bautechnik 83 (5). 374-381.
- Broms, B. (1985): Expander Bodies. A new concept for underpinning of structures. XI Congreso Int. Mecánica del Suelo. San Francisco. Vol. 3, 1531-1534.
- Escario, V., Rodríguez Ortiz, J.M. y Muzás, F. (1985): Refuerzo de cimentaciones mediante inyecciones de bentonita-cemento. Revista de Obras Públicas, enero, 13-24.
- Pieper, K. (1983): Sicherung historischer Bauten. Wilhem Ernst & Sohn. Berlín. 337 págs.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (1984) : Curso de Rehabilitación. 4. La Cimentación. Colegio de Arquitectos de Madrid. 117 págs.

Intervenciones en estructuras de edificios históricos

Francisco JURADO JIMÉNEZ

ARQUITECTO
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Introducción

Con una experiencia de más de veinte años consolidando, restaurando y rehabilitando edificios históricos, nuestras materiales y técnicas de intervención se han ido depurando en el sentido de hacer éstas más «blandas», al contrario de lo que pudiera parecer cuando utilizamos el término estructura («lo más rígido dentro de una construcción»).

Esta palabra se toma en un sentido amplio cuando hablamos de RESTAURAR CON MATERIALES BLANDOS. Desde la propia utilización de materiales algo menos rígidos que aquellos que se tratan de conservar y reforzar (cales hidráulicas, morteros plásticos, madera algo deformable, anclajes y cosidos dúctiles, etc.), hasta un concepto de intervención *light* en la que la levedad de los elementos nuevos introducidos (intervenciones muy puntuales, estructuras en su mínima expresión, vidrio y madera como materiales de completación, etc.) no sobresalen sobre el material conservado y apenas alteran la forma de trabajar de las estructuras originales.



En las fotografías superiores se muestra el efecto que produce sobre una fábrica tradicional de ladrillo con mortero de cal, sometida a un flujo de agua trasero en su contención de tierras: el rejuntado con mortero de cemento mucho más rígido e impermeable provoca que el «material de sacrificio» pase a ser el ladrillo en vez del mortero.

Al paso del tiempo el ladrillo se ha arenizado desapareciendo, mientras que en una reparación «blanda» hubiese bastado rejuntar de nuevo con mortero de cal, siendo preferible una degradación lenta de este material que la desaparición del principal.

Haremos un rápido recorrido sobre varios ejemplos de restauraciones ya finalizadas donde la intervención es la mínima indispensable para asegurar la conservación de lo existente: inyecciones de cal hidráulica para recalzar una torre, hormigones de cal para conservar murallas, técnicas de subventilación para eliminar humedades, restauración geológica de acantilados urbanos, etc.

El hilo conductor de la exposición serán los materiales que intervienen de un modo primordial en cada intervención... también ordenados de más básicos a más novedosos.

1. BARRO, YESO

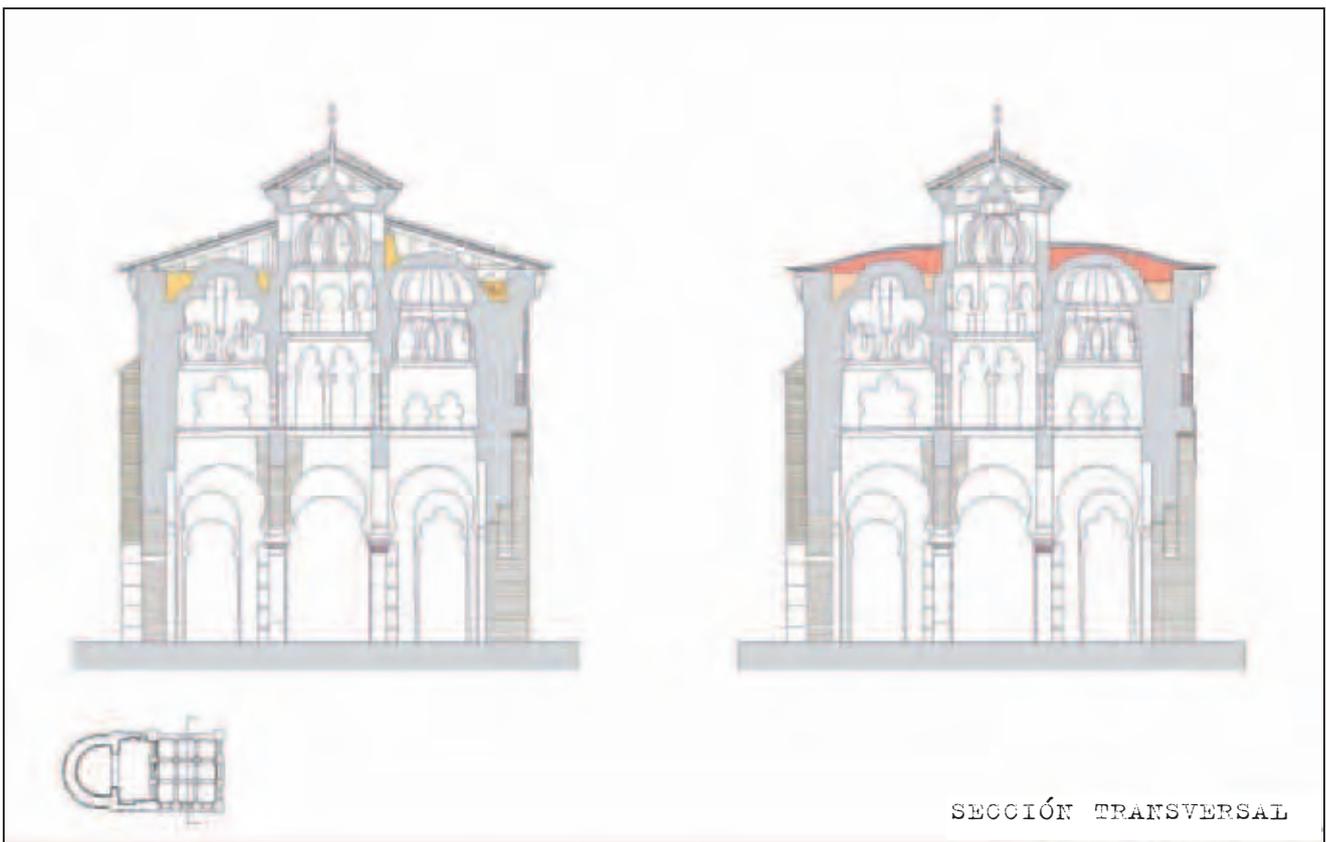


Mezquita de Bab al Mardum Cristo de la Luz (Toledo)

Un ejemplo de estructura dúctil de más de diez siglos de antigüedad.

Además de sorprendente uso de morteros de yeso con viruta de madera mezclada para conseguir más elasticidad en sus fábricas, tras una intervención con metodología arqueológica descubrimos el sistema de cubierta original, consistente en realizar un relleno de arcilla con algo de cal todo el espacio intersticial sobre las bóvedas hasta formar exteriormente una única y aparente envolvente de cúpula con una linterna central.

Se reproduce la sección principal antes de la restauración con una cubierta de madera que tapaba la linterna y la solución recuperada original tras la restauración.

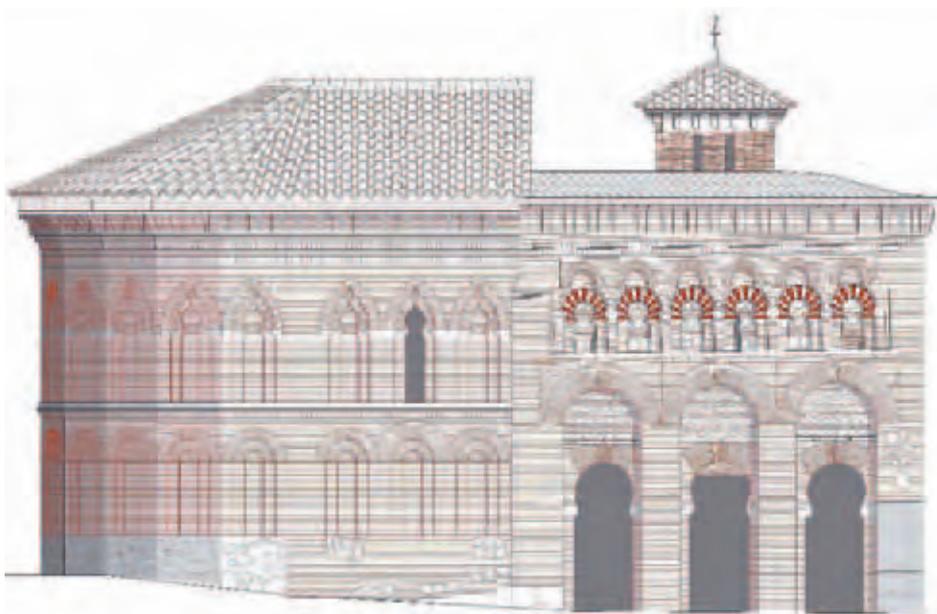




Reparación con yeso de las bóvedas partidas y relleno con arcilla y cal hasta conseguir de nuevo el perfil original de la cubierta.



La cubierta recién concluida con la linterna central restaurada. Las cubiertas manifiestan en el corte la ampliación cristiana del ábside mudéjar adosado dos siglos después de la construcción de la mezquita.



2. CAL GRASA, CAL HIDRÁULICA



Iglesia de Villamuriel del Cerrato (Palencia)

La torre presentaba fuertes agrietamientos y había entrado en un proceso acelerado de ruina que, aunque monitorizado, denotaba una disgregación interna de las fábricas.

Tras un rejuntado de sus sillares exteriores se procedió a realizar inyecciones de cal hidráulica que iban colmatando y aglomerando todo el interior de las fábricas, llegándose a inyectar el 5% del volumen total de los muros.



A medida que la cal llegaba a las zonas disgregadas, los movimientos monitorizados se reducían hasta la total estabilización (ver gráficos inferiores).

El aspecto final tras la restauración se aprecia a la derecha.



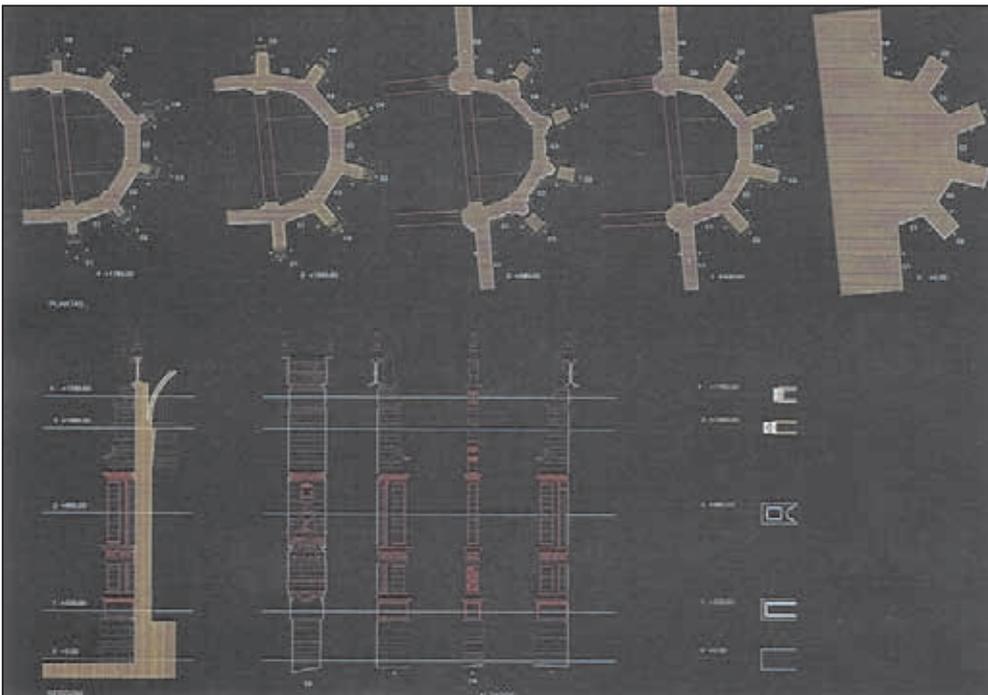
3. MORTERO DE CAL



Iglesia de Santa María del Salvador de Chinchilla (Albacete)

Magnífica iglesia donde se mezclan los estilos gótico, renacentista y barroco.

El elemento de mayor importancia es su ábside, principio de una inacabada ampliación renacentista de la iglesia gótica anterior.



Planos del ábside, con clara influencia de la arquitectura de Diego de Siloé.



Un material clásico en las construcciones históricas, como es el mortero de cal, es perfecto para realizar «empastes» en un nivel algo rebajado de los sillares deteriorados y erosionados.

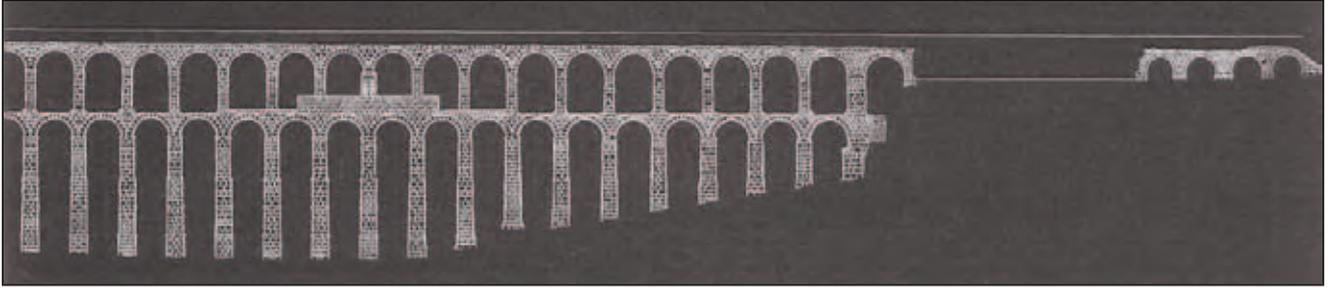
Siempre será preferible esta solución, que mantiene todo el paramento original y la lectura de lo nuevo y lo antiguo, a la de chapar con nueva piedra recortando para ello la fábrica original, que queda artificialmente renovada.



Con un armazón interior de fibra de vidrio podemos utilizar el mortero de cal incluso para reintegrar volúmenes y reconstruir elementos decorativos desaparecidos.



4. MORTERO DE CEMENTO BLANCO



Acueducto romano de Segovia

En vez de hacer sustituciones de sillares, lo cual haría necesario desmontar las estructuras de arcos o pilares, se realizan completaciones *in situ* con piedra artificial (el mortero de cemento es aún menos resistente que el viejo granito del acueducto), manteniendo la independencia del sillar sin que se una a los colindantes.



Esta solución es pasiva, sin producir ninguna descarga (la foto superior no es un apeo, sino un encofrado), ni tampoco lo contrario, ya que sólo entra a trabajar el nuevo material poco a poco cuando la estructura así lo necesite.



5. HORMIGÓN DE CAL



Murallas de Atienza (Guadalajara)

Grandes farallones construidos con sillarejos al exterior y relleno interior de hormigón ciclópeo.

El hormigón de cal se constituye en un material similar al original para restañar grietas y paños desaparecidos.

Se tiene especial cuidado en que su textura exterior también sea cambiante con la inclinación del sol, por lo que se utilizan encofrados de tablilla estrecha recortados contra los restos de muros originales, que dejan también los paños actuales en un plano rebajado o retrasado respecto a los existentes.



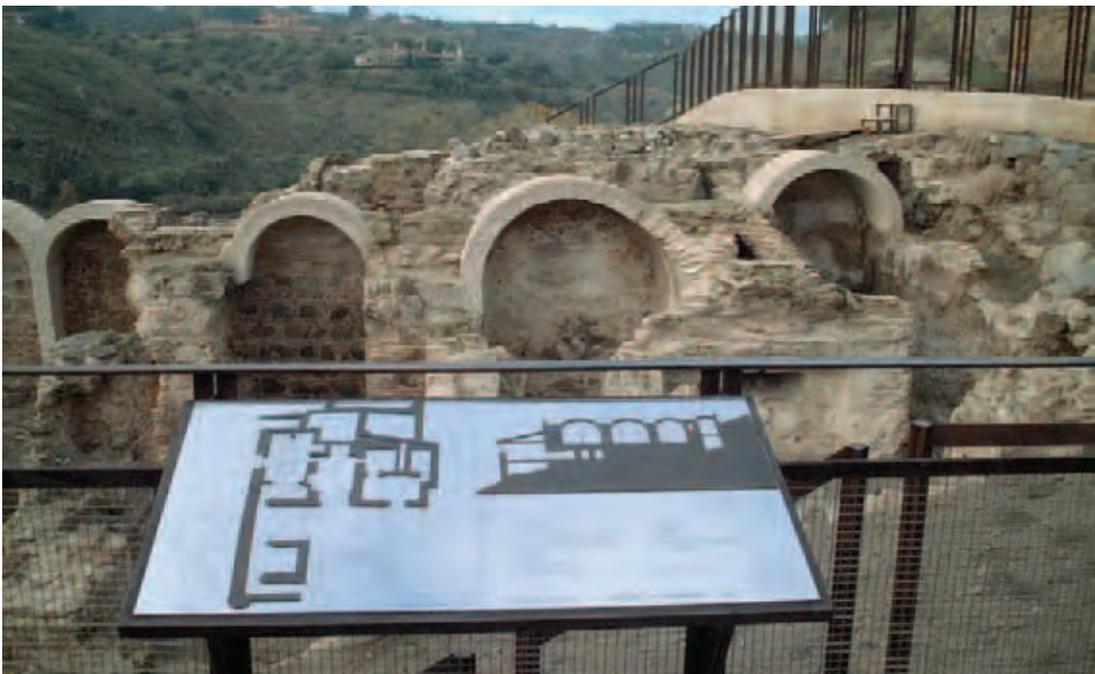
El mismo material se utiliza para las bases rocosas erosionadas y socavadas, dejando asomarse las piedras más salientes...

así como para construir una «roca» totalmente artificial con paños triangulares al modo de una expresiva papiroflexia.



Baños árabes de Tenerías en Toledo

En este otro caso el hormigón de cal se utiliza para reconstruir bóvedas desaparecidas como el método constructivo más conservacionista, ya que se deja hasta el mínimo resto de fábrica de ladrillo existente integrado en la reconstrucción.

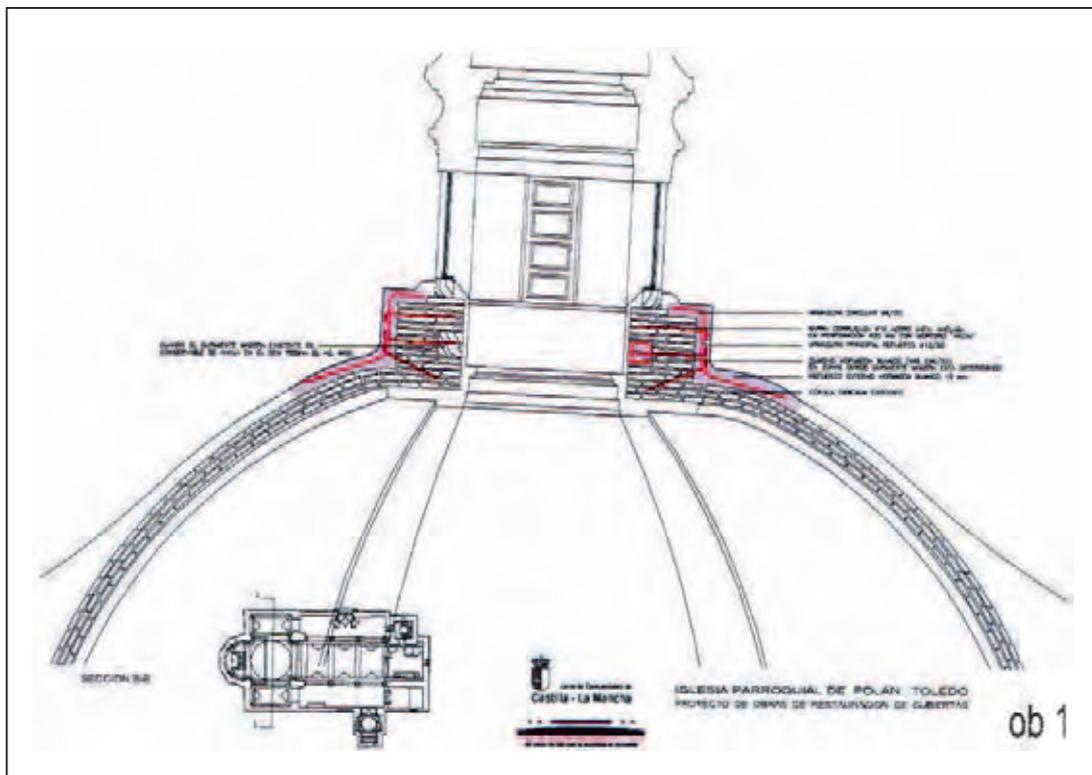


6. HORMIGÓN ARMADO



Cúpula de la iglesia parroquial de Polán (Toledo)

El hormigón armado, muy denostado en ciertos círculos «puristas» por ser un material ajeno a los tradicionales, permite en ocasiones (como ésta) realizar una consolidación de la linterna inclinada de esta cúpula sin alterar su perfil exterior, reforzando sólo localmente donde es estrictamente necesario.





Estado del tambor del cupulín durante la restauración, al descubrir la fábrica deteriorada.



La cúpula tras la consolidación y la nueva cubierta de plomo.





Castillo de Castrovido, Salas de los Infantes (Burgos)

El hormigón (blanco) armado permite en este caso construir una estructura mínima que ancla, se apoya y arriostra las potentes fábricas medievales que quedan en pie o que se reconstruyen mediante una anastilosis del material caído.

Al mismo tiempo esta nueva estructura recupera los antiguos niveles del interior del torreón y los hace accesibles hasta las almenas.





Recreación virtual del torreón restaurado y convertido en un espacio museográfico.

7. LADRILLO



Bóveda en Arcos de la Frontera (Cádiz)
(Reproducción de la cripta del palacio de Carlos V en la Alhambra)

Aunque el original es de piedra, este material (rasilla vista) sirve para reproducir el sistema constructivo tradicional de las bóvedas tabicadas al construir ésta de 14 m de diámetro.

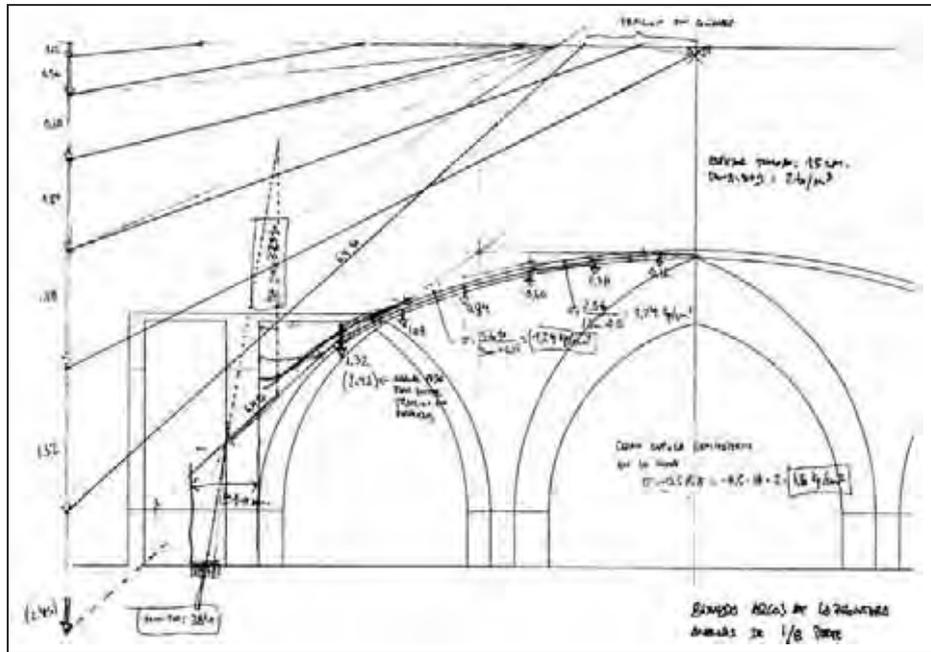




Las piezas de madera, más que cimbras, son sencillamente directrices en el espacio para el trazado geométrico de la bóveda.

La rigidez de los lunetos (y de los gruesos muros de encofrado perdido de ladrillo con relleno interior de tierra del lugar) permite ir levantando la primera capa de rasilla recibida con yeso sin apuntalamientos a 7 m altura sobre el suelo. Dos capas posteriores adicionales de ladrillo que se cruzan con la anterior, esta vez recibidos con mortero de cal, constituirán el grueso definitivo.





Hasta el dimensionamiento de la bóveda se hizo por métodos gráficos, determinando el grosor en el arranque para que no existiesen tracciones.

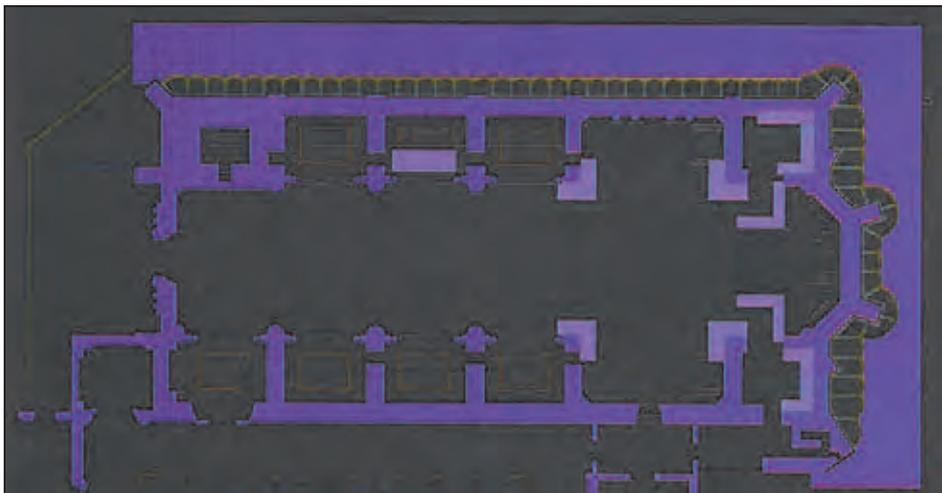
Una vez cerrada la clave de la bóveda (una piedra octogonal), los operarios, que construían algo así por primera vez, confiaron totalmente en la rigidez de la construcción que, a la sazón, no tenía armaduras ni «hierros» por ningún lado.





Monasterio de San Jerónimo de Granada (Cámara bufa perimetral en el subsuelo)

El ladrillo sirve ahora para realizar bóvedas verticales de contención del terreno y semiarcos, a modo de arbotantes contra la cimentación del edificio, que generan una cámara para ventilar las fábricas llenas de humedad.





El ladrillo permite, además de su manejabilidad, que las bóvedas verticales sean permeables al paso del agua que presione el trasdós.



También el ladrillo se utiliza para formar la solera base y la canal sobre la que ha de discurrir el agua que entre en la cámara.

Ni si quiera se recibe, estando en contacto con el terreno y mejorando también la evaporación a través del mismo.



Desde la cámara se puede recorrer todo el perímetro de la cimentación del templo.

Perforaciones a las criptas interiores así como rejillas de ventilación a la calle, justo encima, permiten una constante aireación y que el terreno pierda su humedad natural que, sobre todo en invierno, afloraba y se condensaba en el interior del templo a través del pavimento de mármol.



Iglesia de San Sebastián de Requena (Valencia)

En este caso el ladrillo se utiliza como un adoquín cerámico, realizando un pavimento de tiras de ladrillo colocado en seco sin recibir (se receba con arena para acuñarlo y fijarlo), de modo que queda un pavimento totalmente transpirable y que se adapta a los desniveles que tenía el interior de este suelo excavado en roca.



8. BOVEDILLA CERÁMICA



Pavimento interior de la iglesia parroquial de Polán (Toledo)

El pavimento existente (no era el original) eran baldosas hidráulicas totalmente sueltas y levantadas por la humedad, al estar colocado directamente sobre el terreno.



En la rehabilitación del interior se proyecta un nuevo pavimento de granito colocado sobre una solera de hormigón con calefacción mediante tubos de agua para suelo radiante.



Para permitir la evaporación de la humedad del subsuelo se realiza una solera ventilada con bovedillas cerámicas bajo la losa de hormigón del nuevo pavimento.

Todas las bovedillas están alineadas (colocadas boca abajo) y en contacto directo con el terreno (en este caso con enterramientos muy superficiales), ventilándose después al exterior en dos fachadas opuestas de forma pasiva, por la diferencia de soleamiento.

Sobre las bovedillas se coloca un plástico y después armadura de solera, calefacción y pavimento.

Para darse una idea de la resistencia de la cerámica repartiendo la carga hacia el suelo, tuvo que entrar una grúa de gran peso al interior para pintar el interior de la cúpula una vez terminado el pavimento.



9. MAMPOSTERÍA



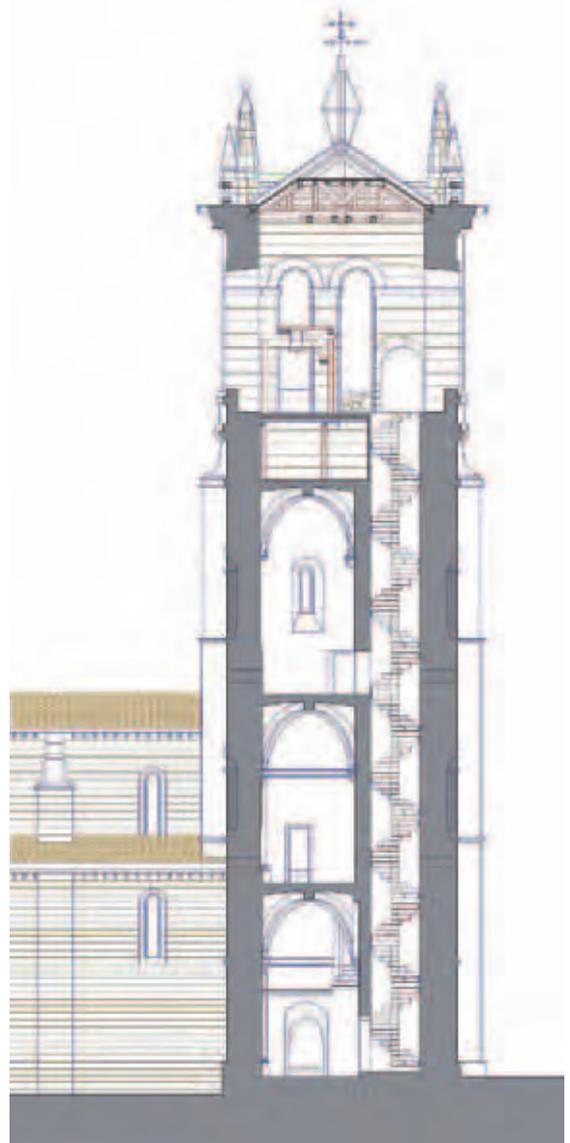
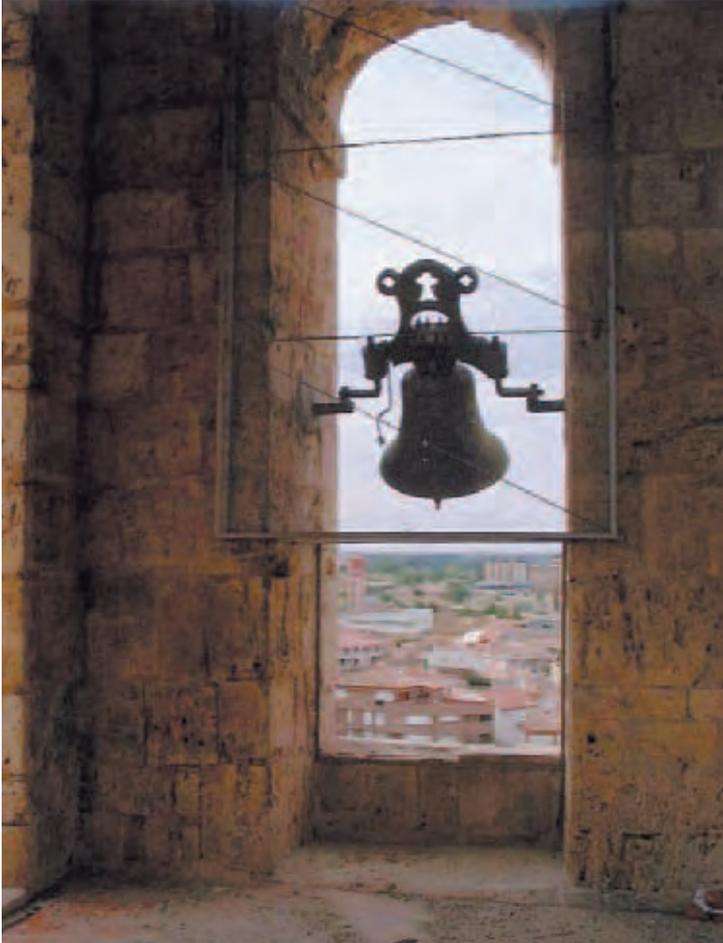
Acantilados del puerto de Mahón (isla de Menorca)

La mampostería de piedra es «más blanda» que los salientes rocosos socavados, y se utiliza para consolidar oquedades y para confinar cantiles deleznable.



10. MADERA

Forjado del campanario de la torre de la iglesia de Villamuriel del Cerrato (Palencia)



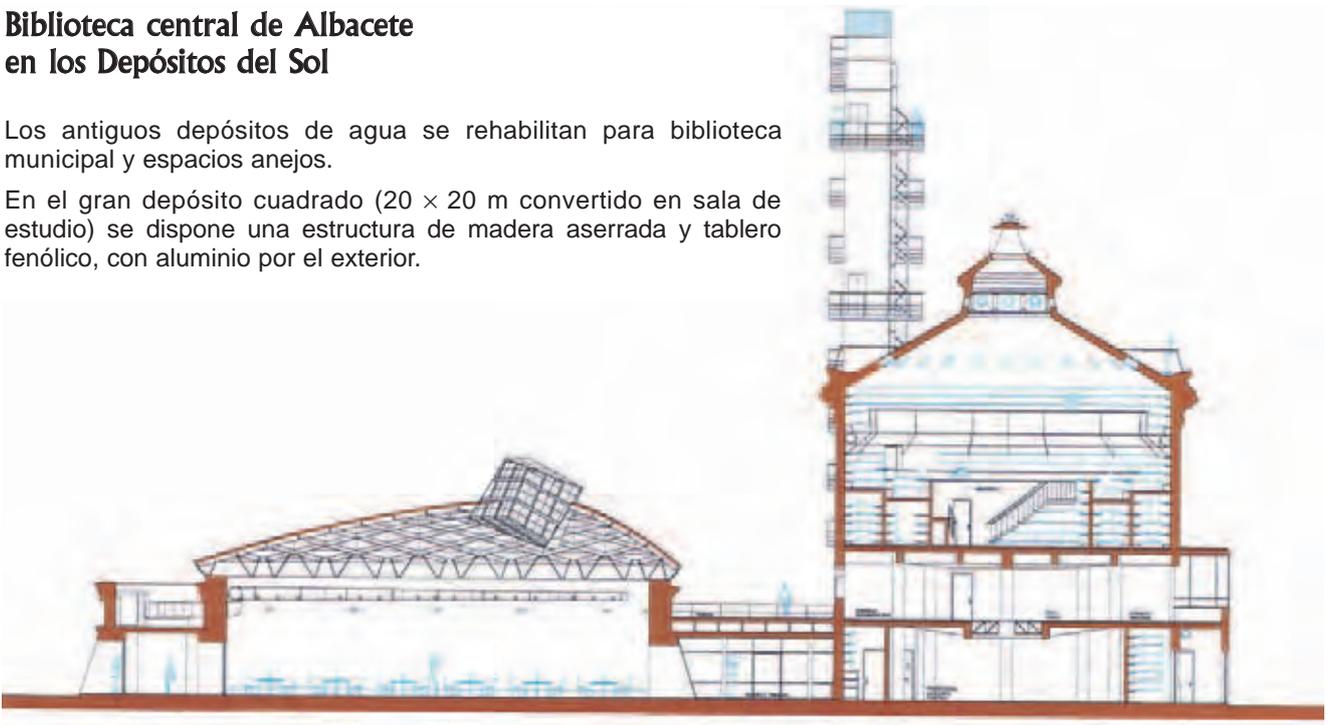
Nervios de madera reproduciendo la proyección de las bóvedas góticas inferiores, formando la estructura portante junto con tableros fenólicos. Sobre ellos, directamente un pavimento de ladrillo en seco.

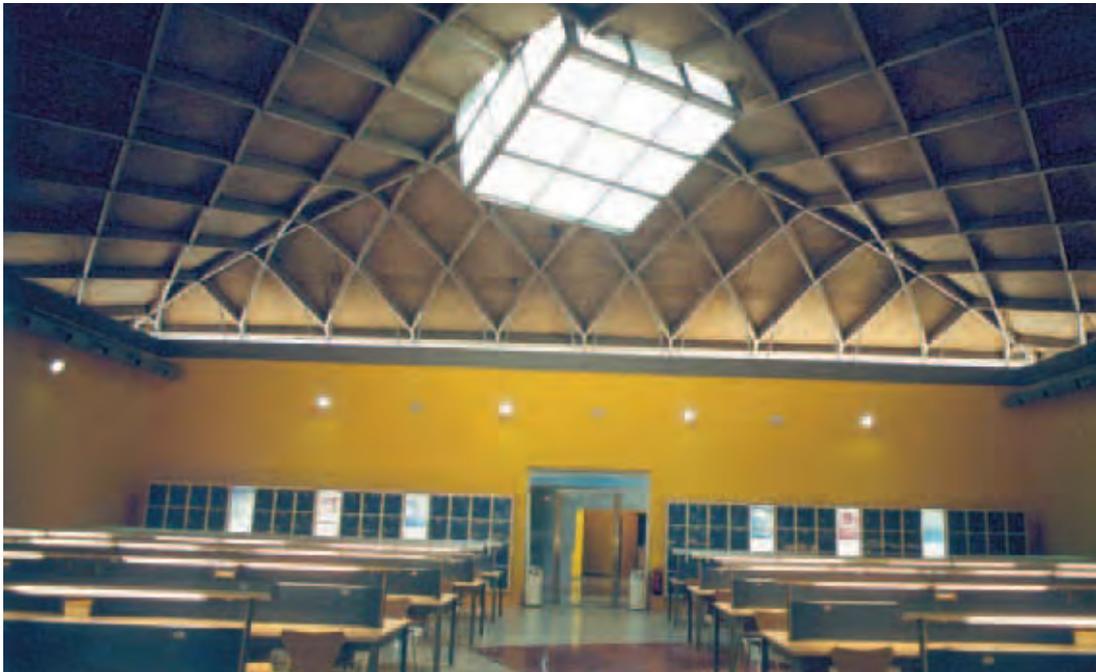


Biblioteca central de Albacete en los Depósitos del Sol

Los antiguos depósitos de agua se rehabilitan para biblioteca municipal y espacios anejos.

En el gran depósito cuadrado (20 × 20 m convertido en sala de estudio) se dispone una estructura de madera aserrada y tablero fenólico, con aluminio por el exterior.



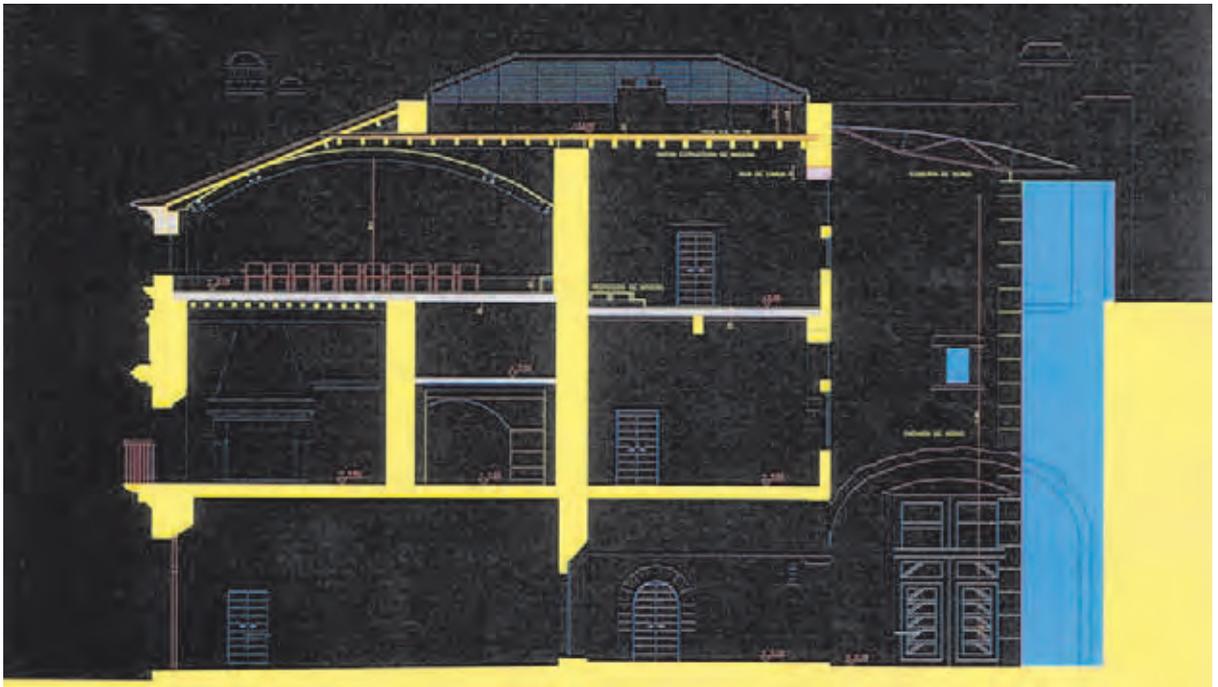


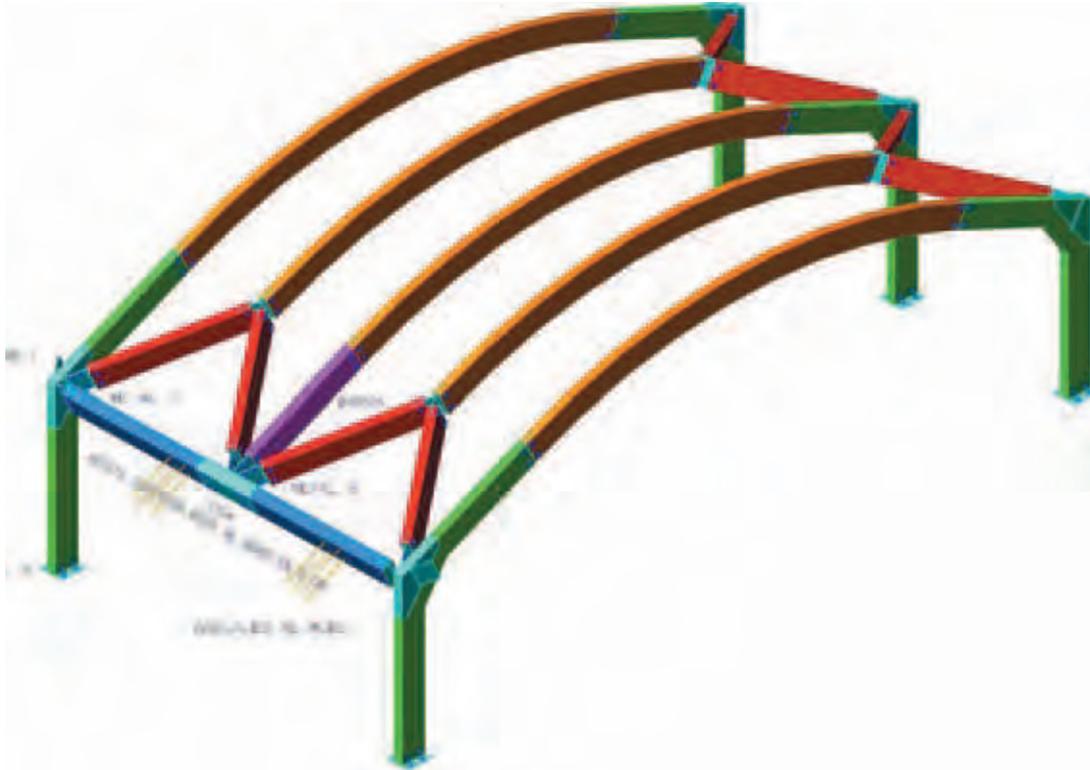
La madera constituye una estructura mínima para cubrir y definir un volumen adicional en este espacio.





Palacio de los Barrantes-Cervantes en Trujillo (Cáceres)





La estructura de madera laminada y la ripia de tabla de madera constituyen la estructura que cubre el salón de actos ubicado en el bajo cubierta.





Aparte de la excelente calidad formal (que mereció la concesión del Premio al Diseño de Construcción en Madera de Extremadura), la madera se mostró como un material con unas excelentes cualidades de acondicionamiento acústico.



11. VIDRIO



En el mismo palacio de Trujillo se utilizan piezas de vidrio unidas con silicona para levantar una pared «estructural» de 13 m de altura que cierra el patio utilizado como *lobby* del centro.



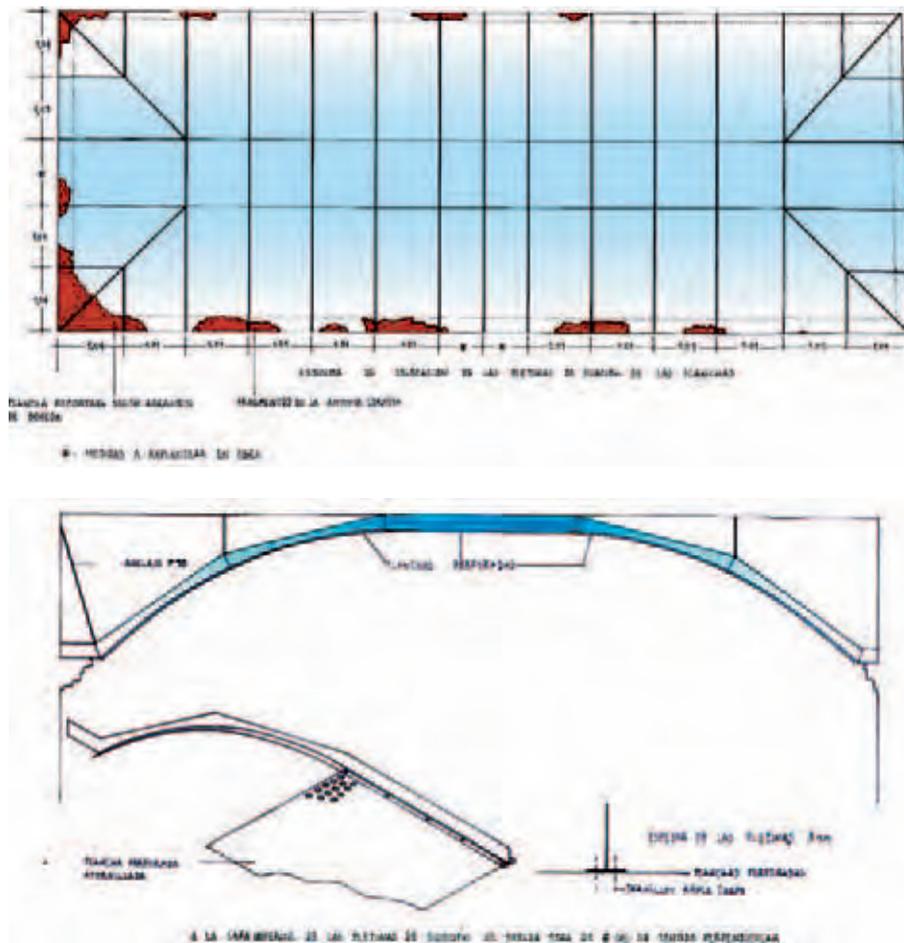
12. ACEROS



Sacristía de la iglesia de Santa María de Requena (Valencia)

Hasta el acero se puede presentar en algún caso como el material más «blando», más conservacionista con los restos existentes.

La bóveda barroca desaparecida de esta sacristía se reproduce con chapa perforada pintada de negro que mantiene de un modo «arqueológico» hasta el más mínimo resto de cornisa o decoración de su interior.

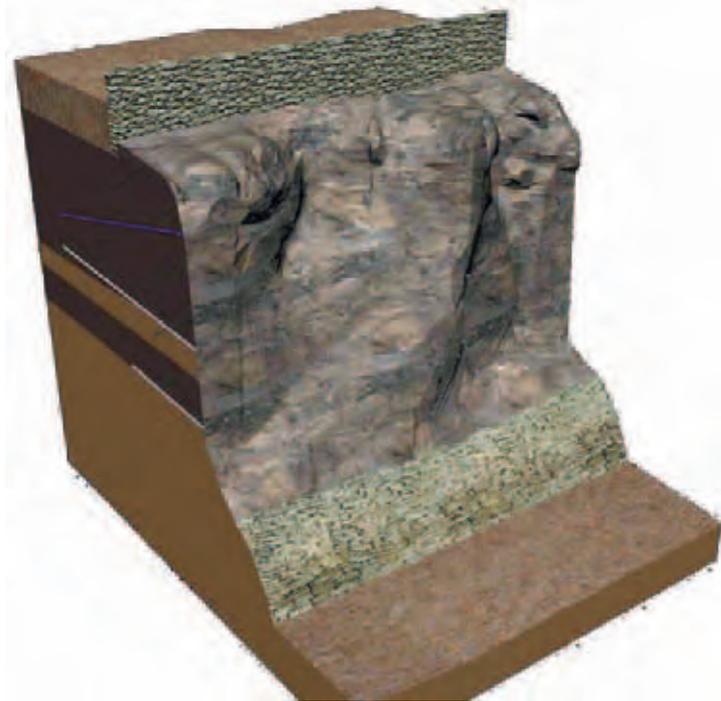




El acero inoxidable sirve también para hacer junto con unos tableros fenólicos una mínima estructura a modo de puente entre la torre y la cubierta para posibilitar el acceso para mantenimiento.

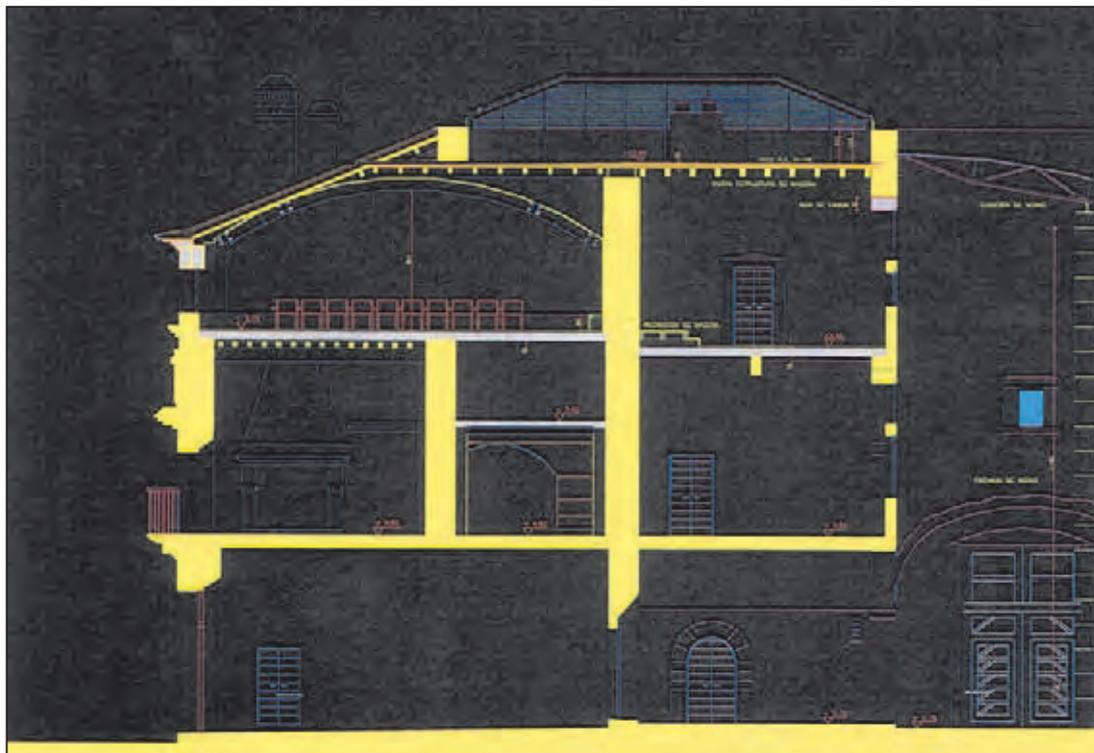


13. FIBRAS



Peñas de Santa Marta en Zamora

Fibras de vidrio y de carbono (en los acantilados de Mahón) para anclar de modo invisible acantilados pétreos asegurando cualquier cuña de deslizamiento posible.

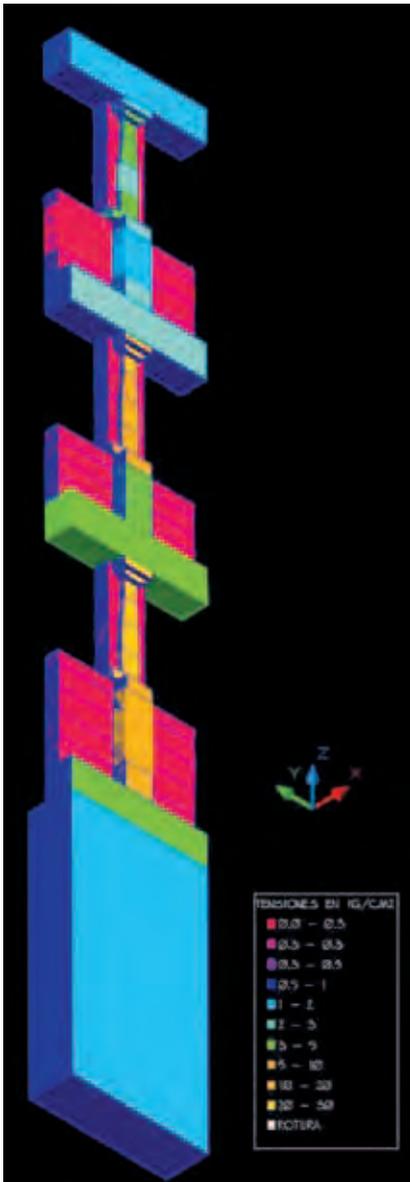




Las fibras, inalterables por las sales existentes en el agua filtrada del saneamiento, permiten realizar lo que hemos llamado restauración geológica de acantilados urbanos.



14. NADA



Edificio «Doña Jacinta» en la plaza de la Corredera de Córdoba

Este último «material» ficticio quiere recordarnos que, en muchos casos, no es necesario intervenir.

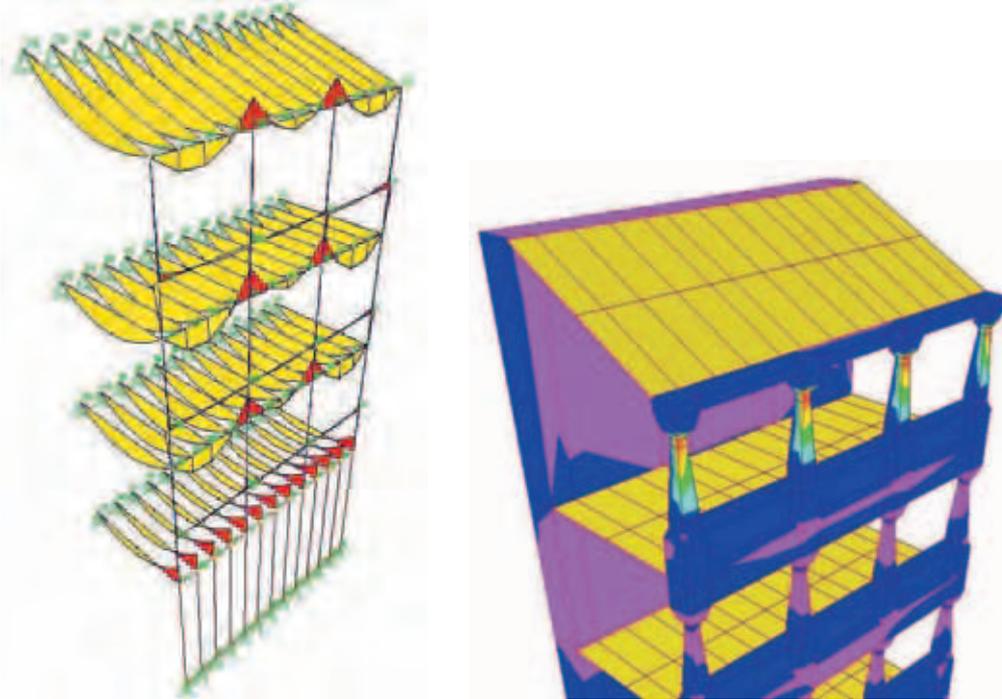
La estructura de este edificio, el más antiguo de la plaza Mayor de Córdoba, estaba desahuciada, dado que, los elementos portantes de su fachada –sus columnas– están hechos de una caliza que rompe a 80 kg/cm².

A ello había que añadirle el precario aspecto y la falta de conservación de los elementos de madera.

Un análisis de cuáles son las tensiones máximas que han de resistir nos proporciona 20 kg/cm², por lo que la reserva de resistencia está por encima de los márgenes de seguridad habituales o normativos.

Una estructura que sólo necesitaba ser «entendida» para que pueda seguir funcionando.





Debemos utilizar la tecnología a nuestro alcance para minimizar la intervención.

El ordenador debe servir para validar situaciones que intuitivamente se nos antojan inestables o inseguras.

Desgraciadamente suele ocurrir demasiadas veces lo contrario: una estructura que lleva funcionando muchos años, que ha resistido el paso de los siglos, no soporta nuestro análisis especializado y hay que someterla a refuerzos que hasta ese momento no necesitaba.



CONCLUSIONES

Al igual que el criterio de la mínima intervención es el que menos elementos destruye en el edificio que pretendemos restaurar, la utilización de materiales más blandos que los originales dejará automáticamente nuestra intervención en un segundo plano y su incidencia mecánica y presencial no será lesiva tanto para los materiales existentes como para los propios espacios sobre los que intervenimos.

Cabe siempre preguntarnos si nuestra intervención en un edificio histórico ha conservado sus elementos y le ha añadido nuevos valores o, por el contrario, lo hemos alterado de tal manera que ya es irreconocible y lo que hemos mantenido es meramente anecdótico... Reflexionen ustedes sobre restauraciones conocidas.

Algunas publicaciones del autor relacionadas

1. «Restauración de la cubierta del teatro municipal de Almagro». *Informes de la Construcción*. n. 429. Madrid, enero-febrero 1994. pp 15 a 22.
2. «Análisis Vectorial Automático en la Restauración de Monumentos». *1^{er} Congreso Nacional de Tecnología en la Arquitectura*. E.T.S.A. Madrid 1994, libro 2 pp 347 a 357.
3. «El acueducto de Segovia». *Informes de la Construcción*. n. 437. Madrid, mayo-junio 1995. pp 5 a 31.
4. «Análisis Vectorial Automático en la Restauración de Monumentos». *La ciudad y sus murallas*. Universidad de Granada 1996, n. 2 pp 355 a 374.
5. «Tecnología previa a la restauración de edificios históricos», *Informes de la Construcción*. n. 460. Madrid, marzo-abril 1999. pp 5 a 15.
6. «Consolidación y restauración de las Murallas de Atienza. Guadalajara», *Cuadernos del Patrimonio* nº 4, Universidad de Alcalá, enero 2001.
7. «Biblioteca Municipal de los Depósitos del Sol de Albacete». *DDA Detalles de Arquitectura*. Madrid 2001, pp.80 a 105.
8. «Hormigón y vidrio para recuperar el torreón medieval de Castrovido», *Revista oficial del Colegio de Arquitectos de Burgos*, año III nº 7 primer trimestre 2002, pp. 10 y 11.
9. «Estabilización de acantilados urbanos mediante técnicas de restauración geológica». *Revista de Obras Públicas*. Madrid, marzo 2003. pp 49 a 56.
10. «Iglesia de San Miguel Arcángel en Canet lo Roig (Castellón)». *Recuperem Patrimoni*. Valencia, mayo 2003, pp. 100 a 105.
11. «Termas Romanas de Amador de los Ríos en Toledo». *Restauración y rehabilitación*. Valencia, febrero 2005, pp. 38 a 45.
12. «La Intervención en las Termas Romanas de Amador de los Ríos nº 5». *Arqueología romana en Toletum: 1985-2004*. Toledo, abril 2005, pp. 17 a 53.
13. «Baños de Tenerías: materiales modernos para recuperar restos antiguos». *Baños árabes en Toledo*. Toledo, junio 2006, pp. 69 a 79.
14. «Palacio Barrantes Cervantes, sede de la Fundación Obra Pía de los Pizarro». *Rehabilita 06/07*. Plasencia, abril 2007, pp. 48 a 57.

Páginas web relacionadas

Oficina de Arquitectura Francisco Jurado: <http://www.franciscojurado.es>

Extenso artículo sobre el Acueducto de Segovia: <http://traianus.rediris.es/textos/segovia.htm>

Asignatura de la Escuela de Arquitectura: <http://www.aq.upm.es/ee/e96-550/fjurado/welcome.html>

Artículo: Tecnología en la Restauración de Edificios Históricos: <http://www.tirant.es/monocnt?dald=3>

Una estructura que sólo necesitaba ser «entendida» para que pueda seguir funcionando.

MESA REDONDA SOBRE

Diseño y Control

MODERADOR:

D. César SAGASETA MILLÁN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. PRESIDENTE DE SEMSIG

MIEMBROS DE LA MESA:

D. Carlos OTEO MAZO

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

D. José María RODRÍGUEZ ORTIZ

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

D. Francisco JURADO JIMÉNEZ

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

César Sagaseta Millán (Presidente)

PRESIDENTE DE SEMSIG. UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Invito a los ponentes a acercarse a la Mesa para comenzar con el debate programado sobre los asuntos tratados en la Mesa de Diseño.

José María Echave Rasines+

PRESIDENTE DE AETESS. TERRABAUER

En realidad, no es una pregunta, sino para tranquilizar a don José María y romper una lanza a favor del *jet-grouting* en los recalces, sobre lo que quiero destacar dos aspectos.

El primero: Es verdad que se manejan las bombas de *jet* con presiones de trabajo muy altas –entre 400 y 800 kilos e incluso más– y que, efectivamente, esto puede dar lugar a problemas si no se tienen precauciones. La precaución es muy importante en el trabajo del *jet-grouting*. En todo momento la perforación y el punto de inyección en la columna debe estar en comunicación con la superficie para que la presión –que en el fondo se transmite como una energía– no dé lugar –si el taladro se cierra– a que se transforme en energía directamente dentro del terreno y provoque una situación muy desagradable para el edificio, como él nos decía.

Por tanto, la precaución más importante del *jet* es tener perfectamente comunicada la zona de inyección con la superficie para que la presión hidrostática en ese punto sea la presión de la columna.

El segundo: Respecto de la anécdota que nos ha contado de que cuándo hay que parar una inyección, hay que pararla rápidamente; entiendo que es algo que nos ha contado basado en una experiencia suya –y quiero decirle que actualmente tenemos sistemas de detección de deformaciones que podemos fijar en milímetros, que cortan directamente la inyección en la bomba cuando detectan un movimiento superior al permitido.

Yo quería contar una anécdota sobre un *jet-grouting* horizontal que se hizo al construir una bóveda para pasar un canal debajo de una autopista, la autopista que une Munich con el noroeste de Alemania. La bóveda se hacía –creo recordar– a 500 mm de la superficie, y se pudo construir gracias a este sistema de precisión en la detección en los movimientos del pavimento, pudiendo mantener la circulación del tráfico durante toda la obra sin ningún problema. Previamente se hicieron unas columnas en un campo de pruebas fuera y se constató que el sistema de medición funcionaba correctamente antes de comenzar el trabajo.

José María Rodríguez Ortiz (Ponente)

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

Bueno, era previsible esta intervención. Yo no quiero destrozar un mercado; me parece bien siempre que el terreno sepa que tiene que mantener la salida libre. Lo peor es cuando el terreno es un poco malo –y por eso estamos trabajando– y de repente hay como un colapso dentro del propio terreno que te atasca la salida, y entonces aquello entra en carga.

Después hay un problema. Esto de la hidráulica es muy malo. Cuando tú tienes una masa a 500 bares rellenando un circuito y ejerciendo una presión, aunque tú cortes la bomba, aquello sigue y retiene la presión; entonces se tiene que

poner una onda de retorno de aflojamiento de la presión. Pero porque tú cortas aquí en boca de tobera, no va a bajar la presión instantáneamente en todo el circuito. Esos pequeños detalles –y estamos hablando de segundos– son los que hacen que, de repente, una galería de servicio con una línea de 200.000 voltios se levante. Pero, bueno, no pasa nada; vamos a seguir utilizándolo.

Carlos Oteo Mazo (Ponente)
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

Lo que sí queda claro de esta pequeña discusión es lo importantísimo que es, en estas obras de monumentos históricos o singulares, la instrumentación y el control. En lo que está insistiendo José María es que hay que controlarlo y mantener unos criterios y la posibilidad de que se obedezcan inmediatamente las órdenes. Las órdenes se podrán cambiar luego veinte veces; pero, una vez establecido ese criterio, tiene que haber un sistema de medida de auscultación continuo, y no vale decir: «Lo miro una vez al día.» No. Si ese señor está inyectando, el sistema de medida tiene que ser continuo, y alguien lo tiene que estar mirando. Hoy en día tendemos a hacer cosas automáticas; muy bien. Pero lo tiene que vigilar alguien, o tiene que haber un dispositivo de corte o aviso de que se han producido los milímetros que sean. Muchas veces se empiezan a hacer obras de este tipo, de recalces o preventivos, y el gran problema es que la auscultación se deja como a un lado, o como mucho, se mira una vez al día y durante las 20 horas del día en que están trabajando. Se mira al final o al principio, y, sin embargo, en esos momentos la vigilancia tiene que ser prácticamente continua. Y lo hemos hecho. Yo recuerdo alguna intervención en la que hemos estado controlando constantemente la referencia, con lo cual teníamos dos topógrafos que se cambiaban cada hora porque no aguantaban; al estar constantemente mirando, acabas distrayéndote. Eso es importantísimo, con el *jet-grouting*, con los micropilotes, con cualquier cosa.

Franciso Jurado (Ponente)
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Otro factor de peligro –en las intervenciones en el subsuelo– a tener en cuenta, cuando hablamos de intervenciones en edificios históricos, es decidir si algo es un daño o una patología, o no implica ya un problema. Por ejemplo, si decimos: «Este edificio se está hundiendo», hay que pararlo. Entonces, esas intervenciones lo que han hecho ha sido fijar o rigidizar determinadas partes del edificio mientras otras siguen a su aire hundándose poquito a poco a una velocidad de centímetros por siglos. Por ejemplo, el Cristo de la Luz: Si vemos la fachada por la que se accede, tiene 12 centímetros de hundimiento la parte derecha, la parte que le castiga el agua en la pendiente respecto a la izquierda. Lleva 1.000 años, y en 1.000 años ha bajado 2 centímetros; pero yo no me voy a poner a recalzar ese edificio ni mucho menos. Yo ahí lo que he hecho es meter barro para dejar que continúe siendo dúctil. Si cometemos el error de que, para que no se hunda más, le metemos ahí cinco o seis micropilotes, o los que hagan falta, en ese machón que aparentemente se hunde, lo que probablemente hagamos es romper el resto edificio, porque aquello continuará deformándose poco a poco; el resto, no esa parte que nosotros hemos rigidizado.

Otro tema es sobre las intervenciones que hacemos con hormigones, no solamente con *jet-grouting*, sino con cualquier tipo de cimentación o recalce. Pensemos en las barreras que se hacen al agua, a los flujos del agua, y no quiero decir ya casos gloriosos en los que el *jet-grouting* ha sacado calaveras a flotación. Claro que no es un problema del método; el problema es por qué se decide intervenir de esa forma tan dura en algo que no tenía ese daño. Yo he visto casos en Valencia de recalzar un patio porque estaba desplomado hacia afuera. Pero hacia adentro no se puede desplomar. Históricamente, al igual que todos nos vamos encorvando con el tiempo, pues también los edificios se van abriendo por arriba o deformándose hacia afuera. Pero de ahí a intervenir en el suelo, es como si a una persona que está jorobada por la edad le apretamos los tobillos para que no se incline; al final, terminan rompiéndole el talón de Aquiles, seguro. Cuidado con cuándo se tome esa decisión... Reconozco que somos los arquitectos muchas veces los responsables de los monumentos, con aquello de que: «Yo lo que quiero es quedarme tranquilo.» Yo siempre digo que sale más barato que el hombre se pague una sauna y se vaya a casa. Esa tranquilidad sale más barata que intervenir con dinero público en el edificio y fastidiarlo. Sin embargo, podemos ver cantidad de intervenciones en las que se han hecho cosas absolutamente duras –incluso yo puedo haber hecho alguna también– en las que, cuando ves: «Mira los micropilotes que he metido donde estás», «Están en la cueva ésta o allí», «Fíjate el cemento que inyectamos donde estaba» –y todas estas cosas te obligan a reflexionar–, más vale ir poco a poco que ir «a lo bestia» desde el principio.

José María Rodríguez Ortiz (Ponente)
E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

Yo diría que, por lo menos, el 30 por ciento de los recalces que se hacen no harían falta. Están hechos en sitios que están quietos y estabilizados. Nos llaman y nos dicen que hay unas grietas, y dices: «¿Qué pasa? ¿Se está moviendo?» «¡Ah! No sabemos; pero es que fíjate.»

Carlos Oteo Mazo (Ponente)
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

Por eso insistíamos antes en esa especie de decálogo. Ante todo, hay que comprender, estudiar y, lo antes posible, instrumentar. A ver si el monumento está quieto, si está lo suficientemente quieto para saber cómo comenzar a meter mano en el asunto. Hay grietas que hemos convivido con ellas durante años. En el laboratorio de Geotecnia, en la

Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, un edificio que no es histórico (es del año sesenta y ocho); en las grietas yo podía meter la mano, e iba todo los días a trabajar. Lo único que me preocupaba es que, de vez en cuando, se rompía alguna lucernario de cristal y te podía caer un cristal en la cabeza, y los cambios para que no se produjera ningún accidente. Pero, sobre las grietas, dejé de contratarlas. Llegó un momento en que me aburrí; iba muy lentamente, y aquello no tenía peligro. Años después se decidió que había que recalzar; por supuesto, sin pedir opinión a la cátedra. Hicieron una cosa burda, y un año después se volvieron a abrir las grietas. Yo nunca comprendí aquello; pero, bueno, son cosas que pasan.

José Luis Rojo Gómez)

RODIO

Quería preguntaros a los cuatro... Entre las técnicas que se están empleando para hacer los recalces, una que parece que está perdiendo un poco su capacidad son las inyecciones. Sin embargo, y viendo un poco la evolución que están siguiendo las técnicas, tanto la capacidad de control para los movimientos como de las mediciones de todo tipo dentro de las estructuras y el terreno, así como la evolución posible que tengan los materiales de inyección dentro de las estructuras –entre otros, la formación de los corales y las foraminíferas, lo que va a ser la parte biológica de los tratamientos dentro de los poros de los suelos y de las rocas–, ¿cómo veis vosotros la posible evolución de estas líneas y la participación de la Universidad con las empresas en este tipo de desarrollos?

Carlos Oteo Mazo (Ponente)

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

Don José María Rodríguez ha sido duro con las inyecciones; pero tenía que serlo, y todo lo que ha dicho lo suscribo. Sin embargo, eso no quiere decir que no se puedan usar. Lo que se pretende esta mañana es mandar un mensaje clarísimo: Las inyecciones, a veces, no van por donde nosotros queremos, y eso nos ha pasado a todos. Todo el que ha trabajado con inyección a veces las ha encontrado a bastante distancia. Cuando recordamos la Puerta del Sol, con toda la estación, y todas esas cosas... Encontraron la inyección a 50 metros, y logré parar aquello porque nos empezó a entrar el miedo sobre dónde estaban los anclajes inyectados. Había una corriente de agua, que creo que ahora se ha vuelto a encontrar de nuevo, y que inmediatamente se llevaba la lechada. Ni dejaba anclado, y encima estábamos actuando ni se sabía en qué. A mí me vino bien, porque quitamos los anclajes, miramos todo y pusimos unos puntales. Pero, bueno, evidentemente, todos hemos tenido algunos fracasos en este sentido. En Canarias, no hace mucho, en un túnel en el que hicimos unas prebóvedas y tuvimos que cambiar el sistema porque la inyección se nos iba. Había unos hilitos preferentes, y aparecía a unos metros; no aparecía donde queríamos que apareciera. Ahí lo cambié por el *jet*, y fue mucho mejor, porque en eso momentos la lechada no se va, corta más, mezcla.

Yo creo que el mensaje de José María es que con el *jet* no basta ya; hay que recintarlo, y a lo mejor hay que recintarlo con otro material. Igual hay que empezar a hacer el recinto con inyecciones de mortero, que se hacen con menos presión, o un *jet* que no tiene por qué estar a 400 kilos; yo los he hecho con 50 kilos. Se pueden reducir volúmenes, se pueden reducir presiones, puedo ampliar la perforación: que la perforación sea mucho más grande que el vástago para que alivie presiones. Ahora mismo estamos haciendo pozos de alivio en Sevilla para que la presión no levante soleras y calles. Hay que estudiar las cosas, y aun así, a veces no sale todo lo bien que queremos. La inyección hay que cuidarla muchísimo; no basta inyectar, hay que hacer un diseño y un seguimiento adecuado. Y, por supuesto, la Universidad está dispuesta a colaborar.

José María Rodríguez Ortiz (Ponente).

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

En este momento, en la caverna esta de Sol, es una de las obras que más inyecciones se están haciendo de todo tipo; pero es una inyección que se está haciendo milimétricamente, mirando bien.

Yo, por echar un poco de más leña al fuego... A veces uno lee artículos de Estados Unidos que hablan de que se probó acerca del «*netafosfato* de no sé qué», la «*poliacrilamida* de no sé qué», el «*A-N27*»... Y no, mira: lechada de cemento, gel de silicato y algún poliuretano que otro, y se ha acabado. Y me dicen... «¿Qué estáis aportando vosotros al mundo de las inyecciones, que son las mismas técnicas que hace 30 años...?» Y a lo mejor, cuando achuchas mucho, dicen: «Vamos a probar con microcemento...» Ya eso es estirarse. Yo os pediría a vosotros, que tenéis los «*potitos*» para jugar, que cuando os planteáramos el problema, no nos dierais la receta de siempre; que os esforzarais un poco y nos dierais algún producto nuevo. Eso yo creo que es un esfuerzo no sólo de la Universidad, sino de vosotros también, y entonces en equipo, como siempre, será cuando mejoraremos nuestras técnicas y haremos lo que hay que hacer: una medicina adecuada a cada terreno.

Francisco Jurado (Ponente)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Yo, por aquello de «*atmósfera*», las inyecciones de cal que yo digo se están haciendo por gravedad; o sea –imaginaos–, a menos de una *atmósfera*, la que hay ambiente. De hecho, cuando las propones, te dicen: «Eso no va a tardar nada»; y después: «Oye, pues sí que traga.» Pues, mientras trague, es porque le hace falta, siempre y cuando no estemos rellenando el saneamiento. Pero todo lo que necesita es lo que traga; estamos volviendo a aglomerar este

muro o esta mampostería. Lo que ocurre es que es un mercado en el que, claro, los arquitectos somos vistos como un diamante en bruto, a los que se les pueden proponer burradas como: «*Meta usted debajo de este edificio un parking al aire...*» Eso es algo que, bueno, yo me considero medio arquitecto medio ingeniero; soy profesor de estructuras... Entonces, como ingeniero, son cosas atractivas; sin embargo, como arquitecto es una verdadera barbaridad... ¡Pero, bueno, no habría otro sitio donde meter las cosas; tenía que ser ahí debajo...!

Yo, la reflexión que me hago cuando tengo un encargo de restauración, es: «¿Por qué vamos a intervenir aquí?»; y... «¿Lo estoy conservando o lo estoy destrozando?» A veces, cuando «intervenimos» –como se dice coloquialmente–, lo que hacemos es algo que no tiene nada que ver con conservarlo. Metemos, por ejemplo, un archivo histórico en un edificio...; entonces lo que puede pasar es que no aguante estas cargas. Aparte, es un mercado que no da dinero. A mí me ha venido un amigo, y me dijo: «Oye, que vendemos cal.» Y, claro, cuando te habla de cuánta cal tú puedes utilizar, te dice: «Bueno, es que contigo no hago negocio...» Con esto lo que quiero decir es que, a veces, la mejor solución para un edificio no da negocio; por ello, a veces, los intereses provocan otro tipo de intervenciones. En esta línea, todos hemos vivido situaciones en las que te llaman para que des un consejo, y dices: «Aquí no le pasa nada», y te dan las gracias; pero, claro, aquí no te pagan ni un duro. En cambio, alguien llega y dice que hay que hacer un estudio, y éstos sí que cobran, y hacen análisis, y después si trabajan más... Yo siempre he dicho que deberíamos cobrar como los médicos en China, que es mientras el enfermo no es enfermo; mientras está sano. Es una cosa preventiva... Tú estás sano, pues le pagas al médico; te pones malo, pues le dejas de pagar. A ver, cuando me arregle usted el tema, yo le vuelvo a pagar. Pues con un edificio, igual; vamos a cobrar por lo que ahorramos, no por lo que gastamos de más. Entonces sería fabuloso; así se minimizaría la intervención.

Por ejemplo, yo pediría responsabilidades a los que apean. ¿Por qué cuando uno quita un apeo tiene que demostrar que no se carga el edificio, y el que lo ha puesto lo ha puesto sin encomendarse a nadie...? Pues que lo justifique también. No por la «mala pinta»; eso lo sabe cualquiera. Cualquiera dice: «¡Qué mala pinta tiene!», y lo apea... Eso no es ciencia ni es técnica: eso es temor personal. Yo me he encontrado con un edificio en Valencia que lleva 70 años apeado, y eso es como si nos ponen muletas durante 30 años de nuestras vidas. Nuestras piernas seguramente se quedarán inutilizadas, y a ver quién nos las quita. Entonces, al volver a meter en carga la estructura original –que posiblemente era mucho más deformable que el apeo–, nos encontramos el problema después, cuando la decisión que se ha tomado era, en cierto modo, no quizá gratuita, pero tampoco justificada técnicamente. Bueno, son reflexiones...

César Sagaseta Millán (Presidente)

PRESIDENTE DE SEMSIG. UNIVERSIDAD DE CANTABRÍA

Hay una cosa que me ha llamado la atención significativamente en las tres intervenciones, y ahora, en lo que estáis comentando, un hilo conductor en todo: dar importancia a la deformación y a la deformabilidad. De hecho, el único número de tensión que recuerdo ahora que he oído de las tres son los 80 kilos centímetro cuadrado de la caliza de la Plaza de la Corredera, y era para decir que te daba igual. Me parece estupendo que, en un tema como este de tratamiento de edificios antiguos y de recalces y eso, se transmita que lo fundamental es el modo de deformación de la estructura: saber cuál es, cómo mantenerlo, cómo restaurarlo...

Carlos Oteo Mazo (Ponente)

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

Y no nos habíamos puesto de acuerdo.

Francisco Jurado (Ponente)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Y, sobre todo, la variable «tiempo»; esa otra variable que en los edificios históricos hay que tener en cuenta. Yo siempre decía en broma, cuando me llamaban por una fisura: «¿Te cabe la mano? Entonces no te preocupes, que lleva mucho tiempo ya.» Me preocupa más la fisura que aparece de un día para otro y que es un pelo que apenas se ve. La que lleva ya tiempo hecha, pues son años y años deformándose. La variable tiempo es una variable que hay que tener en cuenta. Cuánto tiempo lleva esto deformándose, cuánto tiempo lleva mermando su resistencia, cuánto tiempo lleva así, y qué es lo que voy a hacer yo ahora en un corto plazo de tiempo.

Yo, cuando restauro el Acueducto de Segovia, me planteo: Si lleva 2.000 años sin meterle químicas, yo no voy a meterle consolidantes... Prefiero estudiar, probar, monitorizar y hacer algo que sea, si no tanto reversible, por lo menos que sea una cosa pasiva. Si hacen falta esos enfundados –que son muy poquitos los que hemos hecho–, que trabajen al cabo del tiempo, si hacen falta, y si no, que no trabajen nunca; me da igual. Pero no he quitado sillares para poner otros, ni hemos introducido gatos para volver a recorrer, ni esos desplomes que hay; posiblemente continúan, se les sigue leyendo. Bueno, espero que se sigan leyendo, cosa que no se hace. Ése es el problema, porque yo estuve diez años con el Acueducto. Y como luego esto entra en manos, desgraciadamente, de temas políticos y temas mediáticos, pues al final resulta que está en la lista de los monumentos más en peligro, junto con la Muralla China: todo esto para coger 1.000.000 de euros. Me parece penoso que se utilice como una pelota de ping-pong a estos edificios porque salen en la prensa internacional.

Hay que tener en cuenta que una cosa lleva en pie 100, 200, 2.000 años. Anécdotas como la de un compañero que llegó a los Jerónimos, y me decía: «Pero es que esto está fatal.» Y yo le decía: «Tú, ¿cuántos edificios tienes de 300

años que estén de pie? ¿Has hecho alguno?» Como dice Jack Heimman: «*Lo más impresionante de los edificios históricos es que algunos de ellos todavía existen.*» Los que nos quedan son realmente unas maravillas que llevan cientos de años en pie; entonces, no los tiremos nosotros, y seamos conscientes de que son una joyas que quedan ahí. A ver cuántos de los edificios que estamos ahora construyendo llegan a esa longevidad. La variable tiempo es algo que hay que tener en cuenta en los monumentos históricos.

César Sagaseta Millán (Presidente).

PRESIDENTE DE SEMSIG. UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

¿Alguna pregunta más? Aún queda un poquito de tiempo.

José Joaquín Celma Jiménez

UNIVERSIDAD DE VALENCIA

Yo quería abundar en lo que ha dicho don José María. Más que avivar el fuego, a ver si soplo un poco. Creo que se ha visto bien en las diapositivas que, con el *jet-grouting*, lo que no se puede olvidar es que es un método de mejor global del terreno. Sin embargo, en algunas ocasiones se considera que es una especie de pilote; incluso se calcula. Por tanto, en primer lugar hay que tener muy claro cuál es el objetivo, qué es lo que pretende con el *jet-grouting*; y en segundo lugar, controlar los parámetros. Más incluso que controlar, instrumentar en el sentido de interpretar qué está ocurriendo ahí abajo y cuál es el resultado, e interpretar lo que está pasando.

En muchos casos, lo que se hace más bien es un control: caudal, presión velocidad de ascenso. Pero se debería incidir más, desde el punto de la ejecución, en controlar cómo nos está respondiendo, en el sentido de instrumentación, para tomar decisiones, y poder variar incluso parámetros para estimar qué es lo que ha ocurrido.

César Sagaseta Millán (Presidente).

PRESIDENTE DE SEMSIG. UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

Pues con esta última intervención damos por concluida la Mesa de Diseño y Control. Muchas gracias a todos.

Tratamiento de consolidación del Puente Romano de Córdoba

José SANTOS SÁNCHEZ

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
SITE

1. Antecedentes históricos

El Puente Romano de Córdoba fue construido sobre el río Guadalquivir, tal vez sustituyendo a uno más primitivo de madera. Puede que la construcción del Puente fuera alrededor del 167 a.C., durante la época de dominación romana (Imagen 1). Fue un importante medio de entrada a la ciudad desde la zona sur de la Península Ibérica por ser el único punto para cruzar el río sin utilizar ningún tipo de embarcación. Probablemente, la Vía Augusta que iba desde Roma hasta Cádiz pasaba por él.

A lo largo de su historia ha sufrido numerosas reconstrucciones, con frecuentes caídas de pilas y arrastre de parte de la cimentación por riadas. Estas reconstrucciones se realizaron principalmente en la época de dominación árabe, aunque también en la época de la España Cristiana, la Edad Media, la Edad Moderna y otras posteriores debido al deterioro del mismo. Dichas reconstrucciones se realizan utilizando las técnicas existentes. Como curiosidad, cabe destacar la cimentación con pilotes como la del año 1684 por José Granados: «... se profundice hasta llegar a suelo firme, y cuando no lo fuere, se hinquen estacas verdes de pino tostadas las puntas, equidistantes un pie, sobre cuyas cabezas, recortadas a medio pie por encima del terreno, se echará un derretido de mezcla y ripio a partes iguales de cal y arena de monte cuatro dedos por encima de las dichas».

Igualmente, en el año 1776 se prepara un informe para nuevas reparaciones donde se recurre de nuevo a pilotes: «... sostenida por pilotes de un pie de diámetro provistos de sus correspondientes azuches con peso de media arroba cada uno y distantes entre sí media tercia, que debía entrar 14 pies en el terreno, valiéndose de una maza de 24 arrobas disparada de una machina que levante 26 pies».

Ya en época reciente, en 1975, se realiza la última reparación, consistente en:

- a) Relleno de socavaciones existentes inmediatamente «aguas abajo» y «aguas arriba» del referido Puente Romano.
- b) Reparación del zapata de cimentación e inyecciones de las gravas subyacentes bajo la misma.
- c) Anclaje de la cimentación ya reparada a las margas subyacentes bajo la cimentación y las gravas inyectadas.



IMAGEN 1



IMAGEN 2

En todas estas reconstrucciones se han ido rehaciendo arcos, reforzando pilas, repasando zonas de dovelas y protegiendo la erosión de la piedra con enfoscados diversos. Por este motivo, el Puente presenta una gran heterogeneidad en su conjunto, fruto de las diferentes técnicas utilizadas en cada reparación realizada (Imagen 2).

2. Modelo de la estructura del Puente

La estructura del Puente Romano de Córdoba es de fábrica de piedra que está constituida por tres hojas: dos exteriores de fábrica de piedra, que se puede considerar que actúan como «encofrado» de una tercera hoja interior de relleno diverso en cada pila.

De los sondeos realizados se observa cómo en algunas pilas aparecen en su punto medio rellenos con restos de sillares de arenisca de pequeño tamaño con algún conglomerante. En otras, los rellenos parecen ser material de río sin clasificar.

El Puente tiene una longitud de unos 225 m y está compuesto por 16 arcos resistentes que abarcan toda la anchura del tablero (aproximadamente, 8,50 m) (Imagen 3).

Consta de 15 pilas y 2 estribos resistentes que recogen los esfuerzos que descargan los arcos y los transmiten a la cimentación. Cada una de estas pilas está conformada por la estructura de tres hojas que se ha mencionado anteriormente (hoja de fábrica de piedra, relleno y hoja de fábrica de piedra).

Los arcos se pueden encuadrar formalmente en dos grupos: arcos de medio punto (enteros o rebajados) y arcos apuntados, con una diversidad de luces que varía entre los 9,8 y los 12 m (Imagen 4).

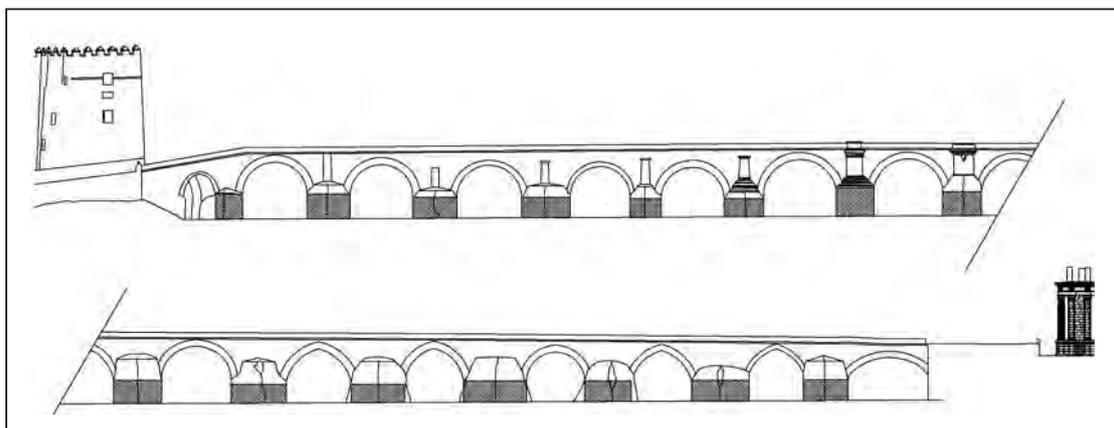


IMAGEN 3



IMAGEN 4

Esta heterogeneidad en los arcos y las pilas provoca que las componentes horizontales de los empujes en cada arco no se encuentren compensadas (Imagen 5).

En planta presenta una ligera curvatura, aunque con un radio de curvatura muy amplio.

La cimentación del Puente está realizada mediante sillares de arenisca y cajones rellenos de mortero de distinta composición y geometría resultando una cimentación heterogénea fruto de sucesivas restauraciones durante más de 2.000 años de existencia.

Diversos sondeos a lo largo del Puente nos han permitido identificar tanto el perfil geológico como la disposición de la cimentación. Se trata de un cimientado continuo a lo largo de todo el cauce, con una anchura equivalente al zampeado actual (entre 23 y 36 m) y espesor variable entre 2 y 5,5 m (Imagen 6)

El cimientado se asienta sobre las margas azules del Mioceno superior, que constituyen un apoyo de adecuadas características geotécnicas para garantizar su estabilidad tanto en lo referente a la capacidad portante como a la magnitud de los asentamientos. No obstante, no podemos descartar la existencia de capas discontinuas de gravas y bolos en matriz limo-arenosa sobre el nivel de margas azules.



IMAGEN 5

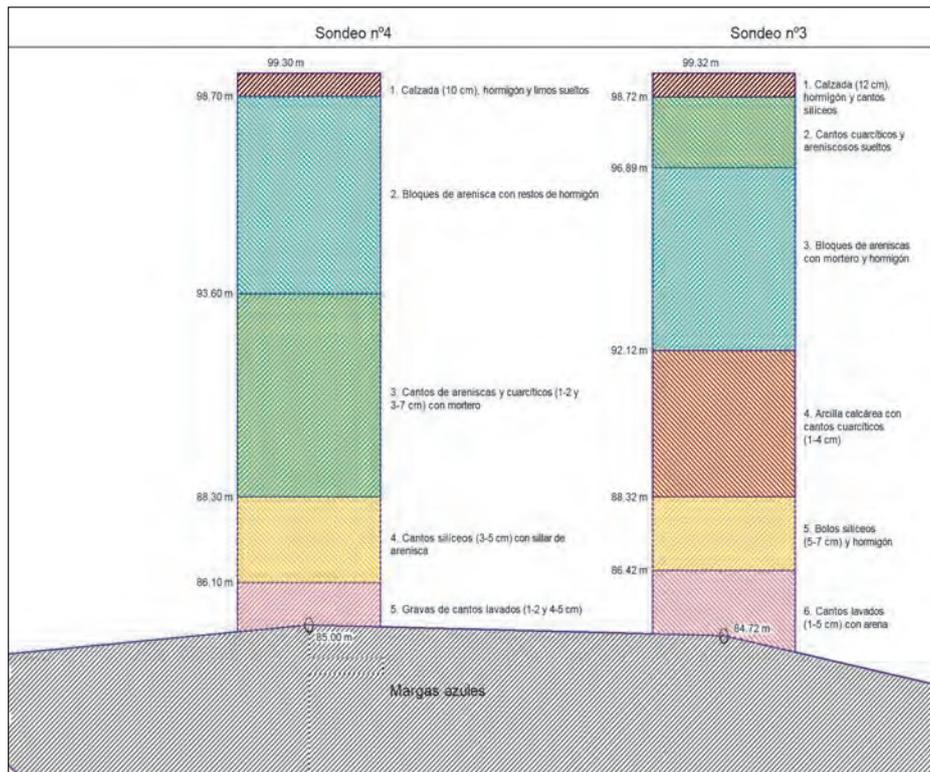


IMAGEN 6

Las causas de los derrumbamientos que ha sufrido el Puente a lo largo de su dilatada existencia están en relación con procesos de socavación del cimiento y arrastre de materiales por la acción de la corriente, sobre todo en grandes avenidas. También se han producido procesos de erosión y meteorización de la piedra que se traducen en importantes disminuciones de su capacidad resistente.

3. Planteamiento previo del método de trabajo y diagnóstico de la estructura

Para establecer unas actuaciones adecuadas es necesario realizar una investigación de la estructura del Puente sobre tres elementos básicos: estabilidad de las bóvedas (arcos) y estabilidad de los muros de las pilas sobre los que descansan las bóvedas y la cimentación.

En el estudio de las estructuras de fábrica, la resistencia y la rigidez no son parámetros prioritarios: la estabilidad es el criterio principal a la hora de estudiar las estructuras de fábrica, al menos hasta cierto nivel de carga. De este modo, un arco semicircular soportará una carga con tal que tenga cierto espesor mínimo. El cálculo del arco consiste en determinar este espesor para una luz y una carga dadas; es decir, dar al arco una geometría adecuada. En el caso de arcos de medio punto, la regla geométrica obliga a que el espesor de dovelas nunca sea inferior a 1/10 del radio.

La mayoría de los arcos del Puente tienen una geometría correcta, de modo que las líneas de esfuerzos quedan dentro del trazado de los mampuestos del arco. No obstante, hay arcos en los que se obliga a trabajar al relleno. Como ya hemos explicado, en algunas pilas existen rellenos con restos de sillares de arenisca de pequeño tamaño con algún conglomerante; en otras, los rellenos parecen ser material de río sin clasificar.

La asimetría en las luces y recubrimientos de los arcos provoca que las componentes horizontales de los empujes no se encuentren compensadas (por contraposición a otras construcciones en piedra donde se cuidaba en extremo esta compensación). De este modo, estas componentes horizontales no compensadas por los arcos contiguos son transmitidas por medio de las pilas a la cimentación, provocando empujes horizontales en el terreno.

Por otro lado, bajo el cimiento es previsible la existencia de socavaciones producidas por filtraciones y por erosión remontante, que reducen notablemente la capacidad portante de éste.

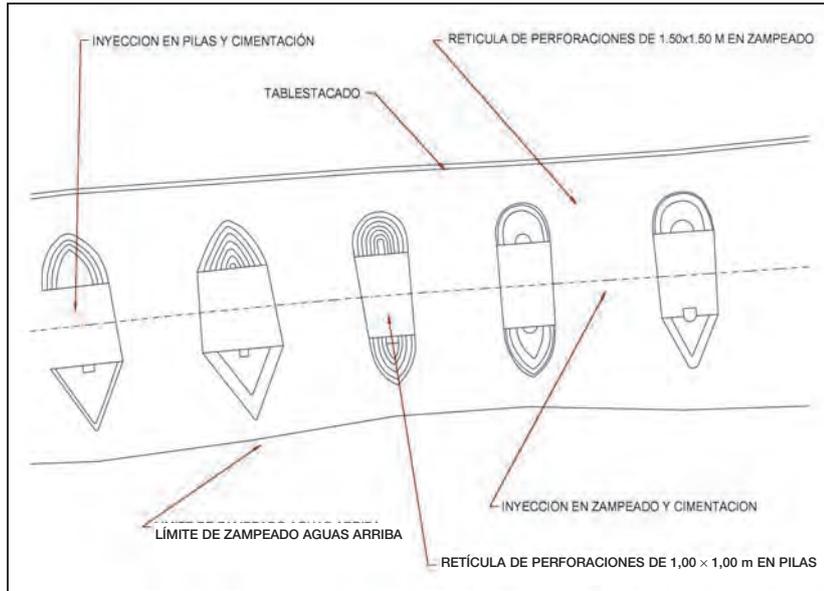


IMAGEN 7

4. Solución propuesta

La consolidación del Puente Romano tiene como objetivo la reparación de los daños de la cimentación y estructurales del mismo, especialmente los que se refieren a los elementos arquitectónicos en contacto con la lámina de agua.

La solución adoptada incluye las siguientes actividades:

- 1) Inyección de la estructura aérea mediante inyecciones de cal –para refuerzo del relleno de las pilas y los arcos– ejecutadas desde la parte superior del Puente (Imagen 7).
- 2) Pantalla de tablestacas en el borde del zampeado aguas abajo (Imagen 7).
- 3) Consolidación y refuerzo de la cimentación mediante inyecciones de lechada de cemento a baja presión desde las zapatas de las pilas; es decir, desde el lecho del río. Tiene por finalidad rellenar los posibles huecos del cimiento y aumentar su capacidad resistente (Imagen 7).
- 4) Reparación del zampeado (Imagen 7).

INYECCIONES DESDE EL TABLERO

Para reforzar el relleno de las pilas y los arcos del Puente se realizan unas inyecciones de cal desde la parte superior del mismo (Imagen 8).



IMAGEN 8

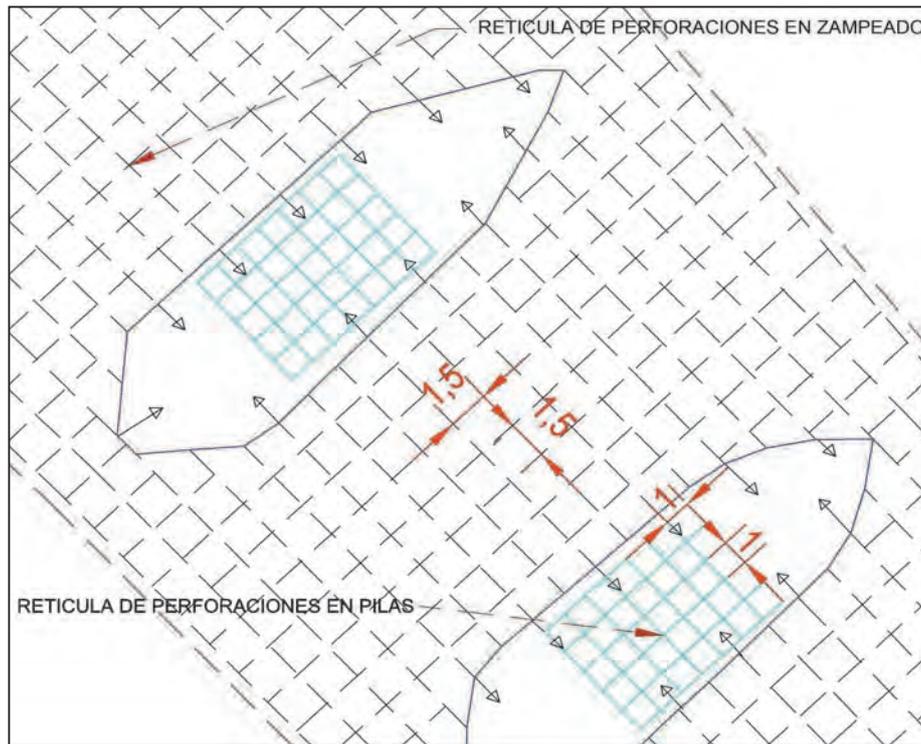


IMAGEN 9. DETALLE DE REPLANTEO DE PERFORACIONES DESDE LAS PILAS Y DESDE EL LECHO DEL RÍO.

Se realiza una cuadrícula de perforaciones separadas 1 m y de profundidad variable hasta aproximadamente 1 m por encima de la estructura del Puente en cada punto. Posteriormente se efectúa la inyección mediante lechada de cal o mortero de cal (Imagen 9).

Se siguen los mismos procedimientos de inyección para el caso de las inyecciones en la cimentación. La única variedad es que estas inyecciones se realizan con cal, mientras que en la cimentación las inyecciones eran con cemento.

Entre los motivos que inducen a la utilización de cal en lugar de cemento están los siguientes:

- 1) Es probable que en algunos arcos esté trabajando el relleno de modo que las líneas de esfuerzos quedan fuera del trazado de los mampuestos del arco, por lo que las inyecciones con cal proporcionan un terreno mejorado capaz de transmitir estas cargas, un terreno mejorado que no sea excesivamente rígido y que se logra a largo plazo (meses y aun años).
- 2) No se utiliza cemento porque puede rigidizar demasiado la estructura y producir efluorescencias, y además, porque se pretende reproducir los medios de construcción originales.

En las inyecciones se utilizan presiones pequeñas del orden de 2 kg/cm², con objeto de producir las mínimas alteraciones al relleno del Puente y, simplemente, conseguir una mejora del terreno. Las admisiones de lechada han sido también bajas, salvo en zonas puntuales, debido a la existencia de posibles huecos en el relleno de la tercera hoja de la estructura del Puente.

Se emplea una mezcla con dosificación en peso de cal-agua 1,2:1 en lechada de cal, y de 1 cal/1,4 arcilla/0,5 agua en morteros de cal.

TABLESTACADO

Se realiza una pantalla de tablestacas en el borde del zampeado aguas abajo. El objetivo de esta pantalla es triple:

- 1) Confinamiento (aunque sea parcial) del recinto para conseguir una máxima eficacia en la inyección.
- 2) Seguridad de que no fluirán lechadas inyectadas en la zona de aguas abajo del río.
- 3) Evitar socavaciones y procesos de erosión remontante.

Se emplean tablestacas no recuperables de acero al carbono, de 450 mm de anchura útil y 6 mm de grosor, con profundidades variables entre 3 y 8 m.



IMAGEN 10

INYECCIONES EN LA CIMENTACIÓN

Los trabajos de inyección de la cimentación consolidan el terreno mediante mejora de sus condiciones mecánicas. Estos trabajos se realizan desde las zapatas de las pilas, en el lecho del río.

Se ejecuta una cuadrícula de perforaciones separadas 1,5 m penetrando 1 m en el nivel de margas azules con taladros de 100 mm de diámetro (Imagen 9). Se han realizado perforaciones tanto verticales como inclinadas a 45° (Imagen 10).

La inyección se realiza por impregnación, consistente en la sustitución del agua y/o gas intersticial, en un medio poroso, por una lechada inyectada a presión lo suficientemente baja para que asegure no producir desplazamientos significativos del terreno.

Durante todas las operaciones de inyección se lleva un control topográfico de los elementos estructurales del Puente Romano, de modo que hay información continua del comportamiento de la estructura frente a inyecciones, evitando movimientos y asentos de la misma.

Estas inyecciones, además de consolidar el terreno, rellenarán huecos en determinados puntos donde aparezcan las capas discontinuas de gravas y bolos, reforzando además la unión con el zampeado.

Se han obtenido admisiones bajas, salvo en zonas puntuales donde existían huecos, en lugares donde aparecían las capas discontinuas de gravas y bolos.

En cuanto a la dosificación, se han empleado mezclas en las que se iniciaba con una relación agua-cemento 1:1, y se aumentaba si había admisiones hasta una dosificación 2:1.

REPARACIÓN DEL ZAMPEADO

Una vez terminadas las obras, se procede a la reparación de las losas del zampeado (Imagen 11).

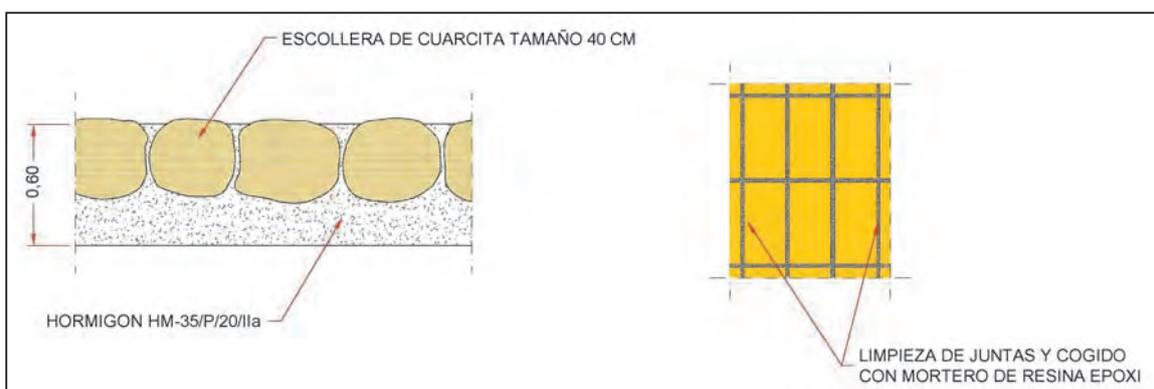
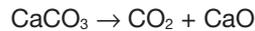


IMAGEN 11. REPARACIÓN DEL ZAMPEADO

5. Inyecciones de cal

La cal se consigue mediante calcinación de piedra caliza a unos 1.000 °C, operación durante la cual pierde su gas carbónico. La ecuación química de la calcinación de la caliza pura se expresa de la siguiente forma:



Mediante hidratación del producto restante (un óxido de calcio), que se llama cal viva, se obtiene una pasta aglomerante, que es la cal apagada.

La presencia de otros cuerpos de reacción química sensible puede modificar los fenómenos provocados por el apagado y diversificar la composición del producto acabado; la arcilla es el más importante de estos cuerpos. Las cales pueden dividirse en dos tipos en función de la proporción de arcilla:

- **Cales aéreas:** Son cales que se componen principalmente de óxido e hidróxido de calcio y magnesio. Así llamadas porque el proceso de cristalización no puede darse más que en presencia de aire (de ahí la lentitud del fraguado y la posibilidad de conservación de grandes cantidades de cal apagada). No presentan propiedades hidráulicas; es decir, no endurecen con el agua. Se obtienen a partir de rocas calizas que no contienen otros elementos.
- **Cales hidráulicas:** Deben su nombre al hecho de que el fraguado puede efectuarse en entorno acuoso; es decir, un mortero fresco aún aglomerado con cales de este tipo, puede sumergirse tras haberle dado forma, sin que su endurecimiento se vea interrumpido. Obtenidas a partir de calizas que contienen arcillas en una proporción superior al 8 % (sílice y alúmina). Durante la calcinación y la posterior hidratación se forman silicatos y aluminatos cálcicos de propiedades hidráulicas.

No obstante, calizas con más del 20 % de arcilla no son utilizables para obtener cal.

Los fabricantes españoles sólo fabrican cales aéreas. Las cales hidráulicas que se comercializan no tienen sello CE, y de acuerdo a las gestiones realizadas suelen ser mezclas de cal con una pequeña adición de cemento blanco, dado el poco consumo que existe en España de este producto. Por este motivo se decidió la utilización de cal aérea CL-90-S. Además, la utilización de cales hidráulicas en relleno de sillares o trabajos de rejunteo puede llegar a provocar expansiones debido a un fraguado hidráulico más rápido, alcanzando resistencias mecánicas iniciales más altas que el propio soporte, situación que puede originar daños en los paramentos.

La adición de cal aérea a un suelo con una fracción de partículas finas (presencia de tamaños menores 0,063 mm en un porcentaje mínimo superior al 15%) modifica su comportamiento por una conjunción de sus propiedades basadas en la reacción de la cal con la sílice y alúmina presente en la fracción fina.

Al elevar la cal, el PH del suelo estabilizado hasta valores de 12,4, se libera sílice y alúmina de la arcilla que reaccionan con los iones calcio procedentes de la cal, formando silicatos y aluminatos cálcicos hidratados que, como en el caso de los cementos portland, incrementan la resistencia mecánica. Esta reacción de tipo puzolánico es progresiva con el tiempo y aumenta la impermeabilidad, la resistencia mecánica y la resistencia a las heladas del suelo o material tratado.

Gracias a los sondeos que se realizaron en la estructura del puente, se pudo apreciar la presencia de finos en el relleno. Las inyecciones en las zonas donde las admisiones eran bajas se hicieron con lechada de cal sin añadir otros elementos, ya que la cal reacciona con los propios finos del relleno.

En los puntos donde se detectó una mayor admisión, debido probablemente a la existencia de oquedades, se inyectó un mortero de cal, con adición de arcilla y sílice, para provocar la reacción de la cal.

Los morteros y lechadas de cal no se caracterizan por su gran resistencia, sino por su plasticidad y color, y porque se trabajan con facilidad.

La estabilización propiamente dicha consiste en una mejora a largo plazo (meses/años) por cementación, en función de la temperatura ambiente y de la naturaleza de la arcilla (fracción fina), aumentando la capacidad portante y la resistencia mecánica de material tratado con cal.

En la obtención del mortero de cal se pueden obtener mezclas con diferentes propiedades variando las dosificaciones de la mezcla. Para seleccionar la dosificación más adecuada a las características de nuestra obra se ensayaron diferentes mezclas en laboratorio. Se emplearon mezclas con arena silícea, tejoleta (arcilla) o ambas.

DOSIFICACIONES	MATERIALES UTILIZADOS	CANTIDAD
Dosificación 1	Cal	900
	Arena silícea	2.700
	Agua	25 % en peso
Dosificación 2	Cal	1.000
	Tejoleta (arcilla)	1.400
	Agua	50 % en peso
Dosificación 3	Cal	2.160
	Tejoleta (arcilla)	366
	Arena silícea	1.080
	Agua	50 % en peso



Dosificación 1

Dosificación 2

Dosificación 3

IMAGEN 12

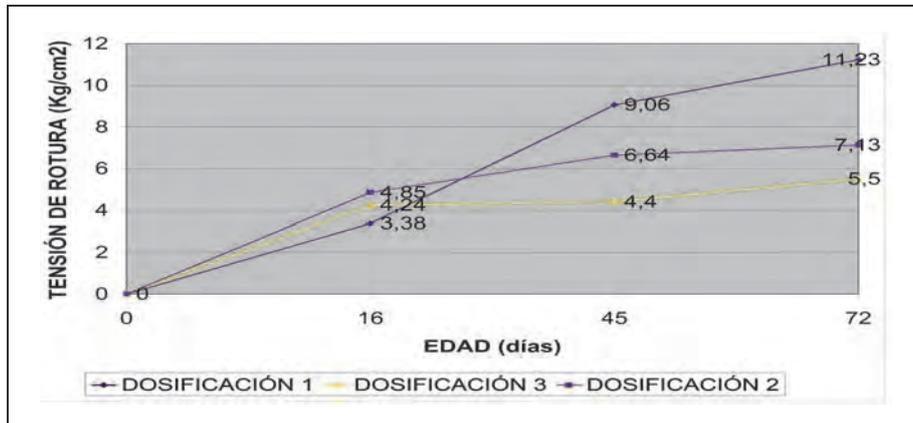


IMAGEN 13. EVOLUCIÓN DE LA TENSIÓN DE ROTURA

Los resultados de estos ensayos pueden observarse en los gráficos (Imágenes 12 y13).

Se puede observar en el gráfico cómo el aumento de resistencia se sigue produciendo a largo plazo en las diferentes dosificaciones ensayadas.

6. Agradecimientos

A don Gonzalo Moreno, ingeniero proyectista y director de las obra, y probablemente el mayor experto en inyecciones con cal.

Refuerzo de las cimentaciones del ala oeste del Hospital Clínico de Barcelona

Julio GARCÍA-MINA CABREDO
INGENIERO DE CAMINOS
TERRATEST

1. Introducción

El Hospital Clínico de Barcelona es un edificio de más de cien años cimentado a base de muros de carga de piedra unidas mediante un conglomerante hidráulico de un ancho variable entre 0,7 y 1 m.

Para completar actuaciones anteriores de mejora de la cimentación, en otras zonas del hospital, ejecutadas con éxito por otras empresas mediante recalces con técnicas de *jet-grouting* y con zapatas de hormigón armado hechas por bataches bajo el muro de carga, se propuso en esta última fase una técnica de mejora del terreno con inyecciones de tubo-manguito repetitivas de lechada de cemento.

La elección de esta técnica de mejora del terreno vino impuesta por la imposibilidad de perturbar la actividad de este hospital, uno de los mayores de la ciudad, y mantener un servicio pleno durante la ejecución de los trabajos.

La evaluación de los resultados con el empleo de técnicas de mejora de terreno es compleja, por lo que se propuso en el proyecto emplear varios sistemas de control antes y después del tratamiento que permitieran ver la bondad del mismo y cuantificar la consecución del objetivo marcado.

Se dispuso también de un sistema de auscultación en continuo que permitiera dar la alarma en el caso de que se produjeran movimientos bruscos tanto en los cimientos como en algunos de los aparatos de alta precisión situados en la planta baja.

2. Descripción de los trabajos

Los trabajos se desarrollaron en distintas fases desde enero de 2005 hasta marzo de 2006. Además de las actuaciones previas antes de las inyecciones y de las necesarias para la limpieza del tajo y retirada de equipos, las etapas más importantes del tratamiento fueron las siguientes:

- a) Campaña geotécnica previa.
- b) Pozos desde donde ejecutar las inyecciones.
- c) Colocación del sistema de auscultación.
- d) Ejecución de las perforaciones horizontales.
- e) Inyecciones repetitivas.
- f) Campaña geotécnica para la evaluación de la mejora.
- g) Cierre de los pozos.

En la figura 1 se señalan las zonas de actuación en esta fase, bien entendido que el resto de la cimentación ya fue tratada en actuaciones anteriores, como se ha descrito en 1. Introducción.

El control de la ejecución de los trabajos se plasmó en un protocolo de control definido por la empresa Geoproyectos, que actuó a modo de auditor técnico de la propiedad. En este protocolo se definieron tanto las actuaciones como los documentos a entregar durante la ejecución de las distintas fases de la obra.

2.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA PREVIA

La campaña geotécnica previa se realizó durante en los primeros meses del 2005. La intención de la misma era la caracterización exhaustiva del terreno para que sirviera de patrón con el cual comparar después del tratamiento de mejorar del terreno.

En esta campaña previa se llevaron a cabo los siguientes tipos de ensayos:

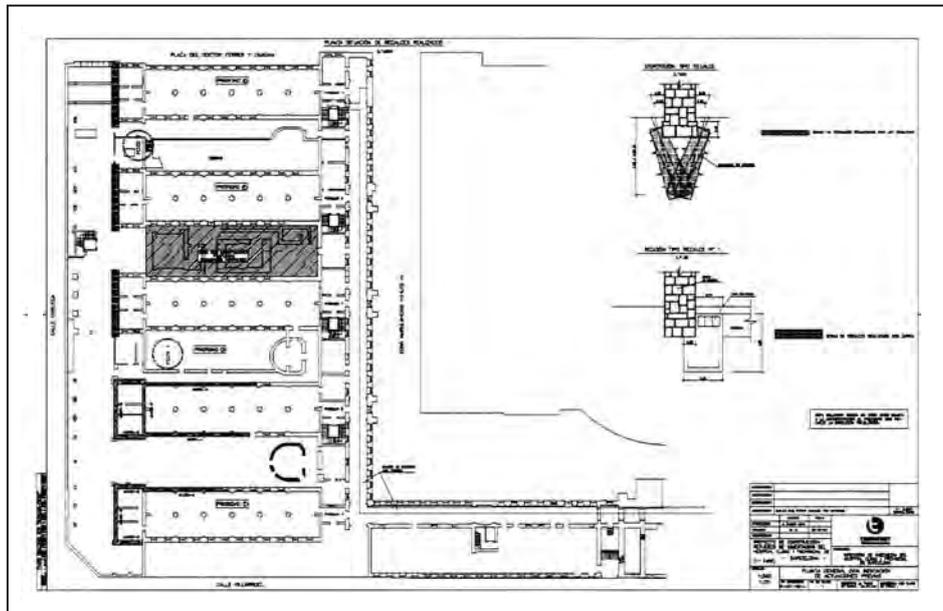


Figura 1. PLANTA DEL ALA OESTE DEL HOSPITAL CLÍNICO DONDE SE VE LA ZONA PREVISTA DE ACTUACIÓN.

- Ensayos presiométricos: 63 ensayos en un total de 22 sondeos. En la mayoría se tomaron medidas a tres alturas diferentes, típicamente a cotas $-1,00$, $-2,50$ y $-4,00$ m. Se empleó el presiómetro de Ménard.
- Ensayos triaxiales consolidados, rotura sin drenaje con medida de presiones intersticiales: Un total de 65 ensayos. Se tomaron tres muestras de un total de 22 sondeos a diferentes profundidades, típicamente a profundidades de entre $1,40-2,00$, $2,80-3,40$ y $4,40-5,00$ m. En el sondeo 12, que sólo se tomaron dos por error en la primera de las profundidades.
- Ensayos de piezocono CPTU: Sólo se hicieron dos ensayos de piezocono, ya que no fue posible el acceso al resto de las zonas con sondeos, por lo que no proporcionaron demasiada información.
- Ensayos dilatométricos DMT: Se ejecutaron 40 ensayos a dos profundidades diferentes; típicamente, entre las cotas $-1,00$ y $-5,00$ m.
- Ensayos de caracterización: De 66 muestras, tres por sondeo, se obtuvieron los datos de densidad seca, granulometría, humedad, límite líquido e índice de plasticidad.

El terreno se caracterizó como arcillas y limos con algo de arena. No se detectó nivel freático. Los parámetros obtenidos del terreno pueden observarse en la tabla 1; los valores obtenidos son medias \pm desviación típica de una distribución normal:

Tabla 1: PARÁMETROS DEL TERRENO ANTES DEL TRATAMIENTO

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	DENSIDAD SECA	% PASA POR TAMIZ $\neq 200$	HUMEDAD (%)	L.L.	I.P.	GRADO DE SATURACIÓN MEDIO (%)
Arcillas y limos con algo de arena	$1,65 \pm 0,12$	$81,7 \pm 15,2$	$17,3 \pm 2,7$	$27,0 \pm 5,0$	$1,4 \pm 5,3$	73,4

Con la premisa de no impedir o molestar el trabajo diario del hospital, se buscaron dentro del recinto unos patios desde los cuales se pudieran llevar a cabo las perforaciones bajo los muros de carga y las inyecciones de la lechada.

Para ello se dispuso de dos pozos de $6,50$ m de diámetro ejecutados mediante una cortina de micropilotes de $\varnothing 160$ mm y armadura tubular tipo N-80 de \varnothing ext 114 mm, $6,5$ mm de espesor y $8,70$ de profundidad.

El arriostramiento de los micropilotes se hizo mediante dos vigas riostras perimetrales de hormigón armado: una situada en cabeza de los micropilotes hasta la cota $-0,20$ m y la otra a $3,70$ m de profundidad (Fig. 2). La excavación de los pozos fue hasta la cota $-6,40$ m.

Las paredes de los pozos se protegieron mediante un gunitado de 10 cm de espesor sobre un mallazo de $150 \times 150 \times 8$ mm. El fondo del pozo se protegió con una solera de hormigón.

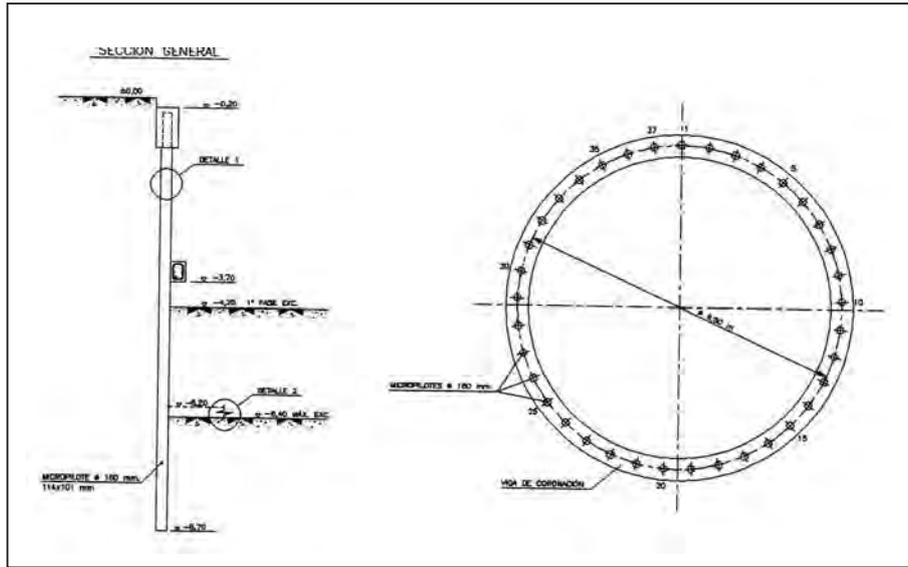


Figura 2. PLANTA Y SECCIÓN DE LOS POZOS DE PERFORACIÓN.

La excavación del pozo se monitorizó para evitar que los muros del hospital no sufrieran movimientos inesperados. El control se hizo mediante topografía con regletas tanto en los muros como en el pozo, e inclinómetros situados en el micropilote más cercano a los muros (Fig. 3).

La extracción de las tierras del pozo produjo movimientos del orden de 1 mm, unas 10 veces inferior a los previstos en el cálculo.

En el Pabellón 1 las perforaciones horizontales no llegaron bajo el muro de carga por encontrarse demasiado lejos de los pozos, por lo que se tuvieron que ejecutar unas perforaciones verticales que permitieran la introducción del tubomanguito y su posterior inyección.

2.2. COLOCACIÓN DEL SISTEMA «PREVIA»

Para controlar los movimientos durante la fase de inyección se propuso el empleo de un sistema de auscultación a base de hidroniveles Getec con lectura continua de movimientos (Fig. 4).

Se colocaron un total de 56 hidroniveles repartidos en distintas zonas del hospital que permitieran el control de cualquier movimiento durante la fase de inyección:

* **Circuito exterior:** Formado por 8 ordenadores, 1 depósito de agua y 31 hidroniveles numerados del 1 al 31 (Fig. 5, plano), para controlar los movimientos en la fachada exterior del edificio. El hidronivel 7, colocado en un muro de carga ya recalzado con *jet-grouting* en una fase anterior, se empleó como punto de referencia para todo este circuito.

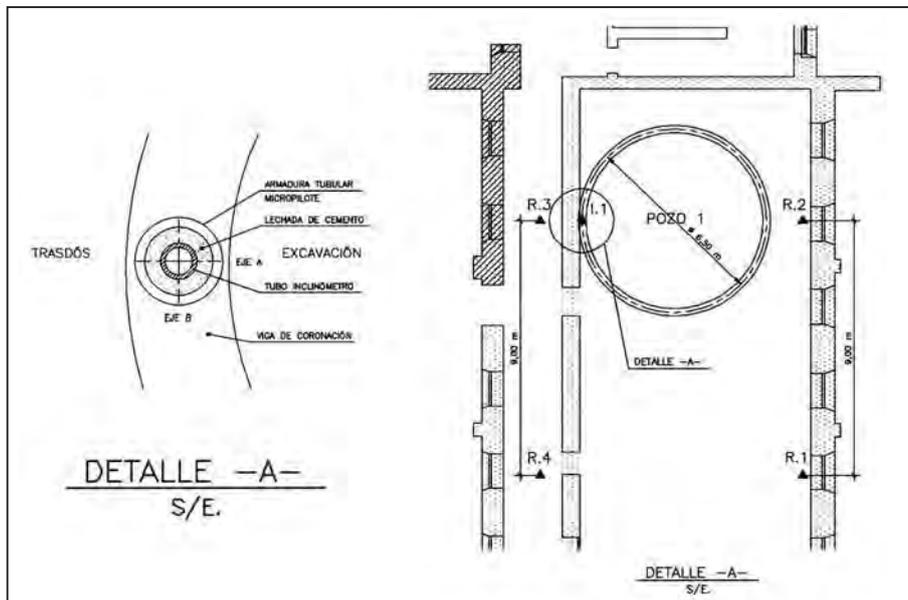


Figura 3. SITUACIÓN DE REGLETAS E INCLINÓMETROS.

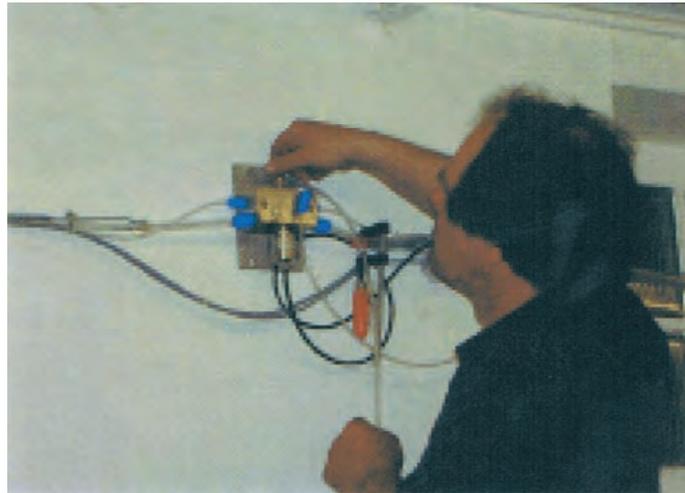


Figura 4. DETALLE DE LA INSTALACIÓN DE UN HIDRONIVEL GETEC.

- **Circuito interior:** Situado en la galería del ala norte, formado por 2 ordenadores, 1 depósito de agua y 9 hidroniveles, numerados del 32 al 40, más 1 hidronivel adicional que permitió verificar manualmente el funcionamiento del sistema. El sensor 40 hizo de punto de referencia del circuito, situado a 13 m del último hidronivel de control y fuera de la zona de tratamiento.
- **Equipos médicos:** Cada uno de los 4 equipos médicos, 2 aceleradores Varian, 1 simulador y 1 equipo PET-TAC se ausculta mediante un circuito independiente formado por 3 hidroniveles, 1 ordenador y 1 depósito de agua. Los hidroniveles forman un triángulo con uno de los vértices como nivel de referencia el resto.
- **Ascensor:** Se ausculta el ascensor 1, que puede ser afectado por las inyecciones de la misma manera que los equipos médicos, con 3 hidroniveles, 1 ordenador y 1 depósito, con uno de los sensores como referencia para el resto.

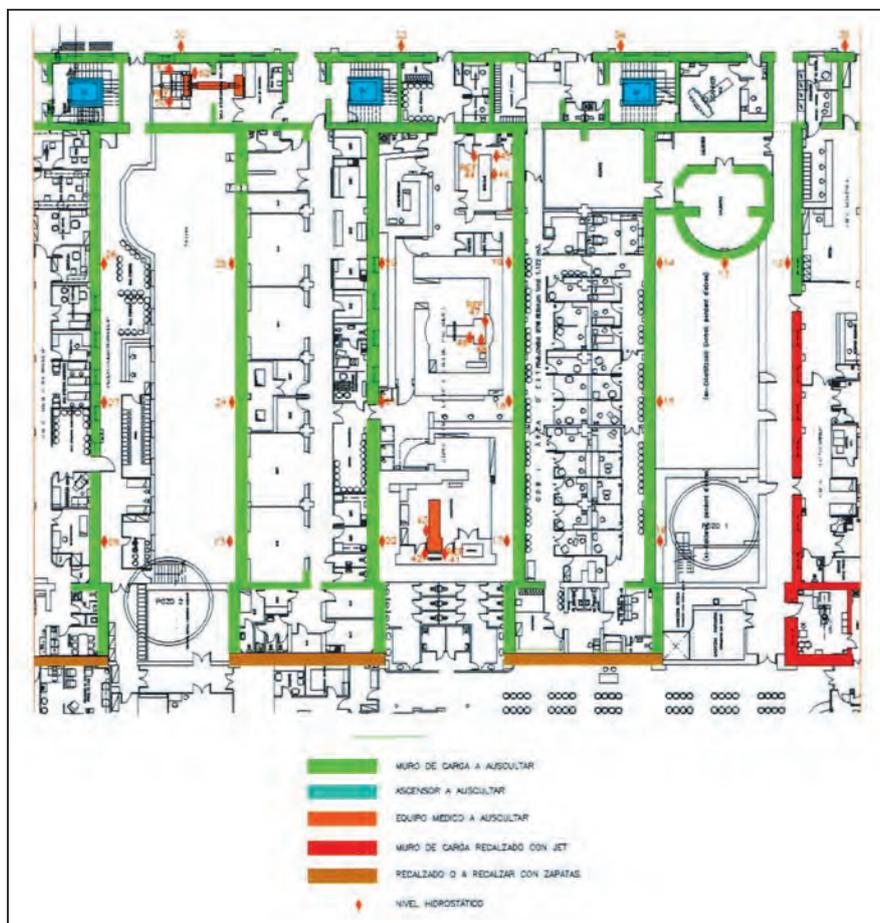


Figura 5. PLANTA DE COLOCACIÓN DE HIDRONIVELES.

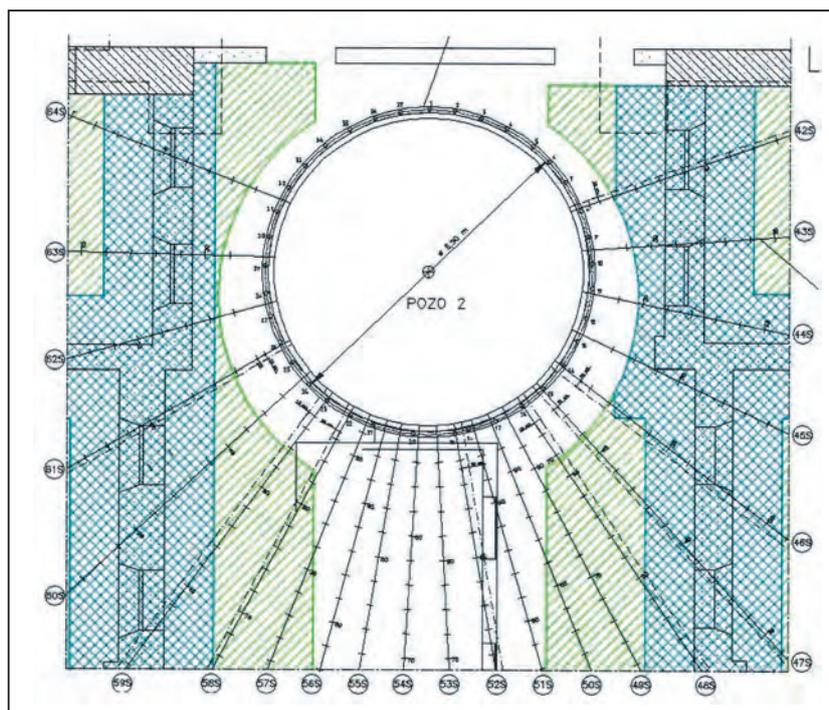


Figura 6. DETALLE DE PERFORACIONES A COTA -2,00 EN POZO 2.

Tanto la colocación de estos hidroniveles como la campaña de calibración previa se ejecutaron con personal especializado, dada la sensibilidad de estos equipos de medida.

Para la visualización de los datos se dispuso de un PC en la caseta de obra, así como un botón de parada de alarma para poder avisar de forma inmediata de cualquier movimiento no esperado que se produjera durante la fase de ejecución. La auscultación tuvo un seguimiento periódico que se plasmó en:

- Informe inicial de auscultación: Describe la instalación efectuada y la calibración de los equipos empleados.
- 11 informes intermedios de carácter semanal entre el final de la primera fase de inyección y el inicio de la segunda, desde noviembre de 2005 a marzo de 2006.
- Informe final: Recoge el periodo anterior, en el que se efectúa la segunda fase de inyección en abril de 2006.

2.3. EJECUCIÓN DE LAS PERFORACIONES HORIZONTALES

Las perforaciones horizontales desde los pozos se ejecutaron en las cotas -2,00 y -4,00 m. Los taladros horizontales de \varnothing 114 mm se dispusieron de forma radial de modo que hubiera un máximo de 5 m de separación en planta en un mismo plano y de 2,5 m con las del otro plano. En la figura 6 se observa el arranque de las perforaciones.

Se perforaron un total de 3.234 m, 1.906,5 m desde el pozo 1 y 1.327,5 m desde el pozo 2. Los taladros tuvieron longitudes variables desde 8,5 m hasta un máximo de 48 m. En el cuadro de la tabla 2 se presenta un detalle de la tabla resumen de la perforación del pozo 1, como ejemplo del seguimiento de la denominación seguida y de su control.

Tabla 2. TABLA RESUMEN DE LA PERFORACIÓN DEL POZO 1 (extracto)

POZO NÚM.	PERFORACIÓN	COTA (m)	INCLINACIÓN (°)	LONGITUD (m)
1	1 i	- 4,00	0,00	8,50
1	2 S	- 2,00	0,00	9,00
1	2 i	- 4,00	0,00	9,00
1	2 S	- 2,00	0,00	11,00
1	3 i	- 4,00	0,00	16,00
1	4 S	- 2,00	0,00	15,00
1	4 i	- 4,00	0,00	14,00
1	5 S	- 2,00	0,00	14,00
1	5 i	- 4,00	0,00	14,00
1	6 S	- 2,00	0,00	12,00
1	6 i	- 4,00	0,00	13,00

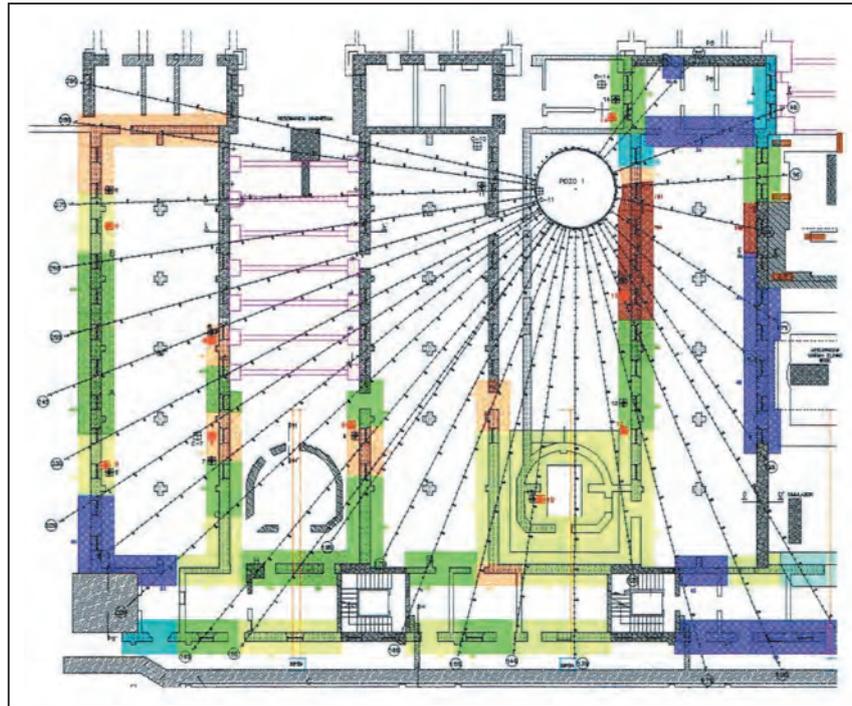


Figura 7. DETALLE DE LA PLANTA DE TALADROS HORIZONTALES A COTA -2,00 DEL POZO 1.

Al final, los taladros horizontales formaron un haz desde los pozos (Fig. 7) y alcanzaron todas las zonas a mejorar. Su posición final se controló mediante un sistema de georradar y la excavación de catas.

En los taladros se colocó un tubo-manguito de PVC de \varnothing 63 mm exterior, con válvulas cada 0,5 m. El taladro se rellenó mediante la inyección entre el tubo-manguito y el terreno de una vaina de bentonita-cemento que permitiera su rotura al proceder a la inyección.

2.4. INYECCIONES REPETITIVAS

La primera campaña de inyecciones se prolongó desde abril hasta agosto de 2005.

Las inyecciones fueron de lechada de cemento y se ejecutaron por fases en válvulas separadas 1 m. El control de la lechada se realizó mediante la toma de muestra, y su rotura a compresión simple, a 21 y 28 días.

La inyección se simultaneó en los dos pozos; por ello fue necesario el empleo de un contenedor de bombas automatizado con 6 bombas útiles, de las que se llegaron a utilizar 4 a la vez (Fig. 8).

La total automatización de los equipos permitió un control exhaustivo de los parámetros de bombeo, así como el seguimiento de las presiones y caudales obtenidos en cada válvula y en cada una de las fases.



Figura 8. CONTENEDOR DE BOMBEO.

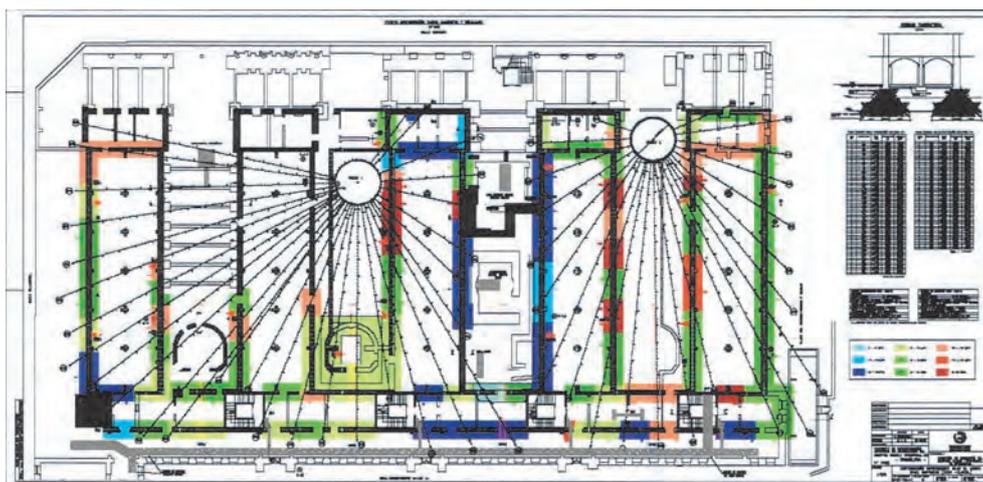


Figura 9. PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE LAS INYECCIONES BAJO LOS CIMIENTOS.

Junto a la información obtenida se realizaron mapas con la distribución de las inyecciones mostrando las admisiones en las distintas zonas del tratamiento, como se aprecia en la figura 9. Para su fácil visualización se emplean colores con una leyenda en la que cada color corresponde a un rango de inyecciones en litros por metro cuadrado de zona tratada.

Los parámetros empleados por cada inyección, y los criterios de cierre desde la primera inyección y las sucesivas, son los que se detallan en la tabla 3, para la cota $-2,00$ m.

Tabla 3. PARÁMETROS DE INYECCIÓN Y CRITERIOS DE CIERRE EN LA COTA $-2,00$ m

INYECCIÓN:

- Presión máxima: 15 kg/cm^2 .
- Caudal máximo: 12 l/min .
- Volumen máximo por etapa y válvula: 20 l .
- Presión máxima de apertura de válvulas: 45 kg/cm^2 .

FINALIZACIÓN INYECCIÓN:

- Presión: $\geq 15 \text{ kg/cm}^2$ durante 1 min .
- Caudal: $\leq 5 \text{ l/min}$ durante 1 min .

FINALIZACIÓN INYECCIÓN POR DEFORMACIÓN:

- Asiento diferencial fachada: $\geq L/500$ *.
- Asiento diferencial fachada-columna: $\geq 6 \text{ mm}$.
- Asiento equipos médicos sensibles: $\geq 2 \text{ mm}$.

* L: Distancia entre dos puntos de control altimétrico de la fachada.

Para la cota $-4,00$ m sólo se varió la presión de cierre, que se permitió fuese de 20 kg/cm^2 durante 1 min .

En algunas válvulas se llegaron a efectuar un total de 15 reinyecciones hasta alcanzar los criterios de cierre.

La fase de inyección estuvo monitorizada en continuo mediante el seguimiento de los hidroneveles. No hubo movimientos significativos bajo los cimientos; sin embargo, sí se detectaron movimientos leves en la zona de las máquinas que no llegaron a superar el límite establecido, pero que obligaron a un seguimiento más intenso si cabe de las inyecciones realizadas en las zonas limítrofes.

2.5. CAMPAÑA GEOTÉCNICA PARA LA EVALUACIÓN DE LA MEJORA

Concluidas las inyecciones se esperó un mes para efectuar la campaña geotécnica y evaluar la mejora del tratamiento. Para ser lo más consistentes posible se utilizaron las mismas empresas y los mismos laboratorios. En el caso de los ensayos de campo se pidió incluso el mismo operario.

Además de una campaña de ensayos exhaustiva se abrieron 7 catas para la obtención de 8 muestras cúbicas, con el fin de obtener la caracterización del terreno. Las catas se emplearon también para comprobar la estructura de las inyecciones y la alineación de los taladros.

La campaña de sondeos se hizo lo más próxima posible a la realizada durante la primera fase y el número de ensayos se redujo respecto a la fase inicial, ya que:

- Se suprimieron los ensayos CPTU por no aportar información significativa.
- Se redujeron los ensayos triaxiales de 3 por sondeo a 1 por sondeo en la zona de influencia de las cargas de la cimentación, más un 50 % de los sondeos en la zona situada debajo de la zona de influencia.
- Se suprimieron 2 de los sondeos iniciales (los numerados 11 y 17) por encontrarse fuera de la zona tratada.

La tabla 4 compara los ensayos de caracterización obtenidos en esta segunda fase con los hallados en la fase previa.

Tabla 4. COMPARATIVA DE LOS PARÁMETROS DEL TERRENO OBTENIDOS DE LOS SONDEOS

FASE DE INVESTIGACIÓN	DENSIDAD SECA	HUMEDAD (%)	ÍNDICE MEDIO DE HUECOS	GRADO DE SATURACIÓN MEDIO (%)	% PASA POR TAMIZ \neq 200	L.L.	I.P.
Previa al tratamiento	1,62 \pm 0,09	17,9 \pm 3,0	0,67	72,5	81,7 \pm 15,2	27,0 \pm 5,0	11,4 \pm 5,3
Posterior al tratamiento	1,68 \pm 0,07	17,6 \pm 2,8	0,61	78,3	84,6 \pm 12,9	26,0 \pm 1,8	9,3 \pm 2,1

El terreno tratado contiene inclusiones de lechada que se presentaron en distintos tipos de estructuras:

- Banderolas: De grosor apreciable (en centímetros), con una tipología similar a una raíz (Fig. 10).
- Lajas: Estructuras planas de espesor de 1 ó varios milímetros (Fig. 11).
- Tubificaciones: Inclusiones en forma cilíndrica o tubular que tienen espesores inferiores a 1 mm y pueden alcanzar varios milímetros de longitud (Fig. 11).

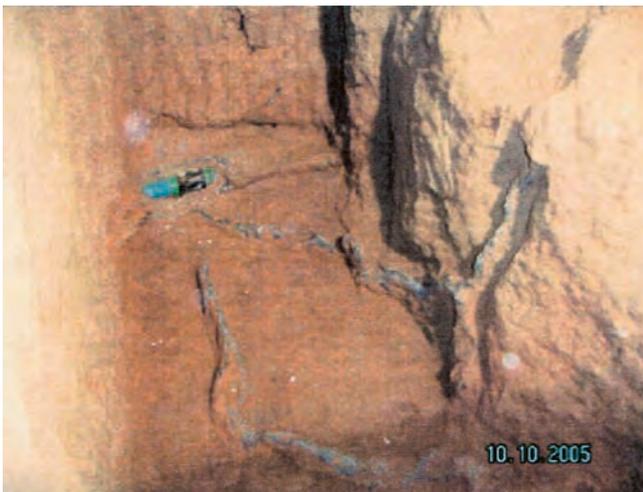


Figura 10. TUBO-MANGUITO Y BANDEROLAS DE INYECCIÓN EN CATA.



Figura 11. DETALLE DE LAJAS Y TUBIFICACIONES.



Figura 12. DETALLE DE IMPREGNACIÓN Y RELLENO DE OQUEADES EN LIMOS CON RESTOS ORGÁNICOS.

Todas estas inclusiones de lechada de cemento se producen por fracturación, pero también se han dado casi de impregnación en algunos limos del suelo, como se observa en la figura 12.

De los ensayos de esta segunda fase de investigación geotécnica se dedujo la bondad de la inyección para cumplir los objetivos propuestos de mejora, salvo en el Pabellón 1, en el que se procedió a una segunda campaña de inyecciones que completaran la mejora.

Dicha campaña se llevó a cabo durante el primer trimestre del año 2006.

2.6. CIERRE DE LOS POZOS

Una vez terminados los trabajos de inyección y confirmado que el tratamiento había cumplido con sus objetivos se procedió al sellado de los tubos-manguito y al relleno de los pozos con mortero.

3. Conclusiones

La campaña de inyecciones mejoró el terreno y consiguió el objetivo que se propuso al inicio de los trabajos.

El análisis de los resultados de los ensayos realizados nos llevó a sacar varias conclusiones:

- Los presiómetros mostraron mejoría en muchos puntos, aunque no de forma generalizada. Es sabido que la evaluación de mejoras del terreno por medio de ensayos puntuales puede llevar a situaciones contradictorias. En este caso se detectó una mayor dispersión de datos en la segunda fase de ensayos que en la primera, con mayores y menores valores absolutos de la presión límite y módulo presiométrico, lo cual se explica de la siguiente manera:
 - Algunos de los ensayos fueron inconsistentes (sondeo 10: presión límite primera fase, 15,71 kg/cm²; segunda fase, 1,32 kg/cm²), lo cual induce a pensar en algún error puntual de ejecución y, además, baja los valores medios y aumenta la dispersión de los mismos. Si descartamos estos valores erráticos, la mejora es más evidente.
 - La evaluación del tratamiento en este tipo de suelos que no son blandos, y dan lugar a presiones límite elevadas antes del tratamiento, es menos efectiva que en suelos blandos, donde el presiómetro mide la mejoría de forma efectiva y contrastada.
 - Por tanto, esa dispersión de los datos con valores absolutos más altos, y al descartar los que salen más bajos por contradictorios, indican que la mejora detectada en muchos de los puntos es real.
- De los triaxiales obtenemos una mejoría notable en la densidad seca (4 %) y en el índice de huecos (10 %). En los datos obtenidos de las catas, el incremento de la densidad seca entre suelo tratado y suelo no tratado es aún mayor (10 %), aunque no sean valores comparables a los obtenidos en los sondeos.

Además, se observa un incremento significativo del ángulo de rozamiento medio del terreno, que pasa de 29,1° a 32,8°, y un descenso de la cohesión efectiva media desde los 0,168 kg/cm² a 0,123 kg/cm².
- Los ensayos DMT, aunque en menor medida –pues se obtuvieron más puntos con mejoría que en el caso de los presiómetros–, también dieron lugar a algunos datos contradictorios, con mayor dispersión en la segunda fase de la investigación geotécnica que en la primera. De todas formas, anulando los datos inconsistentes, la mejoría resultó también apreciable.

Trabajos de refuerzo en los Puentes de Toledo y Segovia en las obras de la M-30 (Madrid)

Fernando DE LA GUARDIA ESCARDÓ

INGENIERO AGRÓNOMO
KELLERTERRA

1. Introducción. La Puente Segoviana y la Puente Toledana

La Puente Segoviana y la Puente Toledana eran los nombres que en el siglo XIV tenían los dos puentes históricos por excelencia de la ciudad Madrid. Sin embargo, los puentes que se conservan hoy en día son otros. El puente de Segovia, de estilo renacentista, fue construido en el siglo XVI con proyecto inicial de Gaspar de la Vega y definitivo de Juan de Herrera, y el Puente de Toledo se construyó en el siglo XVIII, con proyecto de Pedro de Ribera.

Los dos puentes, a pesar de la diferencia de estilos arquitectónicos, constructivos, y de su diferente cronología, responden a una morfología común, ya que el cauce del río, cuando se construyeron, era análogo en ambos puentes: un cauce amplio con un río divagante de poco caudal y de poca profundidad, que en situación de avenidas ocupaba una amplia extensión. Ambos puentes responden a esta morfología del cauce: puentes largos con muchos arcos iguales de luces medias, y pilas de altura similar.

Los dos puentes han llevado vidas paralelas y desde su construcción hasta la actualidad han sufrido transformaciones significativas que resumiremos de forma somera.

1.1. PUENTE DE SEGOVIA

En los años 30, al comenzar el tráfico de automóviles, el Puente de Segovia (Foto 1) resultó estrecho; ello obligó a plantear su ensanche, que se inició en 1935 por el Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio de Madrid y se terminó pasada la Guerra Civil, en 1943, por la Jefatura de Obras Públicas. En el ensanche se pasó del ancho de 8,65 m que tenía el puente originalmente a un ancho de 31 m, que es el actual.

El ensanche consistió en desmontar uno o los dos paramentos, ensanchar las bóvedas y montar de nuevo el paramento en su nueva posición.

También, a finales de los años 40, se produjo la primera canalización del río Manzanares, cuya afección sobre el Puente de Segovia fue total, dejando en el cauce artificial únicamente uno de los arcos centrales y parte de dos inmediatos, terraplenando muy por encima de los arranques todos los demás, con lo cual llegaron a cegarse totalmente los extremos.

Posteriormente se hizo una transformación de la canalización, segunda canalización del Manzanares, entre los años 1955 y 1960, la cual ha perdurado hasta la actualidad.



Foto 1. PUENTE DE SEGOVIA Y LAVADEROS DEL MANZANARES. (Primera década del siglo XX.)



Foto 2. PUENTE DE TOLEDO.

La segunda canalización creó dos grandes estanques a los lados del cauce principal (Foto 3) separados de éste por unas leves isletas que no afectan al puente y quedan sumergidas en caso de avenidas.

La construcción de la Autopista del Manzanares –actual M-30–, en los años 70, no varió la situación de la canalización, puesto que pasa por uno de los extremos del puente.

1.2. PUENTE DE TOLEDO

La canalización pasó por el Puente de Toledo algunos años, después de pasar por el Puente de Segovia y con el mismo planteamiento que se hizo en éste en la primera canalización: quedaron dos pilas dentro del cauce de la canalización, y todas las demás quedaron semienterradas en las dos zonas del cauce primitivo que se terraplenaron a ambos lados de la canalización. El Puente de Toledo ha quedado hasta nuestros días en las condiciones en que lo dejó la primera canalización (Foto 2).

En el Puente de Toledo se quiso realizar el mismo planteamiento de ensanche que en el Puente de Segovia. Para evitarlo, Carlos Fernández Casado, ingeniero y verdadero cronista en la historia de estos puentes, ya que participó activamente en todas las reformas producidas en los mismos, escribió diferentes artículos y redactó un anteproyecto con el arquitecto Fernando Chueca que consistía en «la reduplicación del puente y la urbanización del entorno». El planteamiento de Fernández Casado en contra del ensanche fue el siguiente:

«No cabe tocar el puente de Toledo. Es preciso dejarlo en su acabada perfección, desenterrando sus pilares, y construyendo un puente paralelo para servir al tráfico actual, a la distancia precisa para contemplarlo en su total desarrollo. Pero la solución más adecuada sería construir dos, uno para cada dirección de tráfico, aguas arriba y aguas abajo del actual. De este modo conservaría el eje tradicional y se daría cumplido remate a la fisonomía urbana radial de esta zona. El puente quedaría en la teoría de las puertas monumentales de Madrid, que tampoco sirven a su primitiva función, pero cumplen su destino.»



Foto 3. PUENTE DE SEGOVIA (vista aérea).



Foto 4. PUENTE DE TOLEDO (vista aérea).

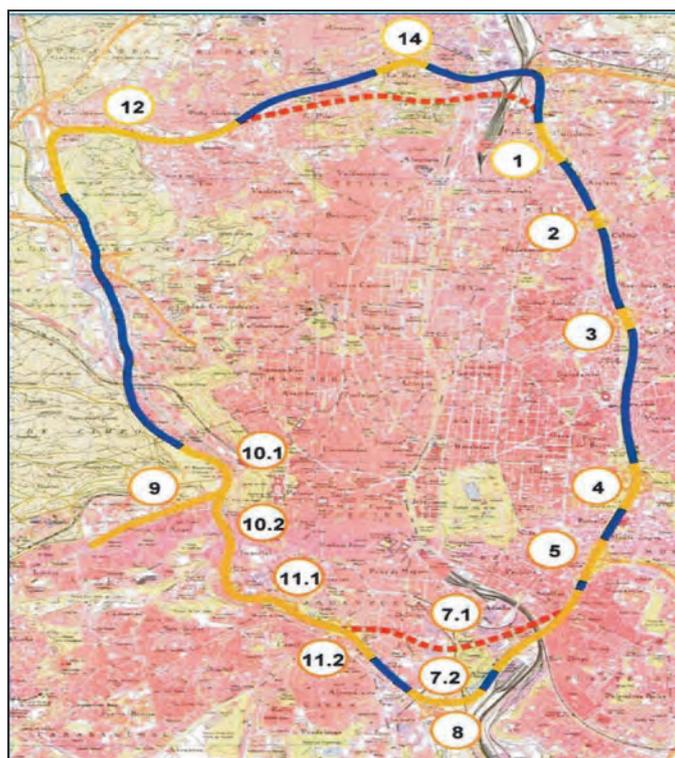


Foto 5. PLANO DE ACTUACIONES M-30.

Para negarse tan radicalmente al ensanche, analiza las diferencias entre el Puente de Segovia y el de Toledo:

«En el primer puente (el de Segovia) dos frentes planos con tajamares adosados se mantienen en paralelismo independiente. En el segundo, (el de Toledo) arquitectura de tres dimensiones, la trabazón vertical y transversal es todavía más recia que la longitudinal, y los distintos elementos se compenentran en unidad indisoluble. Por estas razones el puente de Segovia ha podido soportar, sin menoscabo sensible, el ensanchamiento por traslado paralelo de sus frentes; pero el puente de Toledo no podría sufrir una transformación análoga. Sería destrozar la corporeidad de un conjunto, desmembrar su torso para hacer luego un ensanche monstruoso.»

Al construirse en los años 70 la Autopista del Manzanares, se respetó el planteamiento de Fernández Casado, desdoblándose el Puente de Toledo (Foto 4) y dejando éste para tráfico peatonal. El proyecto de los nuevos Puentes de Toledo lo hizo el mismo Fernández Casado, según la idea que había planteado: unos puentes sencillos, alejados del puente de piedra para que no compitieran con él, pasando la autopista por los ojos del puente al nivel fijado por el aterramiento hecho con la canalización.

1.3. LA TRANSFORMACIÓN ACTUAL

La actual reforma de la M-30 (Foto 5) comprende en su Proyecto Oeste la regeneración del espacio urbano desde el Puente del Rey hasta el Puente de los Franceses; entre los proyectos actualmente ejecutándose se encuentran los que afectan al Puente de Segovia y al Puente de Toledo.

- **Soterramiento de la M-30 entre el Puente de Segovia y el Puente de San Isidro (Proyecto 10.2).** La obra consiste en el soterramiento de la M-30 en las riberas del río Manzanares, en el tramo comprendido entre el Puente de Segovia y el de San Isidro, en las inmediaciones del Estadio Vicente Calderón (Foto 6).

El proceso constructivo consistió en la excavación y vaciado al amparo de muros pantalla de hormigón armado, excepto en el cruce bajo el Puente de Segovia, que requiere una actuación singular.

- Longitud Tramo de Actuación: 1.390,00 m.
- Longitud Total (troncos + ramales): 3.800,00 m.
- Longitud Túnel entre Pantallas: 3.043,16 m.
- Longitud Actuación Singular bajo el Puente de Segovia: 40,00 m.
- Contratista: U.T.E. Ferroviario Agroman, S.A. - Castillejos, S.A.
- Plazo: 24 meses.
- Presupuesto de adjudicación: 247.324.636,02 euros.



Foto 6. ÁMBITO DE ACTUACIÓN PROYECTO 10.2.



Foto 7. ÁMBITO DE ACTUACIÓN PROYECTO 11.1.

* **Soterramiento de la M-30 entre el Puente de San Isidro y el Puente de Praga (Proyecto 11.1).** Al igual que el tramo anterior, se continúa el soterramiento de la M-30 en las riberas del río entre el Puente de San Isidro y el de Praga (Foto 7).

Al igual que en el proyecto anterior, el soterramiento de la M-30 se proyectó mediante la ejecución de túneles artificiales con pantallas. Únicamente se ha previsto el empleo de otro procedimiento constructivo en zonas singulares; en concreto, en el paso bajo el Puente de Toledo

- Longitud Tramo de Actuación: 1.600,00 m.
- Longitud Total (troncos + ramales): 6.365,00 m.
- Longitud Túnel entre Pantallas: 5.025,04 m.
- Longitud Actuación Singular bajo el Puente de Toledo: 360,00 m.
- Contratista: Acciona Infraestructuras, S.A.
- Plazo: 24 meses.
- Presupuesto de adjudicación: 227.830.604,60 euros.

2. Paso bajo el Puente de Segovia

2.1. SITUACIÓN DE PARTIDA

Mandado construir por Felipe II para unir la calle de Segovia con la Carretera de Extremadura, se trata del puente más antiguo que hay en Madrid (Foto 8). Su construcción se atribuye al arquitecto Juan de Herrera, quien debió de realizarlo entre 1582 y 1584.

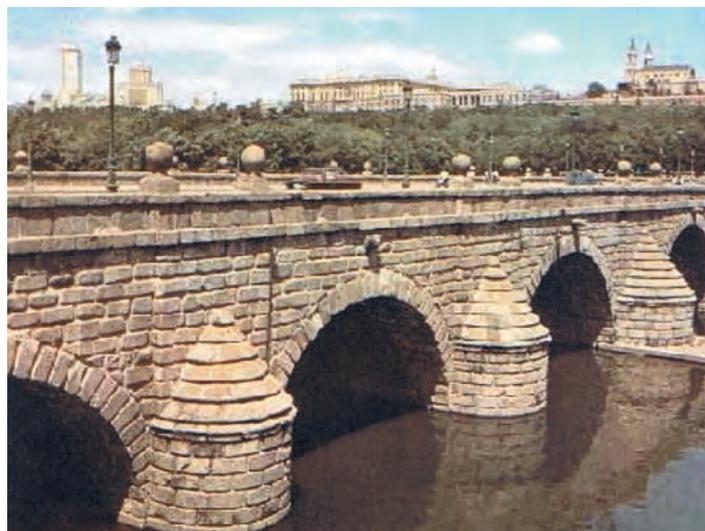


Foto 8. EL PUENTE DE SEGOVIA. AÑO 2000.

Labrado en granito, consta de estructura de nueve arcos de medio punto almohadillados coronados por un sencillo antepecho que se sienta sobre la línea de imposta. Sobre el antepecho que remata el puente hay varias bolas de granito, adorno característico de la arquitectura de finales del siglo XVI y principios del siglo XVII. Declarado «Bien de interés cultural» en 1996 (decreto 84/96, de 6 de junio; «B.O.C.M.» 28-6-96).

El Proyecto de Soterramiento de la M-30 incluye actuaciones bajo el Puente de Segovia, donde se va a construir la nueva M-30, con un nuevo trazado completamente subterráneo para recuperar el entorno, eliminando los principales impactos ambientales en la zona.

Para ejecutar el Soterramiento de la M-30 en su calzada interior es necesario cruzar el Puente de Segovia. El ancho de la calzada es de aproximadamente 20 m, distancia superior a la que hay entre las pilas del puente, por lo que no es posible alojar la calzada entre las mismas. Por ello, se ha proyectado que la calzada cruce bajo la pila 2 del puente a una profundidad de unos 20 m.

2.2. GEOTECNIA Y CIMENTACIÓN EXISTENTE

En las pilas del puente coexisten dos tipos de cimentación: la correspondiente a la parte del puente original y la correspondiente a la zona ampliada en 1944. La primera es una zapata escalonada que muy probablemente se encuentra cimentada sobre pilotes de madera. La segunda, según el proyecto de construcción, se encuentra cimentada sobre una losa de 40 cm, con pilotes prefabricados de 40 cm de lado (Fig. 1).

La falta de seguridad en la cimentación, tanto en la zona antigua como en la zona ampliada, hace necesario considerar como única solución segura para la estructura el sostenimiento de la misma en la zona del fuste de la pila, por encima de la cimentación.

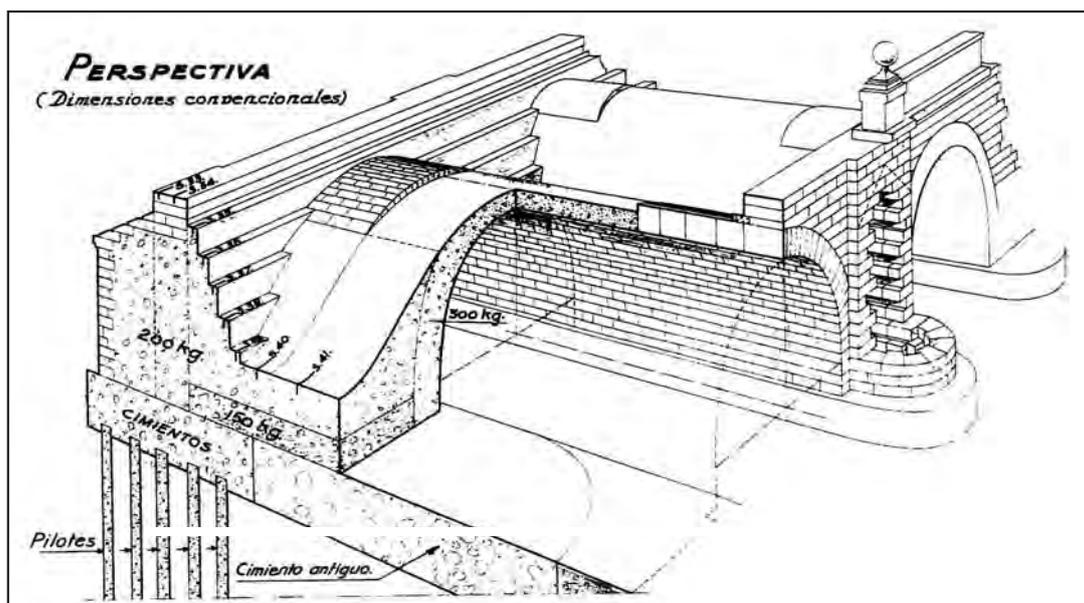
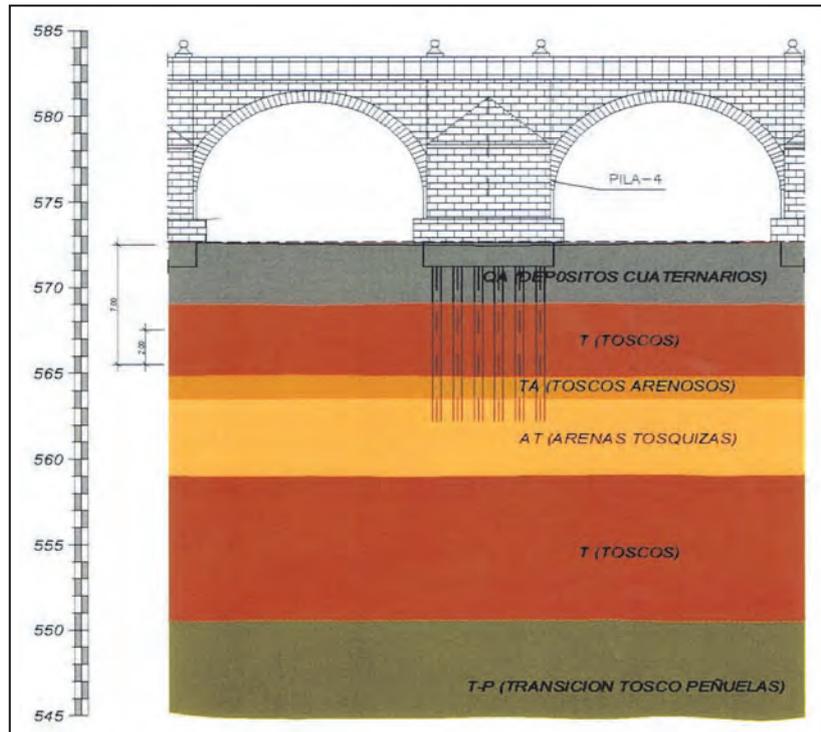


Figura 1. CROQUIS DE LA CIMENTACIÓN EXISTENTE.

En cuanto al terreno existente en la zona, adjuntamos el corte estratigráfico presente en la citada zona de actuación, en el cual se distinguen los estratos siguientes:

- Depósitos Cuaternarios Aluviales (QA): En conjunto se trata de arenas arcillosas y/o limosas, en general no plásticas (SC). Hacia la base del mismo, a veces aparece algún nivel de gravas con un espesor de 1 m aproximadamente.
- Arenas Tosquizas y Toscos Arenosos (AT y TA): Se trata de arenas arcillosas de poco a medianamente plásticas (SC) y, en ocasiones, arcillas de baja plasticidad (CL).
- Toscos (T y Tarc): Formado por materiales sedimentarios de color ocre o marrón con predominio arcilloso, siendo frecuente la aparición de arcosas, sepiolita y sílex, que generalmente tienden a constituir niveles intercalados. Los finos son de plasticidad media aunque localmente pueden aparecer capas arcillosas de alta plasticidad.
- Transición Tosco-Peñuela (T-P): Están constituidos por niveles arcillosos carbonatados, arcillas arenosas y arcillas verde-azuladas, entre los que destaca la frecuente existencia de sepiolitas y bentonitas. De plasticidad media a alta.



PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.

2.3. ACTUACIÓN PREVISTA PARA EL SOTERRAMIENTO DE LA M-30

El apeo del Puente de Segovia se ha realizado bajo la consideración de dos premisas: garantizar la seguridad de la operación, ya que el puente no será cortado durante el apeo de la estructura, y limitar la deformación que puede sufrir la pila 2 para garantizar que la estructura no sufra nuevas patologías.

La solución adoptada consistió en el apeo provisional de la estructura mediante el cosido transversal de la pila a dos vigas correderas, paralelas a la citada pila (Fig. 2). Estas vigas descansan sobre una cimentación de micropilotes. El sistema permite la realización, por debajo de la pila, de una losa postesada de 2,5 m de canto, por bataches, para garantizar que sólo parte de la estructura esté apoyada en la estructura auxiliar, formada por el cosido y las vigas correderas.

Debido a que en cualquier fase de la obra deben poder corregirse deformaciones no deseadas de la estructura, se dispuso un sistema de gatos que garantizara esta posibilidad. Estos gatos estarán activos hasta el final de la operación (Fig. 3).

En la ejecución de la solución adoptada fueron necesarios los siguientes elementos estructurales:

- Pilotes de contorno del túnel.
- Micropilotes verticales para el apoyo de las vigas correderas.

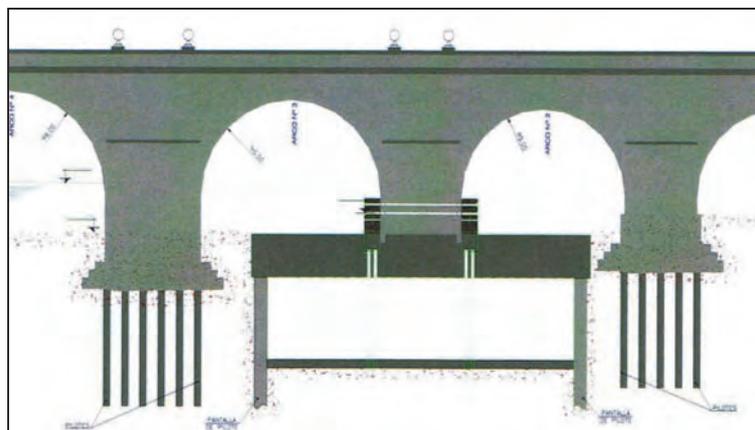


Figura 2. APEO DE LA PILA 2 DEL PUENTE DE SEGOVIA. SECCIÓN.

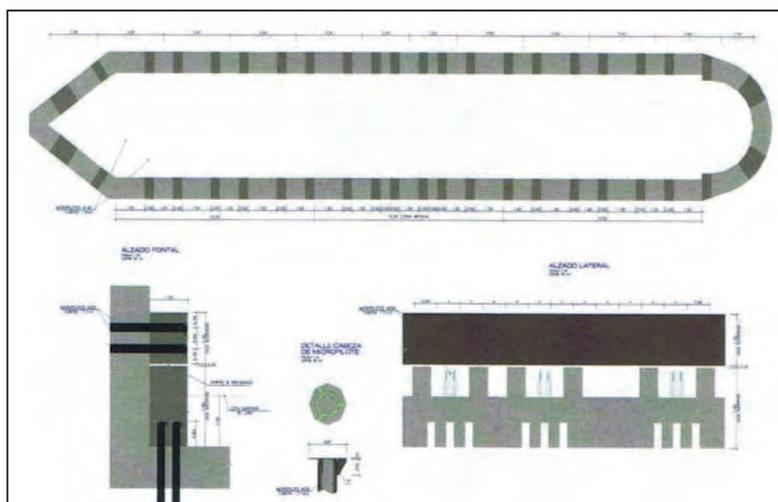


Figura 3. APEO DE LA PILA 2 DEL PUENTE DE SEGOVIA. PLANTA.

- Micropilotes horizontales para el cosido de la pila.
- Vigas correderas superior e inferior.
- Losa de cubierta de la sección del túnel.

2.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se realiza a continuación una descripción de cada uno de los trabajos realizados en cada una de las fases ejecutadas:

FASE 1: Preparación de la plataforma de trabajo.

Con carácter previo a la ejecución de los trabajos fue necesaria la realización de una plataforma hasta nivel inferior de la losa de cubierta, cuya ejecución supuso una excavación de hasta 3 m de altura. Así, para evitar descalzar la cimentación de la estructura y, además, para considerar una posible crecida del nivel freático se realizó una impermeabilización previa de la zona interior a los pilotes mediante una pantalla doble de *jet-grouting* que garantizase la impermeabilización de la zona interior de trabajo.

FASE 2: Excavación de la plataforma de trabajo. Ejecución de los pilotes.

Tras la ejecución de la pantalla de *jet-grouting* se realizó una pantalla de pilotes de 800 mm de diámetro en el contorno del túnel, desde la cota inferior de la losa de cubierta del túnel, por debajo de la estructura existente.

FASE 3: Realización de los micropilotes verticales.

Posteriormente a la realización de la pantalla de *jet-grouting* y pilotes se realizaron los micropilotes verticales atravesando la cimentación de la pila.

Las vigas correderas, paralelas a la cimentación de la estructura, reciben las cargas de los micropilotes horizontales. Estas cargas se transmitirán al terreno a través de unos micropilotes verticales.

Con el fin de poder realizar la losa de cubierta del túnel, que servirá de apoyo a la pila del puente, se agruparon los micropilotes en grupos separados cada 3,50 m. El diseño exigía una profundidad de empotramiento de 16,50 m para una carga por micropilote de 60 ton. Estos micropilotes, cuando se excave la losa de cubierta de la estructura, se cortarían y se utilizarán como apoyo de la contrabóveda del túnel.

Las características previstas para estos micropilotes, ejecutados bajo gálibo, fueron las siguientes:

- Diámetro de perforación: 200 mm.
- Diámetro de armadura: 139/9 mm. Armadura equipada con válvulas antirretorno cada 0,50 m en los últimos 3 m y tubería ciega en el resto.
- Tipo de acero: N- 80 Le = 5.600 kg /cm².
- Resistencia característica de la lechada de inyección: 25 MPa (valor a 28 días).
- Número de micropilotes por apoyo: 4 uds.
- Separación entre apoyos: 3,50 m.
- Longitud de empotramiento en peñuelas: 16,50 m.
- Tipo de inyección: I R.



Foto 9. EJECUCIÓN DE MICROPILOTES VERTICALES.

Completado dicho rebaje, se realizó el replanteo a eje del micropilote, y tras ello dio comienzo la perforación de los micropilotes, utilizándose carros perforadores de accionamiento hidráulico sobre orugas tipo MC 800, que realizaron la perforación completa de cada taladro cumpliendo las estrictas limitaciones existentes, debidas tanto a la existencia de galibo, al perforarse bajo el tablero del puente, como a las características de la perforación de diámetro 200 mm y de hasta 22 m de profundidad, así como a la necesidad de acercarse lo máximo posible al hastial de la pila.

Una vez situado el equipo de perforación en el eje de la boca de perforación (Foto 9), sobre la parte superior del punto de replanteo se fija la dirección e inclinación de la corredera según la definición de los micropilotes, comprobando que las inclinaciones de los micropilotes estén de acuerdo al proyecto. Perforando no más de 1 m, se comprueba de nuevo tanto la verticalidad o inclinación del útil de perforación como su posición en planta.

Las perforaciones, con diámetro 200 mm, se realizaron a rotoperusión utilizando:

- El sistema de doble varillaje tipo OD, perforación al amparo de entubación metálica recuperable, hasta profundidades de 22 m.
- Se utilizó como fluido de barrido y refrigeración el agua.

Una vez terminado y limpio el taladro, garantizando la limpieza del fondo de perforación hasta que el fluido de perforación saliera sin resto alguno de detritus, se introducía hasta el fondo del mismo la armadura metálica 139/9 mm, equipada con válvulas antirretorno cada 0,50 m en los últimos 3 m y tubería ciega en el resto.

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

A continuación se procedió a la inyección del micropilote, realizándose en dos fases:

- **Fase de sellado más inyección convencional del micropilote:** En esta primera fase se procedió a realizar el sellado del espacio anular existente entre la armadura y la perforación, introduciendo una mezcla de cemento-bentonita al 6 %, con una dosificación A/C: 1,5, que permitió la apertura posterior de las válvulas.

Para ello se introdujo un obturador doble por el interior de la armadura, de modo que, a través de la válvula inferior, se inyectaba la mezcla de bentonita-cemento. Una vez introducida la cantidad aprobada por la dirección de obra (75 kg de lechada de bentonita-cemento), se procedió –a través de la válvula superior y mediante un obturador doble– a realizar la inyección de lechada indicada en el proyecto hasta alcanzar la boca del taladro.

La lechada se bombea desde la válvula superior por el interior de la armadura y sube por el espacio anular que queda entre esta armadura y la perforación, desplazando hacia el exterior los posibles detritus de perforación y el agua, dejando fluir la inyección por la boca del taladro hasta que su densidad y calidad sea la misma que se obtiene en la mezcladora.

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

- **Tratamiento de las válvulas (manguitos) situados en los 3 m inferiores:** A las 48 horas, y mediante obturadores dobles que aislaban la válvula (manguito) del micropilote a través del cual se inyectaba, se procedió a la inyección de las mismas, bombeando la lechada a presión por el interior de la armadura hasta su salida por las válvulas de inyección.

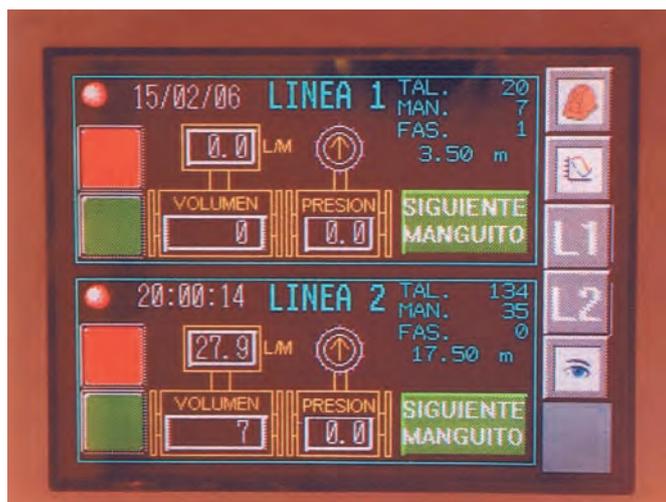


Foto 10. BOMBA TIPO DOMINE. CONTROL AUTOMÁTICO DE INYECCIÓN.

Esta inyección se hizo de acuerdo a las especificaciones del proyecto, controlando tanto la dosificación de la mezcla como la presión y el volumen inyectado.

Los parámetros que regían la inyección de válvulas eran de 75 l por manguito (manguitos cada 0,50 m), hasta conseguir una presión de 5 bares, a caudal controlado de máximo 6 l/min. En caso de no alcanzarse estos valores, se procedía a una segunda fase de inyección, hasta alcanzarse alguno de ellos (75 l ó 5 bares a caudal controlado de 6 l/min), por lo que tras la primera fase de inyección se realizaba un lavado interior del tubo manguito para posibles inyecciones en una segunda fase.

La inyección de las válvulas fue alterna para evitar posibles comunicaciones entre ellas. La dosificación de la lechada de cemento de inyección empleada fue A/C: 1/1.

El periodo mínimo entre la fase de sellado y la inyección fue de 48 horas.

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

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

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

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

La mezcla a inyectar era bombeada desde la planta de inyección (modelo Hany, marca ZMP-710) situada en la zona de montaje y hasta bombas intermedias marca Domine PH 2x5 situadas en boca de taladro (Foto 10). Esta bomba realiza de forma automática un control de presión, volumen y caudal/tiempo, para completar los criterios de inyección señalados en proyecto, teniendo especialmente cuidado en el control de admisiones de lechada, siendo inmediatamente comunicada a la dirección de obra cualquier incidencia en la misma.

En total fueron ejecutados 1.814,00 m lineales de micropilote vertical, Ø 200 mm bajo gálibo, equipados con armadura tubular de 139 x 9 mm y con 2 válvulas por metro en los últimos 3 m.

FASE 4: Realización de las vigas correderas inferiores.

La viga corredera inferior, de dimensiones 1,20 m de canto, 1 m de ancho y 60 cm de altura, apoyada en los micropilotes verticales, es la que transmite la carga directamente a los micropilotes. Tiene forma almenada, ya que ha de permitir el paso de las cargas a través de los gatos dispuestos para la operación a través de los enanos de hormigón dispuestos.

Por tanto, los casos de carga eran dos. El primero es que la transmisión de la carga de la viga corredera superior se transmita a través de los gatos hidráulicos, por lo que la carga estaba totalmente centrada sobre los micropilotes y no producía esfuerzos de flexión. El segundo estado de cargas era cuando la estructura transmitía su carga a través de los enanos de apoyo.

FASE 5: Ejecución de los micropilotes horizontales.

Se realizaron dos sondeos interiores en la pila para determinar la composición de los materiales que conforman el interior de la estructura.

El interior de la estructura, según se observa en el estudio geotécnico, está formado en la zona superior de la pila por una losa de hormigón formada con árido grande y, según avanza verticalmente el sondeo, aparecen gravas (a modo de relleno) cementadas en algunas zonas más que en otras. Posteriormente aparece la cimentación de hormigón de la estructura y el terreno de cimentación. Parece que el modo de construcción de la pila consistía en un encofrado realizado por los sillares del contorno de la pila y se rellenaba el interior con grava cementada. Finalmente se aplicaba una última capa de hormigón para la realización del firme.

Para el sostenimiento de la pila se han dispuesto unos micropilotes horizontales que cumplen dos misiones: por un lado, el sostenimiento de la estructura, para poder excavar por debajo de la pila, y por otro, el confinamiento de la pila para evitar que se desmorone. Para este segundo efecto es necesario que la pila esté cementada en la zona inferior, por lo que se ha decidido que los micropilotes tengan válvulas para inyectar lechada y así formar un todo uno con la grava cementada de la pila.

Las características previstas para estos micropilotes horizontales, ejecutados bajo gálibo, fueron las siguientes:

- Diámetro de perforación: 196 mm.
- Diámetro de armadura : 177,9/9 mm.
- Resistencia característica la lechada de inyección: 25 MPa (valor a 28 días).
- Número de micropilotes:
 - Fila superior: 50 uds de 7 m de longitud.
 - Fila inferior: 51 uds de 8 m de longitud.
- Separación entre taladros: Taladros en dos filas al tresbolillo y separados horizontalmente 0,60 m:
- Tipo de inyección: I R.

Desde el punto de vista de producción, la ejecución de estos micropilotes tenía grandes desafíos:

- Garantizar la horizontalidad de los taladros.
- Limitación estricta de los asientos hasta 10 mm.
- Los sondeos del interior de la sillería aconsejaban un pretratamiento de consolidación del material suelto del interior de la sillería.

De este modo, Kellerterra propuso un sistema de trabajo consistente en dos fases: pretratamiento y micropilotes horizontales.

- El pretratamiento consistió en la perforación a rotopercusión con diámetro 76 mm de taladros horizontales de aproximadamente 3 m de longitud, a través de los cuales se procedía a la inyección de lechada a fin de consolidar el interior de la pila.

En una primera fase se realizaron taladros alternos (taladros pares e impares), procediendo a su inyección según la secuencia descrita en el apartado de inyecciones. Una vez perforados e inyectados los primeros taladros (taladros pares), se procedía a perforar e inyectar la segunda fase (taladros impares).

Al término de la perforación se realizó la inyección por punta a través del propio varillaje de perforación y a continuación se introdujeron lanzas de inyección provistas en toda su longitud de válvulas cada 25 cm para permitir la salida de la lechada de cemento.

Una vez introducida la lanza de inyección, se retacaba el orificio exterior (boca) con mortero, dejando unos 10-15 cm de lanza fuera del mismo para poder conectar el latiguillo de inyección. En su parte superior se dejaba una boquilla introducida en el orificio de la perforación que, al retacarse junto con la lanza de inyección, servía de vía de salida de la lechada.

La inyección se realizó en dos fases. En una primera fase se inyectaron los taladros pares, comenzando por uno de los taladros centrales, manteniendo el resto de taladros abiertos para permitir la circulación de lechada a través de ellos en caso de existir comunicación. Cuando existía comunicación entre taladros, se procedía al cierre de las boquillas comunicadas, controlando siempre la presión de inyección en cada una de ellas.

Cuando no existía dicha comunicación se iba alternando la secuencia de inyección hasta completar el trabajo en el total de las lanzas colocadas.

La inyección se realizó mediante una única obturación en boca, permitiendo el paso de lechada a través de todas las válvulas y circulando por el espacio anular existente entre la lanza y la perforación, desplazándose por el interior del relleno de la pila hasta que se alcanzaron valores presión de 3 bares.

Una vez finalizada la primera fase, se perforaron los taladros impares, con idéntica secuencia que los pares.

- Previo a los micropilotes horizontales, y en orden de garantizar la integridad de los sillares y verificar la horizontalidad de los taladros, se realizó bajo estricto control topográfico un emboquille de todos los taladros, a ambos lados de la pila, con perforaciones a rotación con diamante \varnothing 220 mm y extracción de testigo, en longitudes de 100 cm a través de los sillares del puente; de este modo se buscaba evitar el desplazamiento del útil de perforación en el arranque de la misma (Foto 11).

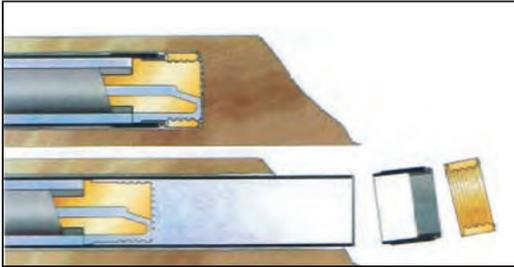


Figura 4. SISTEMA DE PERFORACIÓN CONCÉNTRICO.

perforación, anulando el recubrimiento anular, se instalaron centradores metálicos soldados que proporcionaban el recubrimiento necesario.

La inyección se realizó en una sola fase, a través de la armadura tubular, instalando válvulas de botón en el punto medio de la longitud total del micropilote.

Se sellaron los extremos de la perforación, instalando en el mismo sellado dos tubos que realizaran la doble función de purga de aire y posible punto de reinyección o control.

La inyección, con lechada de cemento, se realizó a través de un adaptador roscado en ambos extremos de la armadura tubular, de modo que la lechada se bombeaba por el interior de la armadura hasta su salida por las válvulas de inyección, recorriendo el espacio anular existente entre la armadura y la perforación, desplazando hacia el exterior los posibles detritus de perforación, y dejando fluir la inyección por los tubos de purga instalados hasta que su densidad y calidad fuera la misma que la obtenida en la mezcladora.

Una vez efectuada esta comunicación se procedía al cierre de dichos conductos hasta conseguir una presión de inyección de 2 bares.

FASE 6: Realización de las vigas correderas superiores.

La viga superior tiene un canto de 1,20 m y un ancho de 1 m. Esta viga recibe las cargas de la pila a través de los micropilotes horizontales (Fotos 13 y 14).

Al igual que la viga inferior, tiene dos casos de carga: el primero supone que la viga está apoyada en los gatos, y el segundo, que la viga está apoyada sobre los enanos de hormigón.

FASE 7: Colocación de los gatos y puesta en carga de la estructura.

Una vez construida la estructura auxiliar de micropilotes y vigas correderas, se pusieron en carga los gatos (Foto 15) según el procedimiento al 20 % de la carga teórica.



Foto 11. EMBOQUILLE A ROTACIÓN Y SALIDA DE MANIOBRA.



Foto 12. PERFORACIÓN DE MICROPILOTES HORIZONTALES.



Foto 13. MICROPILOTES HORIZONTALES.



Foto 14. PREPARACIÓN DE LAS VIGAS CORREDERAS SUPERIOR E INFERIOR.

FASE 8: Realización de las galerías transversales y losa de cubierta.

Se dispusieron –según la secuencia descrita en planos (bataches)– las galerías para la realización del hormigonado de la losa. Las galerías tienen un ancho de 3,5 m, a excepción de las dos centrales, que tienen un ancho de 2,5 m (Foto 16).

La losa de cubierta del túnel (Foto 17) ha de soportar toda la carga de agua del río Manzanares y el peso de la pila del Puente de Segovia. El hormigonado se realizó en cinco fases, hormigonando dos o tres bataches cada vez, en función de la situación.

Para minimizar las deformaciones que pudiera sufrir la estructura se realizó una losa de gran canto postesada. Esta losa de gran canto garantizaba que el rango de deformaciones al que estaba sometida la estructura fuera pequeño; pero, considerando la fisuración del hormigón y los fenómenos de retracción y fluencia, las deformaciones podrían resultar inadmisibles. Por tanto, se determinó el uso de pretensado para garantizar que, antes de la puesta en carga de la estructura, ésta tomara, mediante la introducción del pretensado, una deformación vertical ligeramente positiva.

De este modo se reducían las deformaciones y se evitaban también los fenómenos de fisuración y fluencia, ya que la losa está comprimida.

Para corregir la fuerza de pretensado a disponer es determinante la información que dan los gatos, ya que éstos están soportando el peso de toda la estructura. Cuando se vaya introduciendo el pretensado, los gatos deben ir perdiendo la carga, ya que se está levantando la estructura con la losa de cubierta.

FASE 9. Postesado de la losa de cubierta y puesta en carga de la misma.

Una vez realizada la losa de cubierta y su postesado se retiran los gatos de empuje y se realiza la impermeabilización de la losa. A continuación se procede a la excavación bajo la cubierta y al corte de los micropilotes (Foto 18).



Foto 15. COLOCACIÓN DE LOS GATOS.



Foto 16. EXCAVACIÓN DE LAS GALERÍAS TRANSVERSALES.



Foto 17. LOSA CUBIERTA.



Foto 18. EXCAVACIÓN BAJO LA PILA.

3. Paso bajo el Puente de Toledo

3.1. SITUACIÓN DE PARTIDA

Se trata de un puente proyectado entre 1715 y 1719 por Pedro de Ribera, comenzándose en el año 1719 y culminándose en 1732. Une la Glorieta de las Pirámides con la del Marqués de Vadillo, salvando el río Manzanares y la actual M-30 (Foto 19).

Consta de nueve ojos separados por medio de tambores, similares a las torres de una fortaleza, entroncando así la arquitectura militar con la ingeniería. Los tambores rematan en balconillos y en la parte central del puente aparecen dos templete donde se colocan las estatuas de San Isidro y Santa María de la Cabeza, obra de Juan Alonso Villabrille y Ron (1735), junto a las armas reales y los escudos de la Villa. El conjunto se completa con rampas de acceso. Junto a la Glorieta del Marqués de Vadillo se desarrolla una amplia explanada donde se sitúan dos fuentes, inscritas en espacios circulares. Monumento nacional desde 1956, lo que vemos hoy es la reconstrucción definitiva —encargada por el marqués de Vadillo en 1715— de lo que fue el antiguo Puente de la Toledana, uno de los pasos estratégicos a Madrid en el siglo XVII, destruido en diversas ocasiones por las riadas.

En la actualidad el puente es peatonal, pasando por debajo de sus arcos, fuera del cauce, las calzadas de la M-30, tanto en su margen derecha como izquierda.

En la figura de la página siguiente (Fig. 4) se muestra un esquema con la distribución de luces y anchura de pilas.



Foto 19. EL PUENTE DE TOLEDO. AÑO 2005.

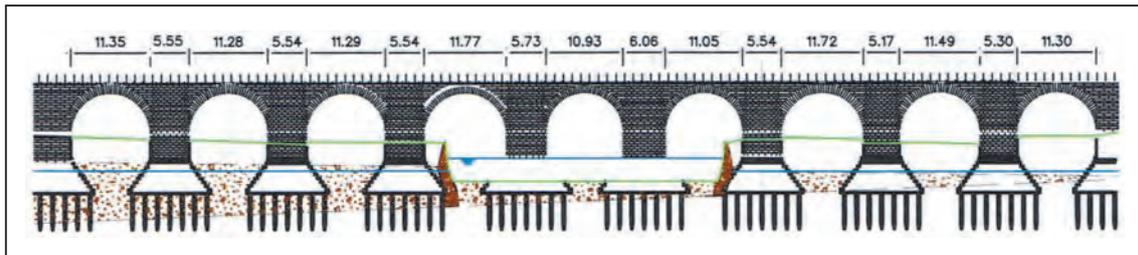


Figura 04. VISTA EN SENTIDO AGUAS ABAJO.

3.2. GEOTECNIA Y CIMENTACIÓN EXISTENTE

La información relativa a las características de la cimentación del puente se obtuvieron a través de la abundante bibliografía existente y confirmada mediante prospecciones geotécnicas.

En el artículo «Madrid y el Manzanares. El río, la ciudad y sus puentes. Puente de Toledo», escrito por Carlos Fernández Casado en la *Revista de Obras Públicas* de septiembre de 1974, se detallan las características de la cimentación del puente, refiriéndose textualmente a las mismas:

«Tenían las cepas una dimensión de 84 x 42 pies [pie castellano: 28 cm], y se reforzaban en las zapatas mediante unos emparrillados de madera formando cajones de 10 x 10 pies cada uno, con nueve estacas (pilotes) de vigas de terciá y 18 pies de altura terminadas en púas de hierro. Los pilotes se encepaban mediante una zapata de mampostería de pedernal reforzándose en la superficie con alambres y cadenas de madera de vigas de terciá formando un emparrillado de 1,00 x 1,00. Sobre esta cadena se disponen 8 hiladas de cantería de a media vara [vara castellana: 83,59 cm], que en todo su alto hacen 15 pies.»

El Puente de Toledo constituye un punto singular en el Proyecto de Soterramiento de la M-30 entre el Puente de San Isidro y el Puente de Praga; por todo ello, la información geotécnica existente es extensa en el tramo global del tramo objeto de proyecto (Fig. 5). Respecto a la zona del Puente de Toledo, las prospecciones geotécnicas han consistido en la realización de cuatro sondeos mecánicos con extracción continua de testigo, denominados S-5 a S-8. El sondeo S-6 se ha efectuado sobre el puente atravesando el mismo. La finalidad de este sondeo era conocer las características del relleno que constituye el interior de la sillería del puente y la profundidad de la cimentación.

De este modo, la columna estratigráfica del sondeo S-6 proporcionaba la siguiente información:

- Entre 0,0 a 1,3 m: Restos de pavimentos modernos sobre una matriz arenosa cementada.
- Entre 1,3 a 14,5 m: Bolos de pedernal tomados con hormigón calcáreo.
- Entre 14,5 a 15,2 m: Losa de granito.
- Entre 15,2 a 18,3 m: Aluvial.
- Entre 18,0 a 30,0 m: Peñuelas.

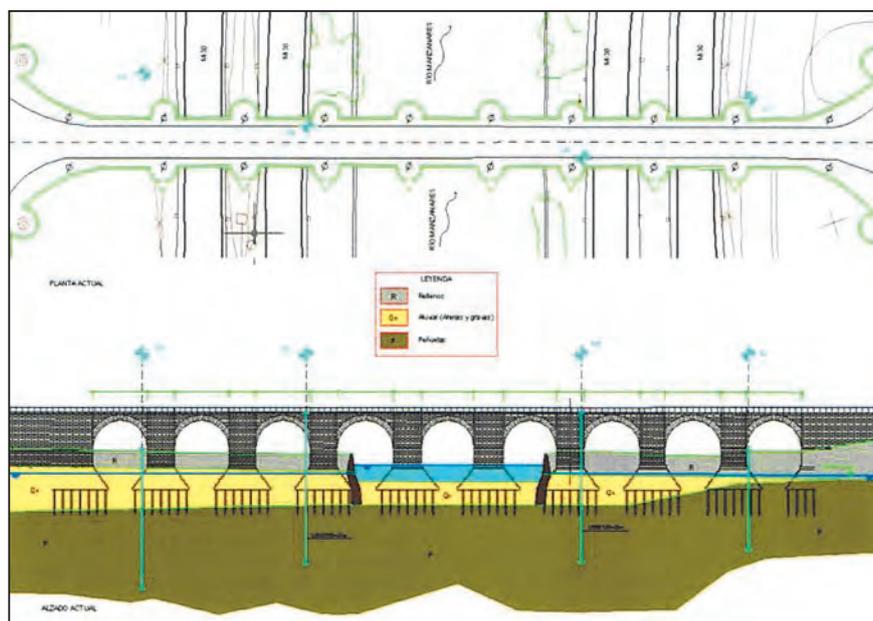


Figura 05. PERFIL GEOTÉCNICO.

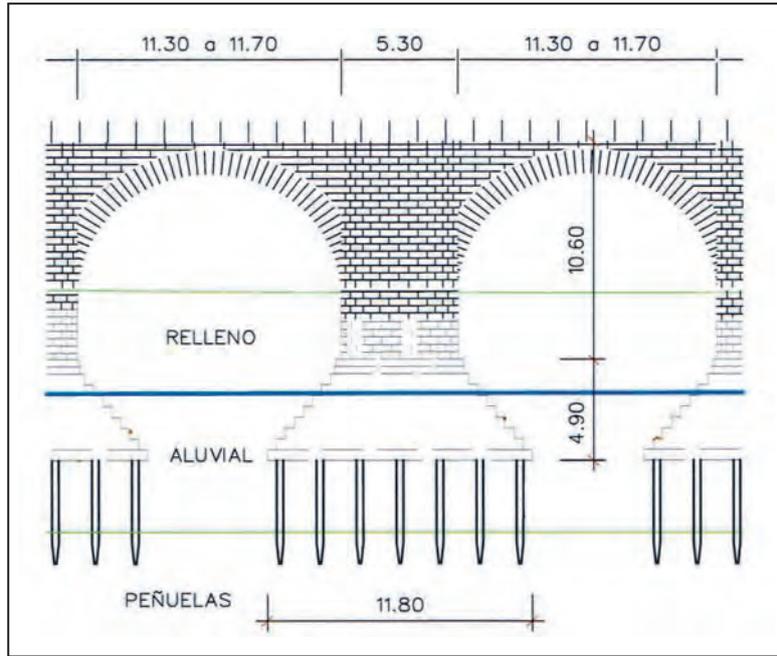


Figura 6. ESQUEMA DE LA CIMENTACIÓN.

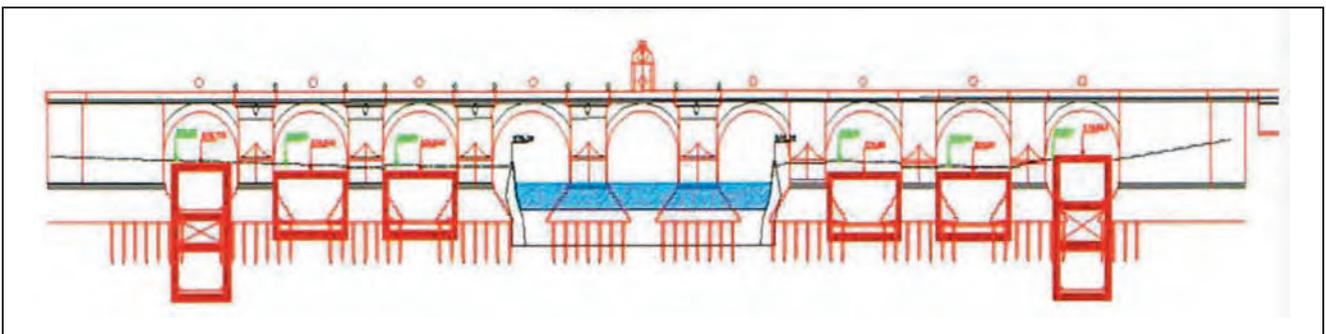
Con base en la información suministrada por este sondeo se averiguó que el relleno interior que constituye la sillería del puente estaba constituido por una serie de bolos cuarcíticos tomados con hormigón calcáreo. También se constató que el hormigón calcáreo se encontraba bastante degradado y que el relleno tiene una serie de huecos o cavidades interconectadas que alcanzaban el nivel del aluvial a través de la cimentación, pues se observó una pérdida muy rápida del agua del sondeo cuando se había perforado aproximadamente la mitad del espesor del puente, no habiéndose detectado salidas por el paramento de la sillería.

En virtud de la información anterior se interpretó que la cimentación del puente respondía, de forma aproximada, al siguiente esquema (Fig. 6):

En cuanto a las condiciones del terreno, cabe decir que los primeros 4 ó 5 m están compuestos por rellenos antrópicos bajo los cuales aparece el aluvial, formado por arenas con indicios de limo y con un espesor variable entre 3 y 8 m. El espesor mínimo se encuentra en la margen derecha, siguiendo la tendencia general encontrada en todo el tramo, el cual va aumentado progresivamente a medida que se aproxima hacia el interior de la ciudad. El techo de las peñuelas aparece inmediatamente después del aluvial, a profundidades que oscilan entre 7 y 12 m.

3.3. ACTUACIÓN PREVISTA PARA EL SOTERRAMIENTO DE LA M-30

El Proyecto de Soterramiento de la M-30 entre el Puente de San Isidro y el Puente de Praga, en la zona correspondiente al Puente de Toledo, contempla el paso, bajo el nivel del terreno actual, de una serie de calzadas que ocuparán los seis arcos que quedan fuera del río, tres en la margen izquierda y tres en la derecha. Por los dos arcos más próximos al río será necesario pasar dos carriles de circulación, lo que implica un anchura de calzada de 10 m, incluyendo arcenes y aceras, mientras que por el tercer arco se proyectan dos calzadas superpuestas de 7 m de anchura, pertenecientes a ramales de enlace. La disposición de todas estas calzadas es prácticamente simétrica respecto al río.



SECCIÓN POR PUENTE DE TOLEDO. PROYECTO ALTERNATIVA NÚM. 4.

Como se ha indicado anteriormente (Fig. 01), la luz libre de los arcos varía ligeramente de unos a otros, oscilando entre 11,70 y 11,30 m, y la anchura máxima de la calzada que se proyecta es de 10 m, por lo que, disponiendo una anchura de muros de 0,65 m, en la estructura de cruce, se evita la afección a los paramentos de la pila. Esta condición fue aprobada por la Dirección General de Patrimonio de la Comunidad de Madrid con fecha 5 de octubre del año 2004 (alternativa 4). De esta forma únicamente era preciso actuar sobre la cimentación del puente.

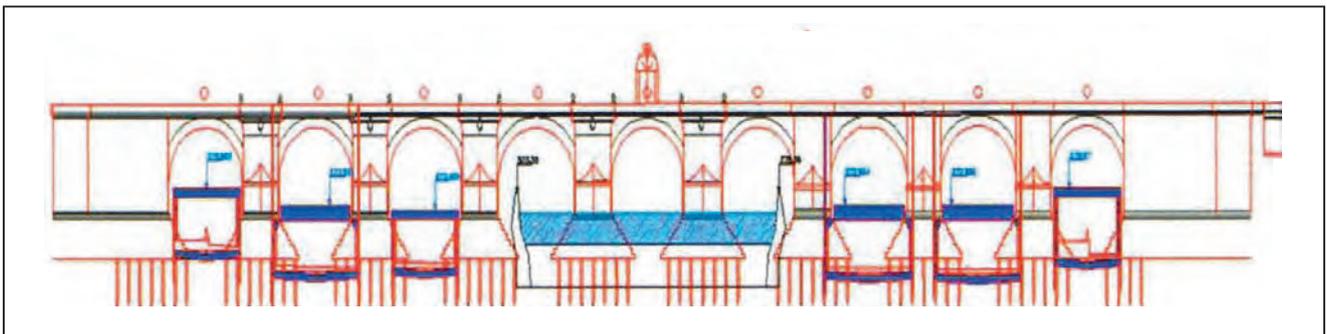
Posteriormente, ante la necesidad de ampliación de capacidad de la infraestructura en previsión de futuros desarrollos (operación Campamento), y para ajustarse a las modificaciones impuestas por la Confederación Hidrográfica del Tajo (nuevas secciones de paso de los colectores en los márgenes del puente), se decide aumentar la sección de los túneles, pasando de dos a tres carriles por calzada en tres de los seis ojos del puente.

Las modificaciones introducidas en el proyecto frente a la llamada «Alternativa 4» se resumen en dos aspectos:

- Ampliación de la anchura de la sección transversal de calzadas principales y ramales. De hecho, en ocasiones se ha pasado de una anchura libre interior de unos 10 m a una anchura de unos 13,10 m (con carriles de 3,5 m y arce-nes de 0,75 m).
- Variación en la rasante, debido principalmente a que el cruce con la Línea 5 de Metro se realizará por encima en vez de por debajo (como se planteaba en proyecto).

Es el primer aspecto el que más va a influir en el paso bajo el Puente de Toledo, puesto que las pantallas de micropilotes ya no se podrán realizar adosadas al paramento de las pilas, sino que deberán estar en el interior de éstas para poder dotar de la anchura prefijada a la sección transversal.

El segundo aspecto condicionó la cota a la cual se realizó la conexión entre la pantalla de micropilotes y la losa superior del soterramiento. Si la rasante fuera lo suficientemente alta, esta conexión se situaría en la zona de las pilas del puente, obligando a demoler parte de éstas cuando la pantalla de micropilotes perfora el cuerpo del puente.



SECCIÓN POR PUENTE DE TOLEDO. SOLUCIÓN PROPUESTA.

3.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Previo al inicio de la actuación, en el Puente de Toledo se estableció un «Plan de Auscultación» en el cual se definieron los puntos de medida, los sistemas de medición e instrumentación, la frecuencia de lecturas y las tolerancias de las mismas.

A través del seguimiento de la información de estas lecturas se comprobó que durante todas las fases de actuación no existieron alteraciones que supusieron afecciones al puente.

De igual modo se estableció un sistema de protección exterior para evitar que se produjeran daños o afección a los paramentos del puente, forrándose la superficie vista del mismo con una malla de tres capas formada por geotextiles y geomallas.

FASE 1: Consolidación de la estructura y de las cimentaciones.

Tras los trabajos previos se definió como actuación prioritaria la consolidación tanto de la estructura del puente como de sus cimentaciones.

Los sondeos efectuados a través del puente (Sondeo 6) revelaron que el relleno interior se encontraba deteriorado y presentaba una serie de huecos y cavidades. Por todo ello, se eligió un tratamiento de inyecciones con el fin de consolidar el material de relleno que constituye la zona interior a la sillería del puente, el terreno bajo los encepados y los rellenos interiores a la misma en la zona de encepados, con objeto de aumentar la resistencia del conjunto.

Esta consolidación se realizó a través de inyecciones de lechada de cemento en las cimentaciones del puente, y de microcemento, en la estructura muraria del mismo. De esta forma se consigue rellenar los huecos existentes tanto en la estructura como en el terreno de asiento, de tal forma que se comporte como un conjunto solidario y mejorando su estabilidad.

Para completar esta consolidación se definieron una serie de micropilotes que fortalecieran la estructura en los hastiales del puente y transmitieran las cargas verticales hasta el sustrato de peñuelas.

Así, los objetivos perseguidos eran tres:

1. Consolidación del relleno interior de las pilas mediante impregnación de los huecos y cavidades existentes.
2. Consolidación de la sillería y de los rellenos interiores a la misma en la zona de los encepados, de forma que se aumente la resistencia del conjunto.
3. Mejorar las características resistentes y deformaciones del terreno situado bajo los encepados

Para conseguir estos objetivos el proyecto contemplaba el empleo de dos tipos de inyecciones:

- Inyección de impregnación del relleno interior del puente. El objetivo era realizar una inyección de consolidación de este relleno para aumentar la durabilidad en las zonas sobre las que no se va a actuar y mejorar la resistencia en el resto de los casos. Este tratamiento se efectuará mediante la realización de una serie de taladros por cuyo interior se inyectarán lechadas de microcemento y de cemento.
- Inyección de consolidación y refuerzo de las pilas, encepados y terreno de cimentación del puente. Se realizó con tubos metálicos inyectando lechada de cemento.

El esquema de taladros de inyección previsto puede verse en la siguiente figura.

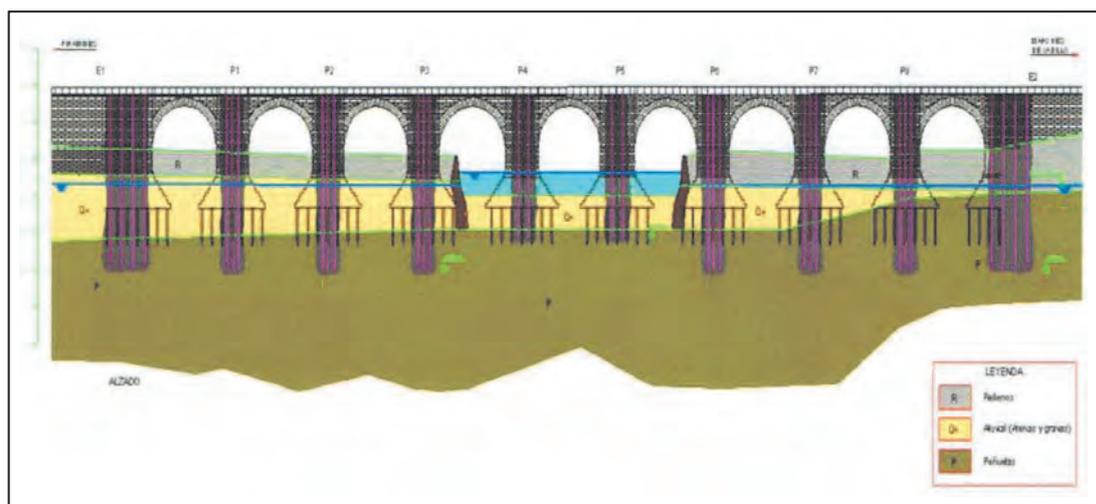


Figura 7. DISTRIBUCIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN.

- La inyección se realizó desde la parte superior del puente, de forma vertical, atravesando el cuerpo de éste –y, en su caso, el terreno natural– hasta la profundidad indicada.
- La profundidad mínima a alcanzar por las inyecciones de consolidación con lechada de cemento fue tal que se perforaban 5,00 m en el sustrato terciario de peñuelas.
- En caso de inyecciones de impregnación con microcemento, la longitud total de los taladros fue de 12,50 m; es decir, se empotraban 1,50 m en los encepados (donde comienza en ensanchamiento de la pila).
- En las dos pilas centrales del puente, no contiguas a las excavaciones de los falsos túneles, los taladros correspondientes a las inyecciones de consolidación con lechada de cemento penetraron 1,00 m por debajo del contacto cuaternario-terciario.

Respecto a la disposición de los taladros:

- En las pilas centrales 4 y 5: Dos filas longitudinales de taladros dispuestos formando una malla triangular.
 - Separación entre filas: 2,00 m.
 - Separación entre taladros de la misma fila: 2,00 m.

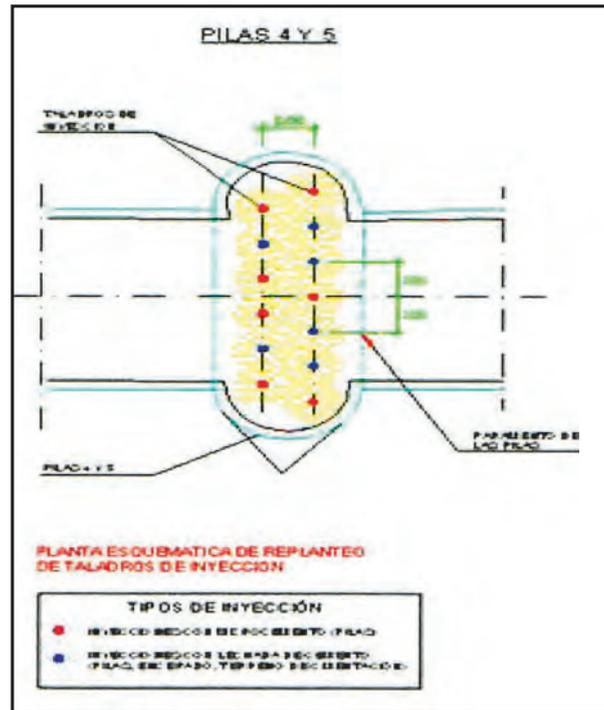


Figura 8. TALADROS DE INYECCIÓN EN PILAS CENTRALES (Distribución en planta).

- En el resto de pilas: Disposición más o menos irregular, evitando planos de perforación paralelos a los paramentos del puente, en tres filas longitudinales de taladros dispuestas según una malla triangular.
 - Separación entre filas: 1,00-1,50 m.
 - Separación entre taladros de la misma fila : 1,50 m.
- En estribos 1 y 2: Cuatro filas longitudinales de taladros dispuestos formando una malla triangular.
 - Separación entre filas: 2,00 m.
 - Separación entre taladros de la misma fila: 1,50 m.

Las características de la inyección de impregnación con microcemento serán las siguientes:

- Diámetro de perforación: 114 mm.
- Tubo manguito: Metálico de acero tipo S-355, con diámetro exterior de 60 mm, espesor de 5 mm y separación de válvulas antirretorno del orden de 30 cm.
- Tipo de inyección: IRS.

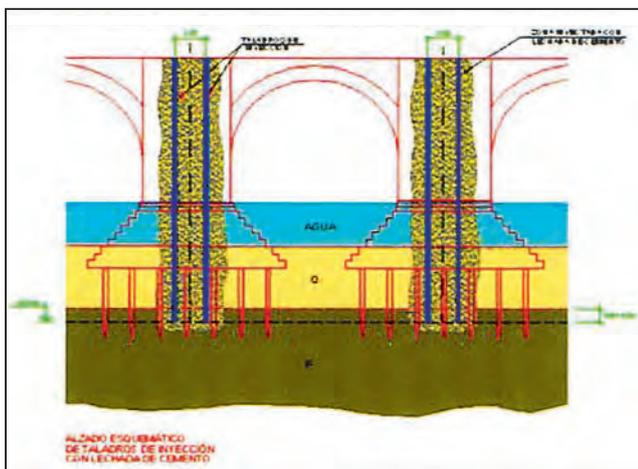


Figura 9. INYECCIÓN CON LECHADA DE CEMENTO EN PILAS CENTRALES.

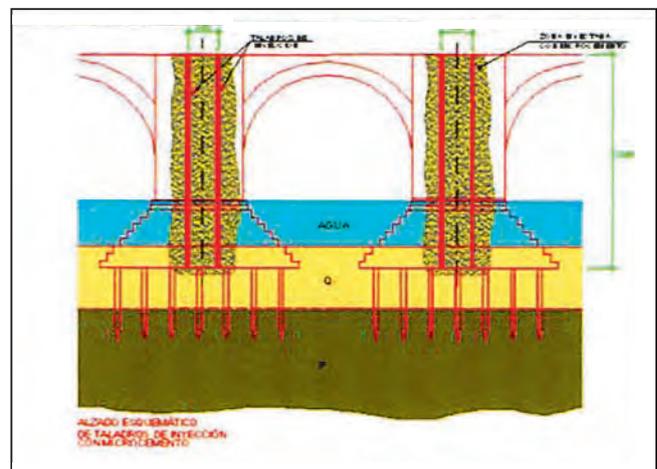


Figura 10. INYECCIÓN CON LECHADA DE MICROCEMENTO EN PILAS CENTRALES.

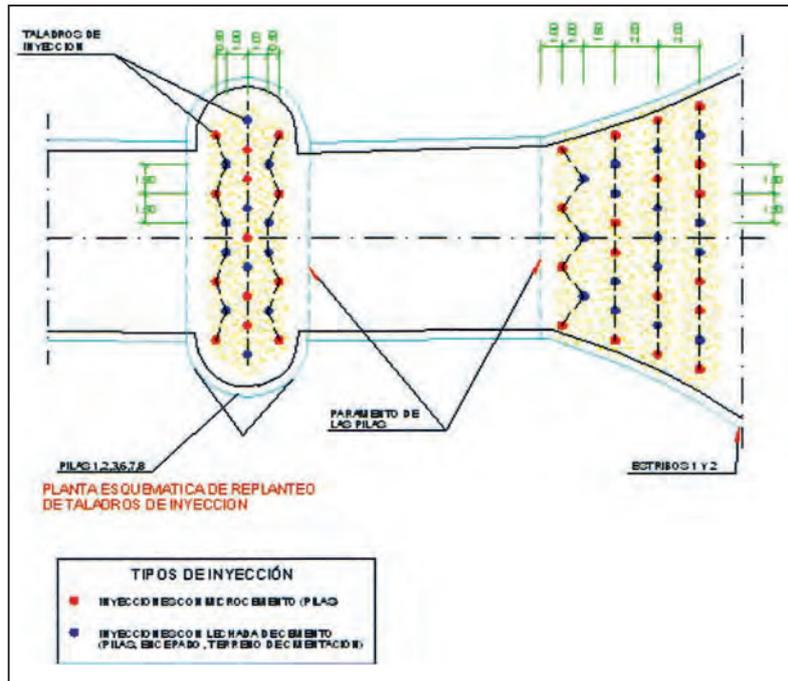


Figura 11. INYECCIÓN CON LECHADA DE CEMENTO EN PILAS RESTANTES Y ESTRIBOS.

- Presión máxima de Inyección: 0,10-0,15 MPa.
- Admisión máxima: 150 kg de materia seca por metro cúbico de terreno inyectado.

Las características de la inyección de consolidación con lechada de cemento serán:

- Diámetro de perforación: 150 mm.
- Tubo manguito: Metálico de acero tipo S-355, con diámetro exterior de 90 mm, espesor de 10 mm y separación de válvulas antirretorno del orden de 30 cm.
- Tipo de inyección: IRS.
- Presión máxima de Inyección: 0,15 MPa.
- Admisión máxima: 150 kg de materia seca por metro cúbico de terreno inyectado.

El proceso de ejecución de estas perforaciones consistió en la perforación de taladros en las ubicaciones, con las indicaciones señaladas en los planos y siguiendo la secuencia de perforación prevista en el proyecto de ejecución.



Foto 20. PERFORACIÓN A TRAVÉS DEL ENCEPADO DEL PUENTE.



Foto 21. PERFORACIONES PARA TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN.

La perforación de estos taladros se realizó combinando el empleo de dos sistemas de perforación. En principio, los taladros se ejecutaron empleando martillo en fondo debido a la dureza de los materiales que constituían el interior del puente (inyecciones de impregnación), si bien los taladros correspondientes a la consolidación con lechada de cemento –donde, además de atravesar el puente, se perforaba bajo el encepado– necesitaron el empleo de martillo en fondo combinado con el sistema OD, debido a la necesidad de entubar la perforación ante la presencia, bajo las pilas, de arenas sueltas que colapsaban el taladro.

Estos taladros se ejecutaron con dos carros perforadores sobre orugas modelo MC 1200 y I 140 desde el tablero del puente y sin limitación alguna de horario.

Estas perforaciones iban equipadas con tubería metálica de 60/5 mm y 90/10 mm según el taladro (impregnación o consolidación) con tres válvulas antirretorno o manguitos por metro lineal en la zona de cosido. El tubo metálico dispone, asociados a cada manguito, de cuatro agujeros de 14 mm situados en dos diámetros ortogonales, que son tapados con un cilindro de goma elástica de diámetro ligeramente inferior al del tubo metálico. Para impedir que esta goma se deslice a lo largo del tubo se sueldan a éste, en ambos extremos de la goma, pletinas de refuerzo.

A través del último manguito, disponiendo un obturador aproximadamente a 50 cm por encima de él, se inyecta lechada de cemento de forma que quede relleno de ella el espacio anular entre el terreno y la tubería de los manguitos, desde el fondo de la perforación hasta la superficie. Una vez fraguada la lechada de cemento que envuelve al tubo, se inicia el procedimiento de inyecciones sucesivas propiamente dicho. Por el interior del tubo se introduce la lechada de cemento a presión; con dos obturadores se obliga a que la única salida sean los agujeros perforados en el correspondiente tramo de tubo, venciendo la presión ejercida por el manguito y que a la vez impide el retorno de la lechada. La inyección se inició por el manguito más profundo; a continuación, con el inmediato superior, y así hasta el manguito más superficial.

La mezcla a inyectar –lechada de cemento o de microcemento– era bombeada desde la planta de inyección (modelo Hany, marca ZMP-710) situada en la zona de montaje y hasta las bombas intermedias situadas en boca de taladro (marca Domine PH 2x5), para completar los criterios de inyección señalados en proyecto.

La inyección contaba con un registro automático de parámetros y se realizó controlando en todo momento los movimientos en el puente, para lo cual se instalaron en la clave de todos los arcos y en los bordes del tablero, una serie de hitos de nivelación de precisión con las correspondientes bases fijas.

Además se establecieron unas condiciones para el proceso de inyección, a modo de referencia, que se describen a continuación:

- En primer lugar se inyectaron con lechada de cemento los taladros del perímetro exterior que circunscribe el área a tratar, de forma que se confine el recinto.
- Posteriormente se inyectaron con microcemento el conjunto de los taladros verticales interiores de las pilas en dos fases.
- En la primera fase se inyectaron la mitad de los taladros de forma alterna (es decir, de manera que no se inyecten dos taladros consecutivos dentro de una misma fila), mientras que en la segunda fase se inyectaron el resto de taladros. El desfase entre ambas era de al menos 3 días. La presión máxima de inyección en la primera fase se limitó a 0,15 MPa. Si no se alcanza esta presión, se limitará la admisión a 150 kg de materia seca por metro cúbico de terreno inyectado. En la segunda fase, las presiones podrán incrementarse, manteniéndose las admisiones máximas. Las presiones de estas fases podrán elevarse progresivamente, controlando que no se producen movimientos en el puente.

Las mediciones finalmente ejecutadas fueron:

- Tratamiento de consolidación: 2.925 ml de perforación, Ø 150 mm, y colocación de tubo manguito 90/10 con válvulas cada 0,33 m; inyección de 18 ton de lechada de cemento.
- Tratamiento de impregnación: 1.664 ml de perforación, Ø 114 mm, y colocación de tubo manguito 60/5 con válvulas cada 0,33 m; inyección de 8 ton de lechada de microcemento.

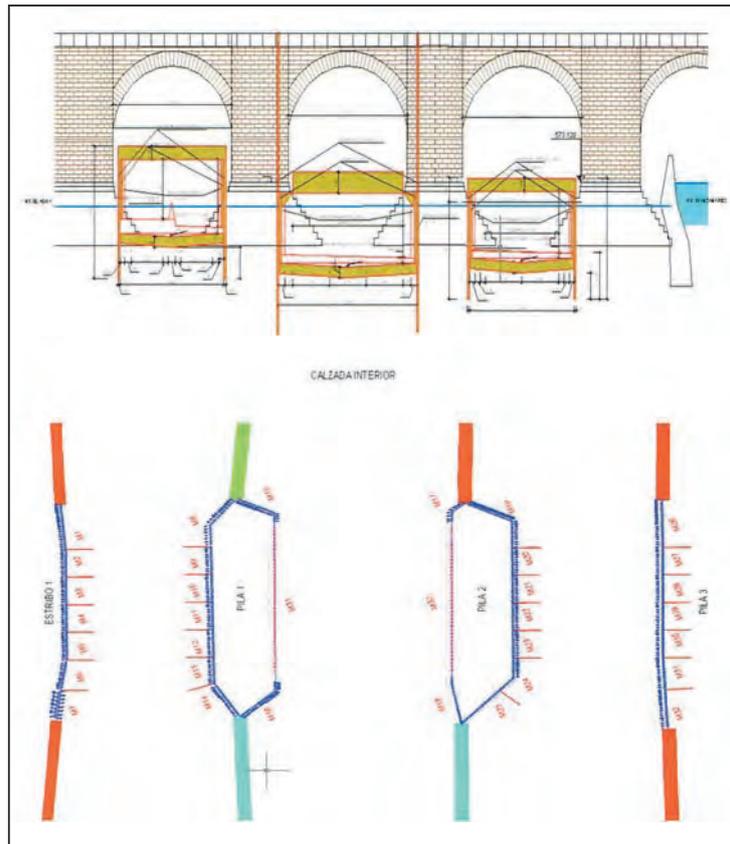
FASE 2: Contención mediante pantallas de micropilotes.

En esta etapa se realizaron las pantallas de micropilotes que fue necesario ejecutar bajo el Puente de Toledo para el paso de la M-30, tanto en su calzada exterior como interior, hasta llegar a distancias de aproximadamente $\pm 12,50$ m del eje del puente. El objeto de esta pantalla era doble: por un lado, recibir la carga que soportaba la parte del encepado que era preciso eliminar, y por otro, contener la excavación necesaria para la construcción del falso túnel que servirá de paso a la M-30.

Las pantallas de micropilotes ejecutadas tenían un diámetro de perforación 200 mm y armadura tubular en acero TM-80 (límite elástico, 5.600 kp/cm²) y dimensiones 114 × 96 mm.

La sección de las distintas pantallas proyectadas en la siguiente:

- **SECCIÓN TIPO 1:** Micropilotes Ø 200 mm ejecutados desde el tablero del puente (3 micropilotes por metro lineal en una sola fila).
- **SECCIÓN TIPO 2:** Micropilotes Ø 200 mm ejecutados bajo los arcos del puente (4 micropilotes por metro lineal en una sola fila).
- **SECCIÓN TIPO 3:** Micropilotes Ø 200 mm ejecutados fuera del puente, unión con las pantallas (3 micropilotes por metro lineal en dos filas situada al tresbolillo).



Los parámetros geotécnicos fueron definidos previamente en función del estudio geotécnico realizado en esta zona. A continuación se indican las características de la columna de cálculo, diferenciando claramente varios niveles litológicos:

- A) En la zona de influencia de las inyecciones de recalce de las pilas del Puente de Toledo (secciones tipos 1 y 2).
- Nivel 1 (Relleno):
 - Cohesión (modificada): $2,0 \text{ t/m}^2$.
 - Coeficiente de balasto horizontal: 2.000 t/m^3 .
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 28° .
 - Nivel 2 (Aluvial):
 - Cohesión: $3,0 \text{ t/m}^2$.
 - Coeficiente de balasto horizontal: 5.000 t/m^3 .
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 35° .
 - Nivel 3 (Peñuelas):
 - Cohesión: $5,0 \text{ t/m}^2$.
 - Coeficiente de balasto horizontal: 30.000 t/m^3 .
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 30° .
- B) En la zona fuera de la influencia de las inyecciones de recalce de las pilas del Puente de Toledo (sección tipo 3).
- Nivel 1 (Relleno):
 - Coeficiente de balasto horizontal: 5.000 t/m^3 .
 - Coeficiente de balasto horizontal: 2000 t/m^3 .
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 28° .
 - Nivel 2 (Aluvial):
 - Cohesión: $0,0 \text{ t/m}^2$.
 - Coeficiente de balasto horizontal: 5.000 t/m^3 .
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 35° .



Foto 22. EJECUCIÓN DE CORTINAS DE MICROPILOTES DESDE TABLERO Y BAJO GÁLIBO.

- Nivel 3 (Peñuelas):
 - Cohesión: 5,0 t/m².
 - Coeficiente de balasto horizontal: 30000 t/m³.
 - Ángulo de rozamiento efectivo: 30°.

Las características de los micropilotes correspondientes a la pantalla prevista fueron las siguientes:

- Diámetro de perforación: 200 mm de la armadura.
- Diámetro exterior/espesor de la armadura: 114 x 96 mm.
- Tipo de acero: N-80. Límite elástico: 5.600 kp/cm².
- Resistencia característica la lechada de inyección: 25 MPa.
- Numero de micropilotes por metro: Según secciones.
- Longitud de empotramiento en peñuelas: 17 m.

Las mediciones totales realizadas fueron:

- 4.514 m de micropilotes, Ø 200 mm, en contenciones ejecutadas desde el tablero, incluyendo 3.081 ml de perforación de sillería del puente (pilas y encepados) y 260 ton de inyección de materia seca en forma de lechada de cemento.
- 4.674 m de micropilotes, Ø 200 mm, en contenciones ejecutadas bajo el tablero, incluyendo 1.950 ml de perforación de sillería del puente (encepados) y 274 ton de inyección de materia seca en forma de lechada de cemento.



Foto 23. DIMENSIONES, CALIDAD Y NÚMERO DE COLADA EN LA ARMADURA.

VALLOUREC & MANNSMANN FERRE		INSPECTION CERTIFICATE CERTIFICAT DE RECEPTION		ISO 9001
EN 10224 3.3 B				
Client: KELLERTERRA S.L. Inspected by: Nº de certificado: P.O. 24257 Inspected on: 15/05/2012				
Description: 114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593				
Quantity: 114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593				
Y/N	Lot	Weight (kg)	Weight (ton)	Weight (ton)
OK	114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593	114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593	114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593	114.3 X 6.3 MPUS80 HT 24593

Figura 12. CERTIFICADO DE TRAZABILIDAD DE LA ARMADURA.



Foto 24. SUPLEMENTO DE ARMADURA POR ENCIMA DE LA PLATAFORMA Y CONEXIÓN A LOSA.

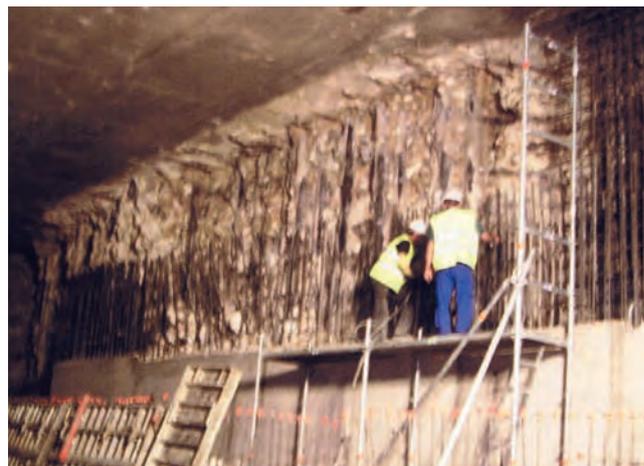


Foto 25. FERRALLADO DEL MURO FORRO.

FASE 3: Ejecución de la losa superior del marco

Una vez finalizada la ejecución de la pantalla de micropilotes, se hormigonó la losa superior, junto con la parte superior de los hastiales. La finalidad de ejecutar la losa con carácter previo a la excavación, de forma que la pantalla de micropilotes tenga un apoyo en cabeza en el momento de excavar, era la de minimizar los movimientos horizontales durante la fase de excavación de los bataches. Para que existiera un correcto apoyo de los micropilotes en la losa, se suplementaron los mismos hacia arriba, mediante la soldadura de los correspondientes tubos, de forma que se alcanzase la cota superior de la misma.

De igual modo se proyectó un muro forro de 25 cm de canto en el intradós de las pantallas desde la cubierta hasta la contrabóveda.

El presente artículo se ha preparado con la información aportada por los Proyectos de Construcción, con los datos suministrados por los contratistas principales y empresas especialistas, en las dos obras descritas y de la experiencia de Kellerterra.

Desde aquí quiero agradecer a los distintos participantes en ambas obras, la Administración Madrid Calle 30, sus Asesores en Geotecnia don Carlos Oteo Mazo y don José María Rodríguez Ortiz, a las Empresas Contratistas U.T.E. Ferrovial-Agroman, S.A-Castillejos, S.A. y Acciona Infraestructuras, S.A., y, muy especialmente, al equipo de producción de Kellerterra, dirigidos por don Fernando Martínez, don Emilio López y don Rubén Fernández, Jefe de Producción, Jefe de Grupo y Jefe de Obra a pie de tajo de forma permanente en ambos tajos.

4. Bibliografía

Limpieza restauración y consolidación del Puente de Toledo. Ayuntamiento de Madrid. Sin fecha.

«El Puente de Toledo.» Javier de Barrio y otros. *Revista de Obras Públicas.* Junio de 1979.

«Pasado presente y futuro del Puente de Toledo.» Carlos Fernández Casado. *Arquitectura.* Octubre de 1964.

«Madrid y el Manzanares. El río, la ciudad y sus puentes.» Carlos Fernández Casado. *Revista de Obras Públicas.* Enero, septiembre, diciembre de 1974 - Marzo de 1975.

«Sobre el Puente de Toledo.» Carlos Fernández Casado. *Arte Español.* 2º cuatrimestre de 1952.

«Historia documentada de los Puentes de Madrid.» Carlos Fernández Casado. *Revista de la Biblioteca Archivo y Museo.* Ayuntamiento de Madrid. 1954.

«La Puente Segoviana y la Puente Toledana.» Leonardo Fernández Troyano. *Revista de Ingeniería Civil,* núm. 143. 2006.

Las calles de Madrid. Pedro de Répide. Editorial Afrodisio Aguado. Ayuntamiento de Madrid. Abril de 1985.

Criterios para el Diseño de Micropilotes. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 3ª Sesión: Micropilotes. Carlos Oteo. 2003.

Proyecto de construcción. Remodelación de la M-30. Puente de San Isidro-Puente de Praga. Ginprosa. Enero de 2005.

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

Excavación en un edificio del centro histórico de Valladolid

Leoncio PRIETO TERCERO

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
RODIO

1. Introducción

Se describe la solución diseñada y ejecutada en un solar del Centro Histórico de Valladolid para permitir la construcción de un nuevo edificio con tres sótanos.

El solar se encuentra situado en la calle Platería, números 8, 10 y 12, lindando con dos edificios antiguos y la plaza de Cantarranillas. Parte de las fachadas se encuentran apuntaladas, con el fin de conservarlas.

Tiene forma rectangular con una superficie total aproximada de 176 m².

El Proyecto presentaba todas las particularidades de trabajar en el centro histórico de una gran ciudad:

- Superficie reducida..
- Accesos difíciles.
- Conservación de fachadas.
- Medianeras antiguas.
- Terreno difícil, con nivel freático elevado.
- Afección de servicios urbanos (galerías, etc.).

1.1. BREVE HISTORIA DEL CONJUNTO DE LA CALLE PLATERÍA

El conjunto histórico de la calle Platería, plaza del Ocho y Iglesia de la Vera Cruz presenta un trazado renacentista diseñado por Francisco de Salamanca tras el incendio de 1561, el cual hizo necesaria la remodelación de buena parte del casco histórico.

La calle discurre desde la plaza del Ocho hasta la iglesia de la Vera Cruz, obra de los arquitectos Juan de Nates y Diego de Praves, que recibe los influjos de la catedral vallisoletana de Juan de Herrera.

En la calle (próxima a la Plaza Mayor) se reunían los mercaderes, siendo un lugar muy apropiado para establecer tiendas, y en ella se fueron instalando talleres de platería. La tradición se conservó y durante mucho tiempo existieron gran cantidad de joyerías en la calle.

Tiene un estilo homogéneo en el planteamiento de las fachadas, consistente en calles y plazas con soportales, levemente alterado por modificaciones posteriores. La calle Platería (o de la Platería) fue diseñada de acuerdo con la teoría de la perspectiva renacentista. Como punto de fuga de la misma se sitúa, al fondo de la calle, la iglesia de la Vera Cruz.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Proyecto contempla la excavación del solar para la ejecución de tres niveles de sótano y un edificio de cinco plantas sobre rasante (planta baja, tres plantas y planta bajo cubierta). En un plano de 1783 (Ventura Seco) se aprecia la situación del ramal subterráneo del río Esgueva bajo la calle Platería.

Bajo la superficie del solar existen dos bóvedas (una de ladrillo y otra de mampostería) del ramal Norte del río Esgueva. Previamente a la excavación del solar se proyecta rellenar las dos bóvedas con mortero.

Los límites del Proyecto son:

- En el número 14 de la calle Platería hay un edificio de cinco plantas sobre rasante.
- En el número 6 hay otro edificio de cinco plantas, con un sótano.
- La calle Platería, con parte de las fachadas apuntaladas.
- El cuarto lado es la plaza de Cantarranillas.

La construcción de los tres niveles de sótano supone efectuar una excavación hasta una profundidad de 9,50 m.



VISTA DEL SOLAR ANTES DEL COMIENZO DE LAS OBRAS.

- De 6,00 a 7,00 m: Gravas cuarcíticas redondeadas de tamaño variable (centimétrico a decimétrico), con matriz de gravillas, limos y arenas. Estos materiales se clasifican como suelos de grano grueso (GM/GW). Su permeabilidad es alta debido a la baja proporción de finos, con un coeficiente del orden de 10-3 cm/seg. El espesor medio de esta capa está comprendido entre 0,50 y 1,00 m. Las capas están dispuestas subhorizontalmente, aunque la superficie de contacto con los materiales infrayacentes es alabeada.
- De 7,00 m en adelante: Arenas arcillosas y arcillas arenosas del Mioceno. Este conjunto litológico se conoce como «Unidad Pedraja de Portillo», y está constituido por fangos arcósicos rojizos y ocreos (arcillas, limos y arenas), con intercalaciones de pequeños canales de arcosas. Este conjunto puede considerarse algo permeable, variando en función del contenido de finos. El espesor de ésta es superior a los 50,00 m. La compactación es elevada, excepto en la zona más superficial, en contacto con las gravas, debido al contacto con el agua.

El nivel freático se encuentra a una profundidad variable entre 2,50 y 3,00 m y afecta al conjunto de rellenos y de gravas y de arenas, ya que el nivel infrayacente de arenas arcillosas y arcillas arenosas puede considerarse impermeable (a efectos prácticos).

CORTE TIPO DEL TERRENO.



3. Solución planteada

Los condicionantes geotécnicos (terrenos flojos y nivel freático alto), conjuntamente con las condiciones geométricas del solar, obligaban a una «contención continua perimetral» que permitiera realizar la excavación con total seguridad, minimizando las afecciones a los edificios y servicios colindantes. Los objetivos que tenía que contemplar la solución que se adoptara debían solventar los siguientes aspectos:

- Contención perimetral estructuralmente segura.
- Impermeabilización del vaso para poder excavar con los mínimos caudales de achique.
- Control en tiempo real de los movimientos en los edificios colindantes.

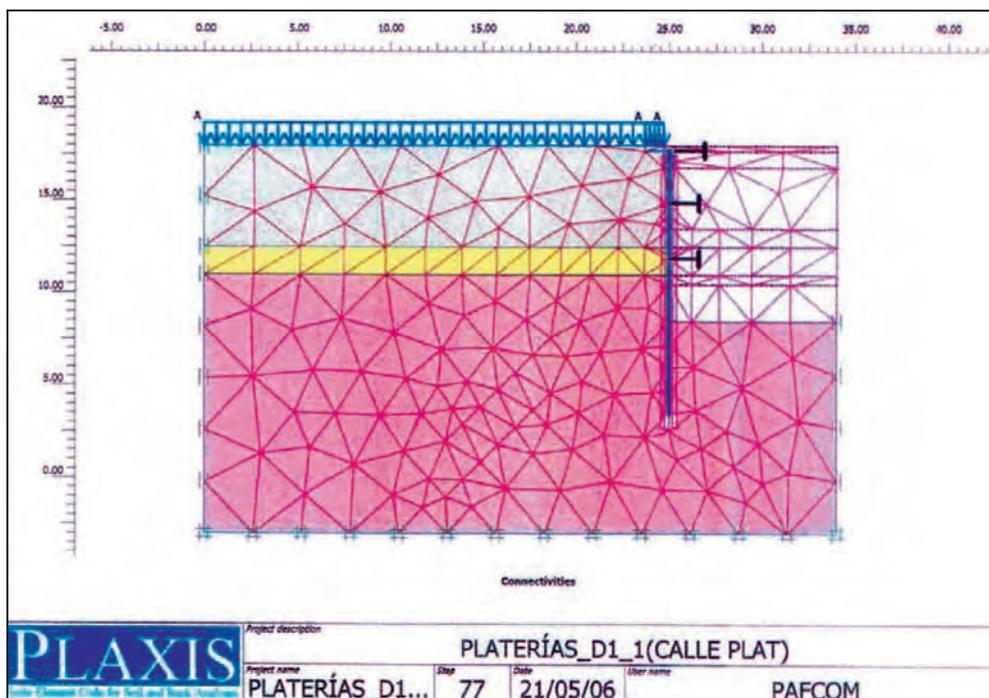
La mínima superficie del solar y la dificultad de los accesos obligaban a utilizar equipos de pequeño tamaño e instalaciones fijas reducidas.

Dentro de las posibles técnicas para la ejecución de la obra se seleccionaron dos de ellas combinadas para conseguir los resultados exigidos:

- Pantalla perimetral de micropilotes apuntalada a distintos niveles.
- Pantalla de columnas secantes de *jet-grouting* alineada con la pantalla de micropilotes.

Los esfuerzos sobre la pantalla se valoraron mediante un análisis numérico con elementos finitos (Código Plaxis), adoptando un modelo de endurecimiento isotrópico para el terreno. Este análisis permite, asimismo, determinar los movimientos de la pantalla, así como los esfuerzos del arriostramiento metálico.

Los esfuerzos en la pantalla y arriostramientos también se evaluaron mediante un cálculo de equilibrio límite y modelo de Winkler para simular la interacción suelo-estructura.

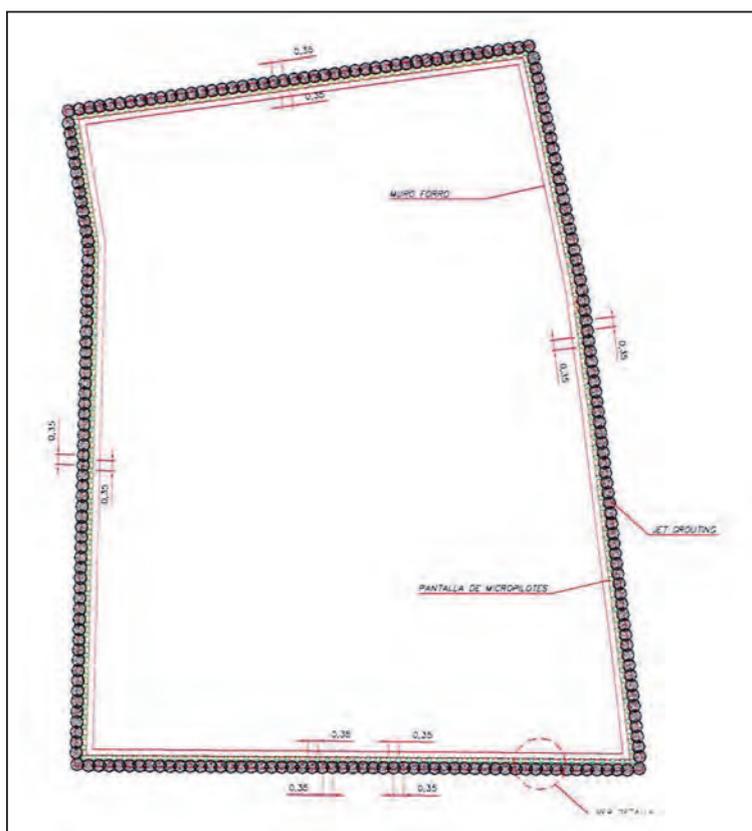


4. Ejecución de los trabajos

La ejecución del Proyecto de excavación contempló las siguientes fases:

1. Apeo de las fachadas colindantes.
2. Limpieza general del solar y de las galerías subterráneas.
3. Relleno con mortero pobre de las dos galerías.
4. Ejecución de una pantalla perimetral de *jet-grouting* desde la superficie hasta la cota - 10,00, empotrando las columnas en la formación arcillosa al menos 1,00 m. La separación entre ejes de columnas es de 0,35 m.
5. Ejecución de una pantalla perimetral de micropilotes –atravesando las columnas de *jet-grouting*– hasta la cota 14,50. Los micropilotes tendrán un diámetro de perforación de 180 mm, armados con una tubería de 140 mm de diámetro exterior y un espesor de 9,00 mm. La separación entre ejes de micropilotes será de 0,35 m.

6. Ejecución de la viga de coronación, de hormigón armado de 0,60 m de ancho por 0,80 de canto, en la cabeza de los micropilotes.
7. Colocación del apuntalamiento metálico provisional empotrado en lavita de coronación.
8. Excavación hasta la cota $-4,50$ y colocación de la primera fila de anclajes de 54 ton de capacidad. Los anclajes tendrán una inclinación de 30° y una longitud de 17,00 m (con un bulbo de 8,00 m).
9. Excavación hasta la cota $-7,50$ y colocación de la segunda fila de anclajes de 50 ton de capacidad y longitud de 15,00 m.
10. Excavación hasta la cota máxima de 9,50 m.
11. Ejecución de las cimentaciones y solera definitiva.
12. Construcción de los pilares y forjados de los sótanos.
13. Retirada del apuntalamiento y anclajes provisionales.



VISTA DEL SOLAR ANTES DEL COMIENZO DE LAS OBRAS.

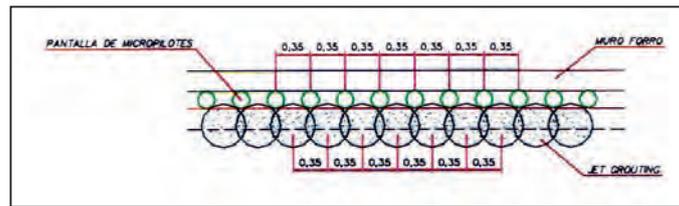
4.1. PANTALLA DE MICROPILOTES APUNTALADA

La contención estructural consistió en una pantalla de Micropilotes ejecutada en todo el perímetro. Los micropilotes se separaron 0,35 m entre ejes, por lo que se ejecutaron 231,00 unidades de 14,50 m de profundidad.

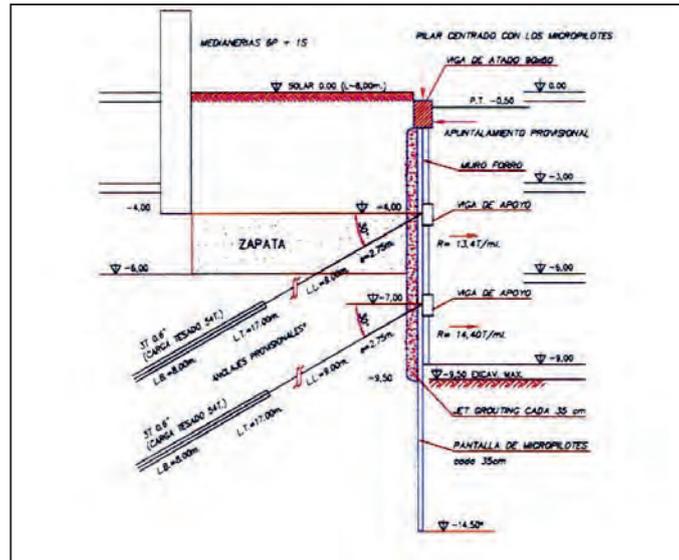
Se puede definir el micropilote como un *pilote de pequeño diámetro* en el que la armadura suele ser un tubo de acero, aunque a veces se puede armar con grupos de barras. El relleno se realiza con un mortero de cemento o una lechada inyectada para recubrir el espacio anular entre armadura y perforación, evitando así descompresiones del terreno.

La ejecución de un micropilote consta de las siguientes fases:

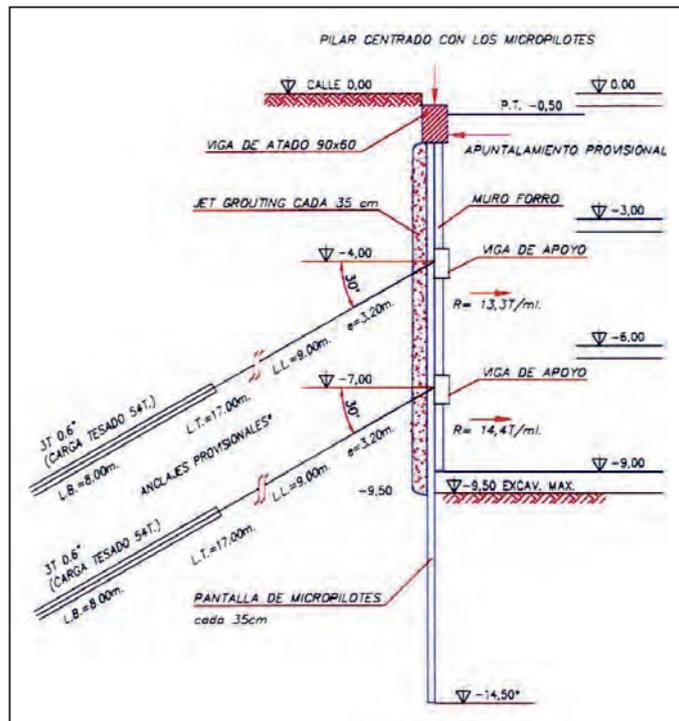
- 1) Perforación.
- 2) Instalación de la armadura tubular.
- 3) Inyección.



DETALLE DE LA DOBLE PANTALLA.



SECCIÓN TIPO EN ZONA CON MEDIANERÍAS.



SECCIÓN TIPO EN ZONA DE CALLE.

4.1.1. Perforación

La perforación se realizó emboquillando en los puntos replanteados a lo largo del perímetro del solar, con separación de 0,35 m entre ejes. La perforación se realizó a rotación, manteniendo las paredes de la perforación mediante entubación provisional.

El diámetro de perforación fue de 180,00 mm.

4.1.2. Instalación de la armadura

La armadura de los micropilotes está formada por tubos de acero de diámetro exterior 140 mm y espesor de 9,00 mm, con un lite elástico de 5.600 kg/cm².

Una vez terminada la perforación y limpia de detritus, se rellenó el interior de la tubería de revestimiento con lechada de cemento y se colocó la armadura 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 van provistos de una serie de válvulas antirretorno, regularmente repartidas y en toda su longitud, que permiten inyectar cantidades controladas a través de cada una de ellas. El disponer de válvulas en toda la longitud de la armadura asegura una inyección y, por consiguiente, consolidación en el espacio entre micropilotes, así como el relleno de posibles huecos, colaborando a la estabilidad del conjunto.

Los manguitos de estas válvulas están constituidos por elementos tubulares de goma, evitándose su desplazamiento mediante anillos de hierro. Debajo de cada manguito el tubo tiene las correspondientes ventanas para inyección.

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

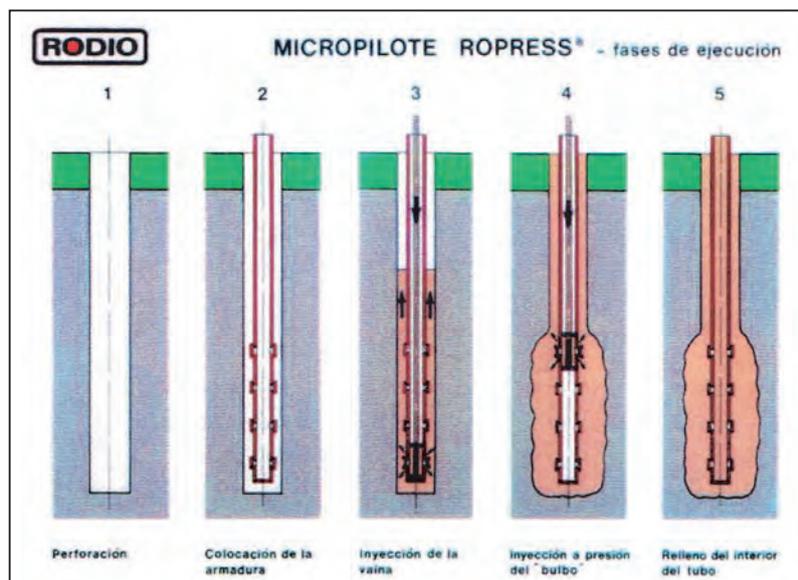
4.1.3. Inyección

La inyección de los micropilotes se efectuó en las siguientes fases sucesivas:

- Formación de la vaina, sin presión (inyección de relleno).
- Primera inyección a presión a través de las válvulas.
- Segunda inyección a presión.
- Relleno del interior de la armadura tubular con lechada de cemento.

La dosificación de la lechada de inyección utilizada fue la siguiente:

- Cemento: 100 kg.
- Agua: 50 l.



FASES DE EJECUCIÓN.



EJECUCIÓN DE LA PANTALLA DE MICROPILOTES.

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

Una vez que la vaina comenzaba a fraguar, pero no después de 24 horas de terminada su inyección, se procedió 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/cm².

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

Una vez concluida definitivamente la inyección del micropilote, el tubo se rellenó de lechada y el micropilote se considera terminado.

El equipo básico utilizado consistió en los siguientes elementos:

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



DETALLE DEL EQUIPO.

4.2. IMPERMEABILIZACIÓN MEDIANTE *JET-GROUTING*

En el mismo eje de la pantalla de micropilotes se realizaron columnas secantes de *jet-grouting*, con el fin de impermeabilizar el trasdós, cerrando los huecos existentes tras los micropilotes.

Se ejecutaron 232 columnas de *jet-grouting* de 10,00 m de profundidad, con un diámetro final aproximado de 0,50 m. Se separaron entre ejes 0,35 m, con el fin de conseguir el solape necesario entre columnas.

Se ejecutó el tratamiento mediante la técnica del Jet Grouting tipo 1, que utiliza como único fluido la lechada de cemento. Conceptualmente, el *jet-grouting* consiste en producir en el terreno un chorro de alta energía que destruye la estructura y compacidad del suelo (que normalmente no sería inyectable por impregnación) y facilita la mezcla del mismo con una lechada de cemento.

Para que el chorro se produzca en el seno del terreno es necesario que la tobera en la que éste se origina sea introducida instalándola en el extremo de un varillaje de perforación y con su eje ortogonal al eje del varillaje. Una vez que se ha perforado hasta la cota prevista, se envía por el interior de la varilla el fluido a presión. Producido el chorro, se somete éste a un movimiento de rotación lenta y de ascensión simultánea, de tal modo que se produce una «columna» de suelo debilitado, de abajo hacia arriba, que se rellena simultáneamente con una lechada de inyección.

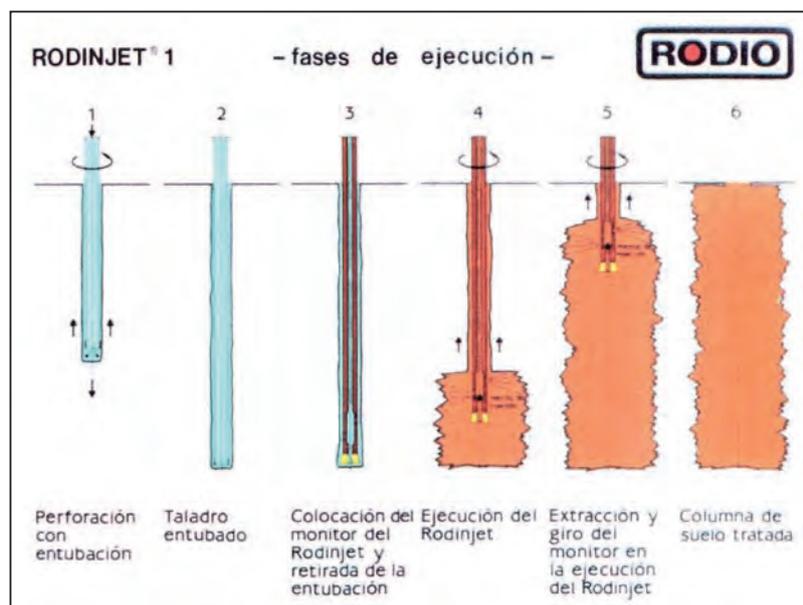
Los parámetros utilizados fueron:

PARÁMETROS	VALOR	OBSERVACIONES
Número de toberas	2,00	
Diámetro toberas (mm)	1,80	
Presión lechada (MPa)	40	
Caudal lechada (l/s)	1,25	
Tipo de lechada (c/a)	1/1	
Densidad lechada (l/dm ³)	1,51	Densidad cemento: 3,2 kg/dm ³
Consumo cemento (kg/m)	300	
Velocidad de retirada (cm/min)	20-40	Dependió de características del terreno
Velocidad de rotación (r.p.m.)	20-30	Idem
Diámetro probable columna (mm)	500	Depende de características del terreno

El equipo utilizado básico para la ejecución del *jet* fue el siguiente:

- Equipo de perforación tipo Klemm 806, de tamaño reducido.
- Central modular de fabricación de mezclas de inyección, con silo de cemento, mezcladora y agitadora, tipo Omega.
- Central de bombeo, con bomba alta presión y bombas auxiliares tipo Láser 1200.
- Contenedor-taller, tuberías y accesorios.

Las fases de ejecución de un *jet* tipo 1 son las siguientes:





EJECUCIÓN DE LA PANTALLA DE MICROPILOTES.



presencia de humos o nieblas y vibraciones (del aparato y o del prisma), entre otros, la precisión del sistema por cada lectura individual es superior a 1,00 mm.

Los componentes del Sistema Cyclops instalado en la obra son los siguientes:

- Teodolitos motorizados tipo Leica TCA1800 ó equivalente.
- Prismas circulares de control.
- Ordenadores.
- Alimentación eléctrica.
- Materiales para las conexiones del tipo cables, convertidores de los protocolos de transmisión, radios y/o módems, etc.

6. Agradecimientos

El autor del presente artículo desea agradecer la inestimable colaboración y ayuda para su confección a los siguientes Ingenieros:

Autores del Proyecto y Directores de la Obra: D. Pablo de la Fuente Martín, Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.; D. Carlos Oteo Mazo, Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.

Colaborador diseño Departamento Técnico Rodio: D. Luis Quílez Retana, I.T.O.P. (Rodio).

Jefe de Obra: D. Augusto Mínguez del Río, I.C.C.P. (Rodio).

Cruce del Canal Imperial de Aragón con la Ronda de la Hispanidad de Zaragoza

José María GARCÍA MEZQUITA

INGENIERO DE CAMINOS
GEOCISA

1. Introducción

La obligación de preservar el patrimonio de interés histórico y cultural con la necesidad de dotar de infraestructuras eficientes condiciona y determina las propuestas técnicas necesarias para hacer confluir ambos intereses.

La suma de estos hechos se da en el cruce del trazado de la Ronda de la Hispanidad de Zaragoza con el Canal Imperial de Aragón en el «Barranco de la Muerte», instando el Ministerio de Fomento a Geotecnia y Cimientos, S.A., a aportar soluciones integradoras con el bien que permitan dar continuidad al cinturón.

El Canal Imperial salva la depresión de 10 m del Barranco de la Muerte mediante una estructura de 12 m de ancho de muros de cal y canto – 2,6 m de espesor en coronación– con núcleo interior de arcilla y talud 1/6.

La ejecución de las obras se llevó a cabo entre los meses de mayo y septiembre de 2002, consistiendo en la ejecución de dos falsos túneles y una galería peatonal bajo el Canal Imperial, además de la consolidación y restauración de los paramentos de mampostería, la ejecución de un nuevo vaso del canal y la urbanización de la zona aledaña.

1.1. EL CANAL IMPERIAL DE ARAGÓN. RESEÑA HISTÓRICA

En el siglo XVI, durante el reinado del emperador Carlos I de España y V de Alemania, se proyecta la ejecución de una acequia imperial de gran importancia y significado para el reino de Aragón. Pero durante su mandato esta acequia sólo llegó hasta la villa de Fontella, cerca de Tudela.

Las obras de Canal Imperial actual se iniciaron en el siglo XVIII cuando el Carlos III encargó al canónigo Ramón de Pignatelli la enorme tarea de crear un gran cauce navegable que comunicase el Cantábrico con el Mediterráneo (Fig. 1).

La infraestructura nace en el Bocal, lugar próximo a Tudela, y muere en El Burgo de Ebro, junto a Zaragoza, después de salvar una distancia de 150 km. Es una de las más importantes obras hidráulicas realizadas en Europa, se construyó como canal de riego y navegación. El 14 de octubre de 1784, las aguas del canal llegaron a Casablanca, debiendo sortear el proyecto trabas y dificultades políticas, así como problemas de mano de obra, fraudes, pleitos y malversaciones de fondos. En 1786 se finaliza la “Fuente de los Incredulos” y el agua llega a Zaragoza.

Pignatelli pretendía llegar con el canal hasta Sástago; pero sus esfuerzos se estrellaron contra el terreno, que contiene yesos y dolinas, haciendo inviable la construcción del cajero de forma razonablemente económica con las técnicas de que se disponía en la época.



1.2. EL BARRANCO DE LA MUERTE. SU ETIMOLOGÍA

La historia de estos lugares se remonta al siglo XII, poco antes de la toma de Zaragoza en poder musulmán por el rey Alfonso I el Batallador, el 22 de mayo de 1118. El ejército cristiano rodeaba la ciudad sitiándola para después asaltarla. Los sitiados pidieron ayuda a los moros en Valencia, y éstos, al llegar a las proximidades de Zaragoza, hubieron de enfrentarse a los guerreros cristianos.



Figura 1.

Con una hábil maniobra estratégica, el rey logró atraer de noche a estas huestes musulmanas al fondo del barranco, donde, escondidos y apostados, los soldados cristianos los aguardaban. En el momento oportuno los atacaron por sorpresa, produciendo una gran mortandad entre los musulmanes, pues pasaban a cuchillo a todos los que caían en sus manos. Muy pocos fueron los que se salvaron, conociéndose desde entonces a este lugar como el Barranco de la Muerte (Foto.1).

2. Condicionantes del proyecto

El cruce de la Ronda de la Hispanidad con el Canal Imperial presentaba los siguientes condicionantes:

- La solución ha de ser respetuosa con el bien de interés, preservando mayoritariamente su estética.
 - Debe mantenerse la continuidad de traza y sección del cinturón y del canal.
- Desconocimiento del estado real de la estructura del canal y la estabilidad de los paramentos.
 - Rapidez de ejecución. Plazo de apertura de la Ronda: 3 meses.

3. Solución adoptada

Geotecnia y Cimientos recibió el encargo del Ministerio de Fomento de desarrollar una solución técnica que, atendiendo a los condicionantes expuestos, diera correcta respuesta a éstos resolviendo el cruce entre las dos infraestructuras.

La solución propuesta consiste básicamente en la ejecución a cielo abierto de dos bóvedas contiguas entre los dos muros de cal y canto, las cuales se apoyan en los hastiales y en el machón central en unos muros pantalla, que estructuralmente constituyen los muros de los hastiales y machón, así como la propia cimentación profunda de la estructura (Fig. 2).

Sobre los paramentos de ambos muros se ejecutan también dos estructuras formadas por un doble arco de igual sección a la bóveda interior, cimentado sobre micropilotes. Los muros de cal y canto son atravesados por perfiles metálicos horizontales dispuestos en prolongación de la superficie de esa bóveda y sobre la directriz de ésta, de manera que soporten la carga del muro suprayacente, empotrándose en la bóveda interior y el arco de la estructura de soporte exterior. De esta manera, la totalidad del muro situado en un nivel superior a la bóveda descansará sobre la bóveda y arco de atado, pudiendo realizarse la excavación sin más consideraciones adicionales.

La obra consiste, por tanto, en la introducción de una nueva estructura de falso túnel en el interior de una existente, la del Canal Imperial, consolidando y restaurando los paramentos de mampostería primitivos, recuperándolo de nuevo como un bien histórico enriquecedor para la ciudad sin entorpecer el desarrollo de nuevas infraestructuras necesarias para el progreso de Zaragoza.



Foto 1. CRUCE DEL CANAL IMPERIAL SOBRE EL BARRANCO DE LA MUERTE.

3.1. FASES DE APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN

La solución adoptada se ejecutó en la secuencia descrita:

- Ejecución de hastiales y machón central desde la cota superior del canal, así como su propia cimentación, mediante muros pantalla de 800 mm y profundidad de 18 m en el manchón central y 12 m en los hastiales (Fig. 2-2).
- Consolidación progresiva de los muros del canal según se realiza el vaciado interior (Gráfico1-1).
- Revestimiento interior de los muros de cal y canto mediante gunitado cogido a un mallazo y conectado al muro mediante bulones metálicos (Figs. 2-1 y 6).
- Cimentación de pilas exteriores mediante micropilotes (Fig. 2-7).
- Paraguas de conexión del arco exterior y las bóvedas mediante paraguas de perfiles HEB-120 de 3 m (Fig. 2-3).
- Ejecución de la estructura del marco exterior (Fig. 2-4).
- Realización de bóvedas interiores (Fig. 2-5).
- Excavación de muros de cal y canto y rellenos bajo bóveda (Fig. 2-6).
- Restauración de paramentos exteriores.
- Ejecución de un nuevo vaso del canal y paseo.
- Urbanización zona aledaña.

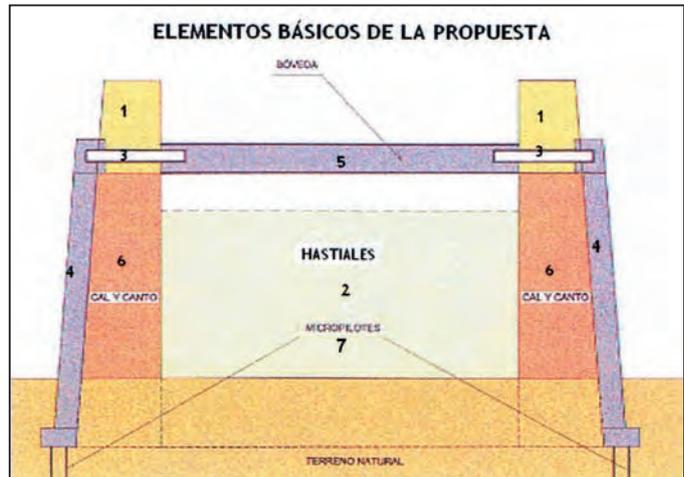


Figura 2. ELEMENTOS DE LA PROPUESTA DE GEOCISA.

3.2. EJECUCIÓN DE HASTIALES Y MACHÓN CENTRAL MEDIANTE MUROS-PANTALLA

Los hastiales y el machón central se ejecutaron mediante muros-pantalla (Foto 2 y Fig. 3), descartando la opción de muro convencional por presentar este sistema dos claras ventajas:

- Reducción de plazo, tanto por el hecho inherente de la disminución de medición de excavación al elevarse la cota inferior de ésta como la eliminación de la necesidad de consolidar el área de muro desde la cota de bóveda hasta la de terreno.
- Aumento de la seguridad: Con la reducción de excavación interior se disminuye la de muro de cal y canto sin trasdós.



Foto. 2. EJECUCIÓN DE MUROS-PANTALLA.

Las principales características de esta unidad de ejecución han sido:

- Espesor de pantallas: 800 mm.
- Cota de muro-guía: - 2 m de coronación de canal.
- Machón centra: 18 m de profundidad.
- Hastiales: 12 m de profundidad.

3.3. CONSOLIDACIÓN PROGRESIVA DE PARAMENTOS Y VACIADO INTERIOR DEL CANAL HASTA COTA DE BÓVEDA

Previamente al vaciado que permitiera ejecutar la bóveda con garantías de seguridad plena se realizará la consolidación con inyecciones y cosido –mediante bulones de acero y gunita– de los muros. Con el fin de asegurar la excavación del interior del canal se proponen las siguientes medidas:

- Ejecución de inyecciones en el muro de cal y canto acogidos con taladros horizontales y verticales, con mezclas de microcemento y de resinas acrílicas, para consolidar las zonas alteradas e inestables de éste (Foto 3).
- Ejecución de un cosido con bulones de dicho muro, complementados por una capa de gunita con mallazo en la cara interior. Se regularizará una vez saneadas con gunita las zonas de muro desprendido (Foto 4).

Se limita la necesidad de excavar la zona entre muros solamente hasta los hombros de los hastiales y el machón central, al realizarse éstos con muros-pantalla excavados desde el nivel superior. Gracias a esta solución se evita la excavación en el interior del canal hasta la cota de cimentación, ahorrando tratamiento de consolidación de muro y agilizando el inicio de unidades posteriores.

Una vez consolidada un área suficiente del muro, se procede a ejecutar una nueva fase de excavación, quedando siempre la zona de muro superior a la cota de trabajo con las condiciones máximas de estabilidad.

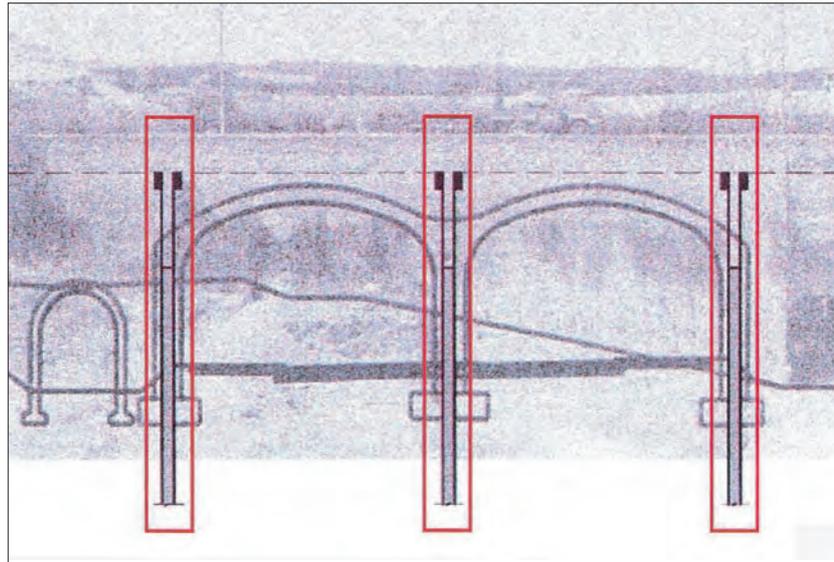


Figura 3. EJECUCIÓN DE PANTALLAS DE HASTIALES Y MACHÓN CENTRAL.

Las principales características del tratamiento de consolidación han sido:

- Inyecciones de microcemento: 110 l/ud con presiones de inyección de 0-2 bares (3,6 % porosidad rellena).
- Inyecciones de resina: 80 l/ud con presiones de inyección de 0-2 bares (2,7 % porosidad rellena).
- Lechada de cemento y hormigón: 6 m³.

La tomografía sísmica mostró un aumento de 900-1.800 m/s respecto a la situación previa a los tratamientos de consolidación ejecutados.

3.4. ESTRUCTURA MARCO Y SU CONEXIÓN CON LA BÓVEDA

La estructura marco exterior tiene como función el sostenimiento de los muros del canal durante la excavación de los túneles.

Sobre los paramentos de ambos muros se ejecutan dos estructuras marco formadas por un doble arco de igual sección a la bóveda interior y talud 1/6, apoyado en pilas cimentadas sobre micropilotes (Fig. 4).



Foto 3. CONSOLIDACIÓN DE MUROS.

Estos arcos se conectan a la bóveda mediante 144 perfiles metálicos HEB-120 de 6 m de longitud acogidos desde el paraguas que atraviesa los muros con perforaciones de diámetro 200 mm, quedando insertados en la bóveda.



Foto 4. COSIDO DE BULONES Y GUNITADO DE PARAMENTOS.

A continuación se muestra la secuencia de ejecución de esta unidad:

1. Micropilotaje de la cimentación de las pilas.
2. Encepado de pilas.
3. Construcción de tres pilas por cara (Foto 5).
4. Ejecución de caballón de tierras para crear la plataforma de trabajo para el desarrollo de las bóvedas del marco.
5. Paraguas de perfiles HEB-120 en la dirección de la generatriz de la bóveda del túnel (Foto 6).
6. Eliminación de plataforma de tierras.
7. Cimbrado de las bóvedas del marco (Foto 7).
8. Armado, encofrado y hormigonado de éstas.

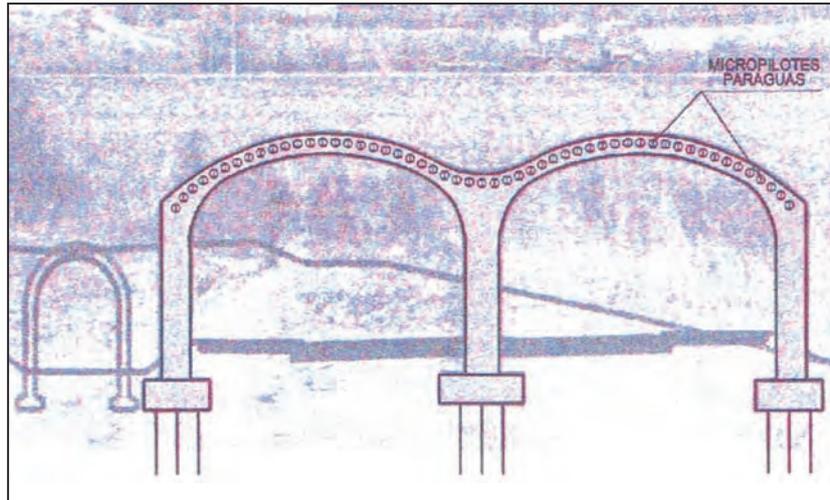


Figura 4. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DEL MARCO EXTERIOR.

3.5. CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES

Los túneles que atraviesan el Canal Imperial son tres: dos ojos principales que dan continuidad a la Ronda de la Hispanidad, de 15 m de ancho y 8,5 m de altura en clave, y uno lateral, de 4,2 m.

La excavación del interior del canal, previa consolidación de los muros de cal y canto, ha de llegar a la cota de hastiales y machón central, disponiendo de una plataforma de trabajo hormigonada en escalera, la cual habrá de soportar el peso del cimbrado y la estructura de bóveda (Fotos 8 y 9).

Se genera una estructura a modo de caja en su cara exterior –la que quedará no vista por el relleno posterior en el interior del canal- y con desarrollo de bóveda en la cara vista del túnel (Foto 10).

Las bóvedas quedan interconectadas con el marco exterior a través del conjunto de perfiles HEB-120 y con los hastiales y machón central.

Una vez ejecutados los túneles, se procede a la excavación de los muros y el relleno bajo las bóvedas. Éstos son soportados por el paraguas y la consolidación, asegurando y fijando los mismos mediante bulonado y gunitado (Foto 11).



Foto 5. CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS DEL MARCO.



Foto 6. EJECUCIÓN DE PARAGUAS MICROPILOTES.

3.6. RESTAURACIÓN DE PARAMENTOS Y URBANIZACIÓN

Una vez ejecutada la nueva estructura sobre la ya existente del canal y la correspondiente conexión entre las dos zonas de la autovía, los últimos trabajos consisten en la recuperación estética de los paramentos vistos, así como la generación de un nuevo vaso de canal y la urbanización y mejora de las zonas aledañas del Barranco de la Muerte.

En primer lugar se recuperó la cota originaria del canal mediante relleno interior de los muros desde las bóvedas, disponiendo de base del vaso una capa de zahorra artificial compactada, lámina de geotextil y butilo impermeabilizante y solera de hormigón.



Foto 7. CIMBRADO Y ARMADO DE LA BÓVEDA DEL MARCO EXTERIOR.



Foto 8. PLATAFORMA DE HORMIGÓN DE SOPORTE DE CIMBRADO.



Foto 9. CIMBRADO DE LAS BÓVEDAS.

Paralelamente, las mamposterías de las caras exteriores fueron tratadas con reposición de rejuntados arenizados, consolidación de mampuestos disgregados y colocación de nuevos en las zonas donde existían pérdidas. Los morteros y mampuestos de reposición tuvieron las mismas características estéticas de los originales para no generar alteraciones al elemento primitivo.

Las obras finalizaron con la urbanización de la autovía –la sección viaria de este tramo está compuesta por barandilla de protección, carril bici, acera pavimentada arbolada e iluminada, calzada con dos carriles, mediana, otra calzada con



Foto 10. VISTA DE BÓVEDAS HORMIGONADAS DESDE EL INTERIOR.



Foto 11. EXCAVACIÓN BAJO BÓVEDAS.



Foto 12. PASEO PARALELO AL CANAL.

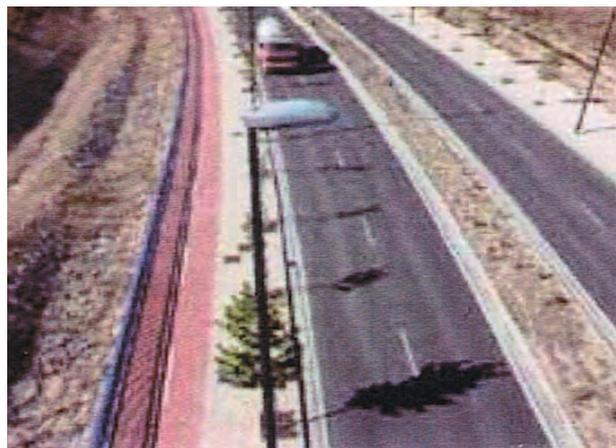


Foto 13. URBANIZACIÓN ALEDAÑA AL CANAL.

dos carriles de sentido contrario y acera en las mismas condiciones antes descritas– y la creación de un paseo de terrazo paralelo al vaso del canal protegido con barandillas de madera, dando, por último, continuidad al paso de las aguas a través del nuevo cauce (Fotos 12 y 13).

4. Conclusiones

Las principales conclusiones que se extraen de la ejecución de las obras para dar continuidad a la Ronda de la Hispanidad bajo el Canal Imperial en el Barranco de la Muerte de Zaragoza desarrolladas por Geocisa son:

- Las motivaciones fundamentales que han determinado la obra han sido el mantenimiento de la estructura actual del canal y dar continuidad al trazado de la Ronda de la Hispanidad.
- No existe solución definida previa: La solución adoptada se va proyectando durante la ejecución de los trabajos.
- Prima el plazo de ejecución: Se ha de dar servicio a la vía en tres meses desde la fecha de adjudicación.
- Incertidumbre del estado real de la estructura del canal primitivo, la cual condiciona las fases de actuación y las soluciones propuestas.
- El proyecto abarca tres campos de trabajo: restauración, cálculo de estructuras y cimentaciones y tratamientos.
- Se adoptó ejecutar una estructura de falso túnel en el interior del canal.
- La restauración del bien histórico degradado ha generado una demanda inducida que ha abocado al desarrollo de la zona aledaña, creándose un parque en la margen izquierda y realizándose en la actualidad un parque fluvial lineal a lo largo del trazado del canal.

Aplicación de diferentes técnicas para la creación de sótanos en edificios singulares

Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA
INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS
KRONSA

1. Introducción

Las obras de recalce y rehabilitación suelen presentar gran complejidad, agravada frecuentemente por la necesidad de construir nuevos sótanos que permitan mejorar la dotación de los edificios y utilizarlos en condiciones acordes con las necesidades actuales.

De las múltiples técnicas existentes para recalce y construcción de sótanos, en cada obra se debe elegir la más adecuada, atendiendo fundamentalmente a los aspectos siguientes:

- El propio edificio en rehabilitación.
- El subsuelo.
- Las necesidades del Proyecto de Rehabilitación.

Se presentan a continuación ejemplos de las técnicas utilizadas en varias obras singulares:

- En primer lugar, frente a la Ciudadela de Pamplona se ha construido el Palacio de Congresos y Auditorio de Navarra, denominado «El Baluarte» y dotado de cuatro sótanos. El solar es amplio y con cierta libertad de movimientos, y el subsuelo presenta compacidad elevada en profundidad y ausencia de agua; ello ha permitido resolver la construcción de los sótanos mediante una pantalla de pilotes con anclajes provisionales.
- En Bilbao, el antiguo almacén de «La Alhóndiga» está siendo transformado en un Centro Cultural y de Ocio. Para ello, se demolió totalmente el interior, conservando la fachada y la primera crujía de pilares, construyendo una pantalla perimetral para permitir la realización de cuatro sótanos, tres de ellos de aparcamiento. Debido a la amplitud del solar y a la dureza del subsuelo, la pantalla fue construida con hidrofresa.
- Por último, las dificultades de acceso y la necesidad de conservar la estructura existente, modificando su uso y realizando nuevos sótanos, han obligado a la realización de recalces mediante micropilotes en varios edificios emblemáticos del Paseo de la Castellana de Madrid; entre ellos, la antigua Sede de Prensa Española (*ABC* y *Blanco y Negro*), convertida en el Centro Comercial ABC Serrano, y la nueva sede del Grupo Asegurador Reale, en el número 11 del paseo.

2. Palacio de Congresos y Auditorio de Navarra. Baluarte

Con más de 63.000 m² construidos (incluyendo las dos plantas de aparcamiento), se trata de uno de los conjuntos culturales más amplios de España. Es obra del arquitecto Francisco Javier Mangado y fue inaugurado en octubre de 2003 por los duques de Lugo. Se ubica en el centro de la ciudad, junto al nuevo Parlamento, en la manzana que delimitan las calles Yanguas y Miranda, General Chinchilla, Padre Moret y avenida del Ejército.



Figura 1. VISTA NOCTURNA DEL EDIFICIO Y LA PLAZA DELANTERA.



Figura 2. LA FACHADA PRINCIPAL.

El proyecto ha sido elaborado por el equipo de arquitectos dirigido por Francisco Javier Mangado y Alfonso Alzugaray, y obtuvo en 1998 el primer premio en el Concurso de Ideas convocado por el Gobierno de Navarra; el jurado destacó «la adecuada interpretación del contexto urbano, al que ofrece una respuesta inteligente y verosímil, con la creación de un espacio público entre el casco antiguo y la Ciudadela».

Se trata de un edificio de altura moderada (tres plantas), con planta en forma de L, que se abre a una amplia plaza adoquinada de más de 10.000 m² (Fig. 1) y a cuya espalda se sitúa la Ciudadela, antigua fortaleza del siglo XVI, hoy convertida en parque. Las fachadas principales están acristaladas en su parte inferior, pero tanto las fachadas posteriores como gran parte de las delanteras se encuentran revestidas de placas de granito gris oscuro procedente de Zimbabue; este material, aunque de gran belleza y resistencia a la intemperie y la contaminación, proporciona al edificio un aspecto quizá excesivamente austero (Fig. 2). En el interior, sin embargo, predominan materiales de tonos claros: acero y madera de haya y de padouc, procedente de África.

El nombre de «Baluarte» se debe a que se levanta sobre el emplazamiento del antiguo Baluarte de San Antón, uno de los cinco con que contaba la Ciudadela, mandada construir por Felipe II en 1571 al ingeniero militar y capitán del rey Giacomo Palearo, «el Fratín», que la levantó a semejanza de la de Amberes, con planta pentagonal y un baluarte amurallado en cada uno de sus vértices.

En 1889, para realizar el primer ensanche de Pamplona, se demolieron los dos baluartes más antiguos (los de San Antón y la Victoria), quedando sus restos enterrados hasta que la construcción de los sótanos del Palacio de Congresos sacó a la luz el de San Antón, situado en el vértice nordeste de la Ciudadela; su buen estado de conservación motivó variaciones en el proyecto que han posibilitado su integración en el conjunto arquitectónico.

Al edificio se accede por un gran vestíbulo acristalado, de más de 800 m², que también puede utilizarse como sala de exposiciones. En su interior se encuentran dos salas de conciertos: la Sala Sinfónica o Auditorio Principal, y la Sala de Cámara; la primera cuenta con capacidad para más de 1.500 espectadores y su espectacular techo simula una vela de barco suspendida en el aire; la segunda tiene un aforo de 500 espectadores.

Además, el edificio dispone de dos Salas de Congresos, con capacidad para 800 personas, tres Salas de Conferencias y otras tres de Exposiciones, con más de 4.000 m²; en una de ellas, denominada Sala de la Muralla, se han integrado los restos arqueológicos del Baluarte de San Antón. El equipamiento se completa con los servicios de

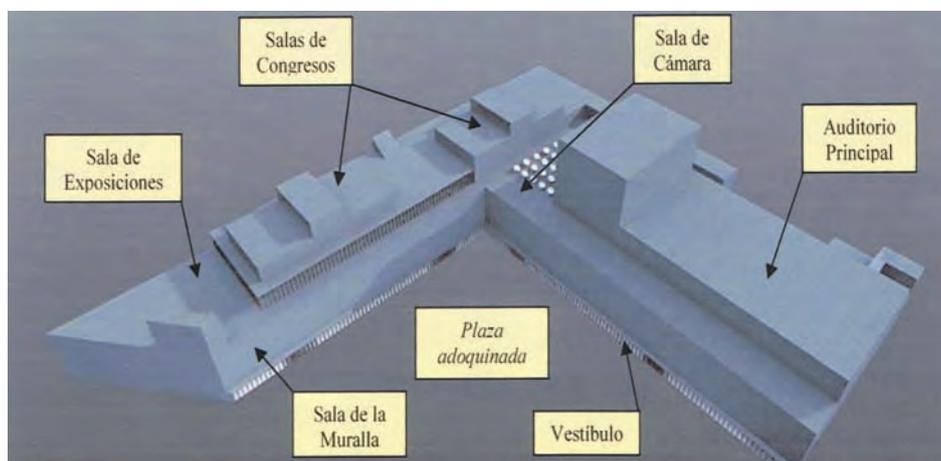


Figura 3. DOTACIONES PRINCIPALES.



Figura 4. PANTALLAS DE PILOTES EN LA ZONA DEL BALUARTE.

restaurante, cafetería y prensa, así como con un amplio aparcamiento con capacidad para 900 coches, situado en los sótanos 3º y 4º, con una superficie total de más de 22.700 m². En la figura 3 se puede ver, sobre un esquema tridimensional del edificio, la disposición de los servicios fundamentales.

El subsuelo está formado por dos niveles esenciales:

- Desde la cota 0,00 a – 2,50: Relleno arcilloso.
- De cota – 2,50 hacia abajo: Marga gris, denominada localmente «tufa», de una resistencia entre 100 y 200 kg/cm².

No se detectó nivel freático.

El proyecto contemplaba, para la construcción de los cuatro sótanos previstos, la realización de una pantalla perimetral de contención, que, debido a las características del solar y del subsuelo, y especialmente a la ausencia de agua en el mismo, se construyó mediante pilotes *in situ* de 45 cm de diámetro. Debido a la amplitud del solar y a trabajarse a cielo abierto, no fue necesario recurrir a la utilización de equipos de dimensiones reducidas, empleándose por tanto equipos convencionales de pilotaje, que permitieron la construcción de más de 5.100 m de pilote de 450 mm de diámetro (Fig. 4).

Para soportar la pantalla de pilotes durante la excavación de los sótanos, se construyeron más de 2.300 m de anclajes provisionales de 45 ton de capacidad unitaria, cuyas cabezas fueron recogidas por una viga metálica de reparto (Fig. 5). Tanto la construcción de las pantallas y los anclajes como la excavación del recinto fueron adjudicadas a la UTE formada por las empresas Excavaciones Olloquiegui y Kronsa Internacional y las obras comenzaron en enero de 2000.

En la figura 6 se puede observar un momento avanzado de la excavación del recinto, y la figura 7 muestra, una vez totalmente terminada la obra, la llamada Sala de la Muralla, en la que se integran los restos arqueológicos recuperados durante la misma.



Figura 5. PRIMER PLANO DE LA PANTALLA CON ANCLAJES PROVISIONALES, EN LA ZONA DEL BALUARTE.



Figura 6. FASE AVANZADA DE LA EXCAVACIÓN DEL RECINTO.

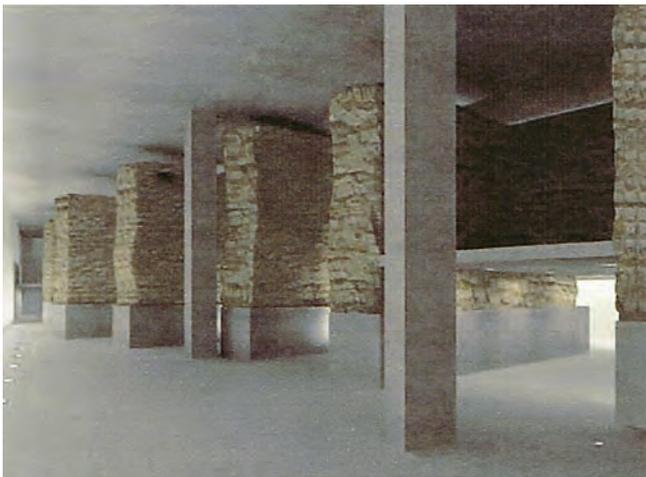


Figura 7. SALA DE LA MURALLA.



Figura 9. EL INCENDIO DE 1970.

3. Centro Cultural y de Ocio «La Alhóndiga» (Bilbao)

Entre 1905 y 1909, el arquitecto Ricardo Bastida construyó el edificio modernista de «La Alhóndiga», en ladrillo y hormigón armado; destinado a almacén municipal de vinos, licores y alcoholes, se sitúa en la confluencia de las calles Alameda de Rekalde y Alameda de Urquijo, en pleno corazón de Bilbao. En 1919 sufrió un importante incendio que afectó a su estructura (Fig. 8); reconstruido, continuó utilizándose hasta que, en la década de 1970 se construyó una nueva alhóndiga en Rekalde (Fig. 9).

A partir de 1975, el Ayuntamiento de Bilbao consideró la necesidad de rehabilitar este importante espacio, barajando multitud de proyectos, desde transformarlo en una manzana de viviendas hasta construir en su interior un enorme cubo de cristal; incluso fue ofrecido a la Fundación Guggenheim para instalar en él su Museo, que se acabó construyendo junto a la ría. Mientras tanto, el edificio se utilizaba como aparcamiento y, durante algún tiempo, para acoger actividades de todo tipo, incluso «Túnel del Terror».

En 1998 fue declarado «Monumento Cultural», albergando durante unos meses las oficinas municipales encargadas de la celebración del 700 aniversario de la fundación de Bilbao. En ese momento, el proyecto que parecía contar con más posibilidades era el de transformarlo en un gran centro deportivo.



Figura 9. «LA ALHÓNDIGA» EN LA DÉCADA DE 1970.



Figura 10. SECCIÓN ESQUEMÁTICA.

En el año 2001 se concreta el Proyecto de Rehabilitación, que finalmente constará de cuatro fases y permitirá dotar a la ciudad de un edificio multiusos de más de 40.000 m²:

- Apuntalamiento de la fachada y demolición interior, dejando en pie la propia fachada y la primera crujía de pilares, con objeto de dar rigidez al conjunto.
- Excavación y construcción de cinco sótanos, siendo los tres inferiores de aparcamiento subterráneo, con 985 plazas. Esta parte de la obra comenzó en 2002 y fue inaugurada en noviembre de 2004 (Fig. 10).
- Refuerzo de la estructura de la crujía perimetral y restauración de la fachada. Después de diez meses de trabajo, en 2005 se terminó la restauración de tres de las fachadas, quedando la de la cuarta pospuesta para realizarse durante la siguiente fase de la rehabilitación.
- Construcción de tres nuevos edificios en el interior, destinado cada uno a un uso específico: cultural, deportivo y de ocio; han sido diseñados por el arquitecto francés Philippe Starck, que se hizo cargo del Proyecto de Arquitectura

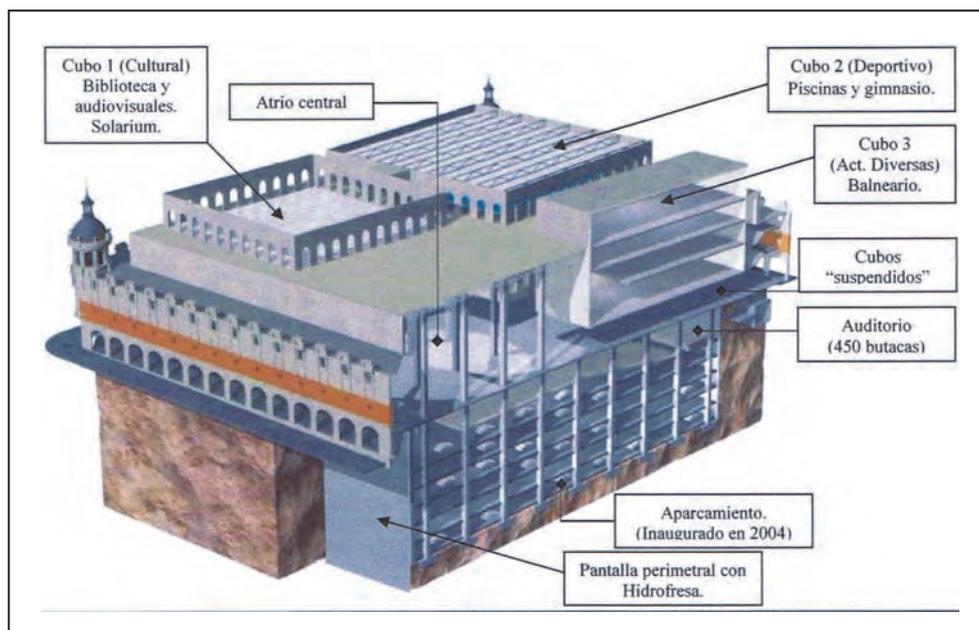


Figura 11. SECCIÓN Y DISTRIBUCIÓN GENERAL
(Basada en un gráfico de «El Correo Digital»).

y Diseño en noviembre de 2004. Durante el verano de 2005 comenzaron las obras, tanto de los nuevos edificios como del atrio central y los semisótanos (Fig. 11).

El gran atrio central, que dará acceso a los tres nuevos edificios, ya ha sido bautizado como «Sala de las Columnas», por los 43 originales pilares que sirven de apoyo a los edificios, que quedan elevados 3 m respecto al suelo del atrio. En su centro, una gran pantalla cuelga del techo, permitiendo la proyección de todo tipo de imágenes. Desde el atrio se podrán observar las evoluciones de los bañistas, pues las piscinas, situadas en la planta superior, tendrán el fondo transparente.

Las obras se irán inaugurando por fases, y está previsto que la totalidad de los trabajos se finalice en 2009; las primeras instalaciones (sala de exposiciones, cines, gimnasios, piscinas, solarium, etc.) se inaugurarán durante 2008.

La construcción de los sótanos exigió la realización de un muro pantalla perimetral, capaz de contener los empujes de tierras y del agua del subsuelo; éste está compuesto, esencialmente, por los tres estratos siguientes:

- De cota 0,00 a - 1,00: Rellenos.
- A continuación: Gravas y bolos en espesor variable, entre 0 y 7 m.
- Debajo: Lutitas calcáreas, conocidas localmente como «cayuelas», de elevada dureza.



Figura 12. PERFORACIÓN CON HIDROFRESA.



Figura 13. VISTA GENERAL DEL RECINTO.

El nivel freático se encuentra muy alto, en torno a la cota – 1,00.

Para la realización de la pantalla fue necesario tener en cuenta tres factores esenciales:

- Por un lado, la presencia de agua a una cota muy superior a la de vaciado exigía la construcción de una pantalla continua, capaz de minimizar la entrada de agua al recinto.
- Por otro, la elevada dureza de la cayuela hacía necesario el empleo de hidrofresa, único procedimiento capaz de permitir la correcta construcción de una pantalla continua en esas condiciones (Fig. 12).
- Por último, la hidrofresa requiere disponer de solares amplios, no sólo por la máquina en sí, sino por el montaje de lodos, desarenadores, etc., que lleva aparejado. Afortunadamente, el solar era muy grande y sin obstáculos interiores y permitía su utilización. Sin embargo, las puertas de acceso eran relativamente pequeñas y eso obligó a introducir tanto el equipo principal como el silo de bentonita por encima de la fachada, mediante una grúa de 1.000 ton.

La pantalla fue construida, mediante una hidrofresa HC 4.000 montada en una grúa GTL 175, por la UTE formada por Kronsa y Rodio, actuando como contratista principal durante la fase de construcción de sótanos la UTE Alhóndiga, compuesta por el Grupo Ferrovial, Balzola y Construcciones Lauki.

Como la hidrofresa requiere que la retirada de detritus se haga por circulación inversa, es necesario que la bomba de extracción se sitúe a suficiente profundidad para que pueda cebarse; eso exige que los metros superiores de pantalla se perforen mediante una cuchara bivalva tradicional. En el caso actual, la cayuela aparecía en ciertas zonas del solar casi en superficie, lo que hacía imposible el trabajo de la cuchara, por lo cual fue necesario realizar previamente preagujeros con un equipo de pilotes MAIT 110.

En total se construyeron más de 6.200 m² de pantalla de 0,63 m de espesor y hasta 21 m de profundidad, con un importe que superó los 2.000.000 de euros.

Durante la fase de excavación de los sótanos fue necesario construir varias filas de anclajes provisionales. Su construcción fue encargada por UTE Alhóndiga a una empresa local. En la figura 13 se observa el muro pantalla una vez excavado el solar hasta la cota máxima de excavación.

4. Centro Comercial ABC Serrano (Madrid)

Se trata de un conjunto arquitectónico de tres edificios, con acceso simultáneo desde el paseo de la Castellana y la calle Serrano, que discurren paralelas entre sí pero con un importante desnivel, encontrándose la última dos plantas más alta que la primera. Fue sede de Prensa Española (*ABC* y *Blanco y Negro*) hasta 1989.

El edificio de la calle Serrano, 61, con fachada de estilo clasicista francés, se debe al arquitecto José López Salaverry y fue levantado en 1896 (Fig. 14); el del paseo de la Castellana, cuya fachada de estilo regionalista sevillano es una de las más atractivas de la zona, se debe al arquitecto Aníbal González Álvarez y data de 1926 (Fig. 15). Por último, el edificio intermedio, que discurre paralelo al paseo de la Castellana, se edificó en 1932 y es obra de Anasagasti.

El conjunto de los tres edificios presenta planta en forma de T, sirviendo de nexo de unión una plaza con cúpula abovedada que es parte fundamental del Proyecto de Remodelación (Fig. 16).

Una vez finalizada su etapa como sede de Prensa Española, la empresa Plataforma Sesenta y Uno encargó su remodelación al arquitecto Mariano Bayón Álvarez, el cual realizó una ambiciosa reforma con objeto de que sirviera a su nueva finalidad de centro comercial. Las obras comenzaron en 1992, inaugurándose el centro en 1995; la remodelación llevó aparejada la construcción de nuevos sótanos.



Figura 14. FACHADA DE LA CALLE SERRANO.



Figura 15. FACHADA DEL PASEO DE LA CASTELLANA.

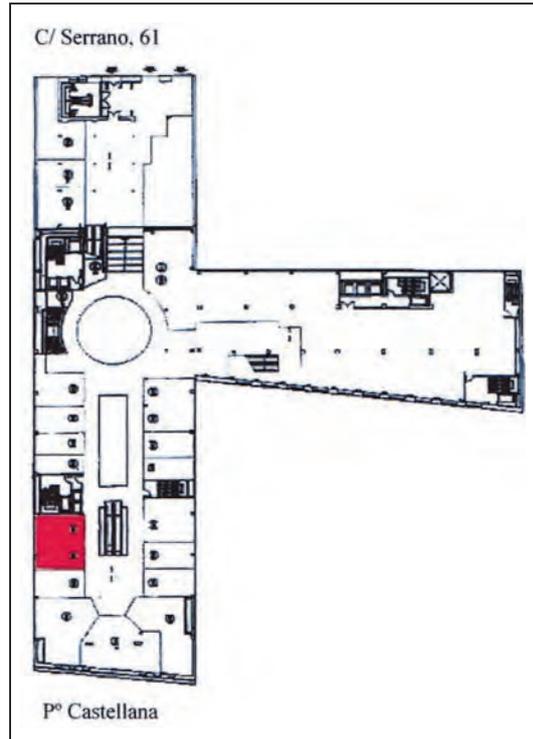


Figura 16. PLANTA TIPO (con la plaza circular en el centro del lado mayor).

El edificio presenta un importante desnivel, por estar la calle Serrano casi 6 m más alta que el paseo de la Castellana. Respecto a la calle Serrano, el edificio tiene tres sótanos, el segundo de los cuales coincide con el nivel del paseo de la Castellana, por el que se accede al aparcamiento, que dispone de 300 plazas en 4 plantas de sótano; de ellas, solamente la primera abarca la totalidad del edificio, coincidiendo con el tercer sótano de Serrano. La superficie total construida es, después de la remodelación, de 31.000 m².



Figura 17. EJECUCIÓN DE MICROPILOTES EN EL INTERIOR DEL EDIFICIO.



Figura 18. PANTALLA DE PILOTES CON DOS NIVELES DE ANCLAJES PROVISIONALES.



Figuras 19 y 20. DOS ASPECTOS DEL RECALCE DE PILARES MEDIANTE GRUPOS DE CUATRO PILOTES.

Debido a las dificultades de acceso e implantación de maquinaria (Fig. 17), 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 (Fig. 18).

Además, todo el recalce de la estructura existente se ha realizado mediante grupos de cuatro 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 (Figs. 19, 20 y 21).

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 ton de carga unitaria.



Figura 21. VISTA GENERAL DE LA EXCAVACIÓN.

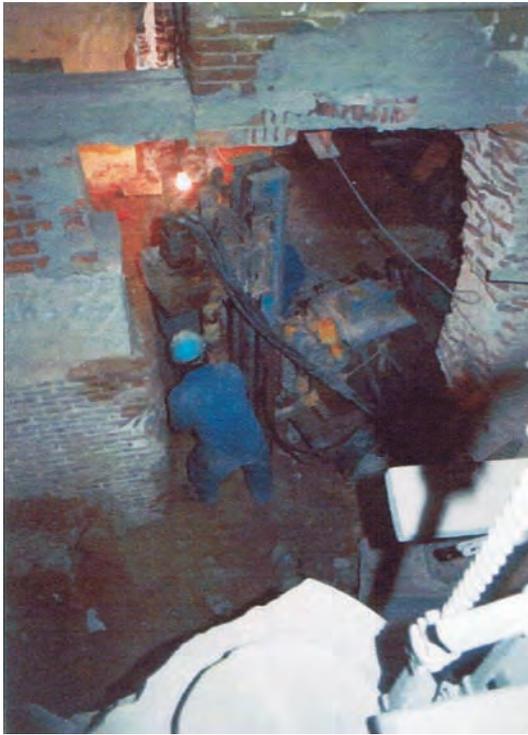
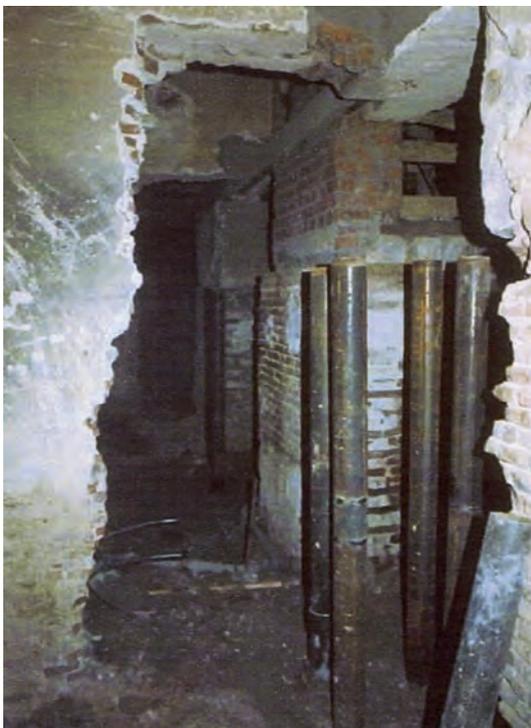


Figura 22. ACCESO AL EMPLAZAMIENTO DE LOS MICROPILOTES.



Figura 23. EQUIPO DE EJECUCIÓN DE MICROPILOTES.



Figuras 24 y 25. DESCARNADO DE MICROPILOTES Y SU INCLUSIÓN EN LOS PILARES DEFINITIVOS, Y PROGRESO DE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS SÓTANOS.

5. Sede del Grupo Asegurador Reale (paseo de la Castellana, Madrid)

De forma similar a la utilizada en la sede de Prensa Española, también en esta ocasión se recurrió a grupos de cuatro micropilotes armados con tubería de alta resistencia; igualmente, los micropilotes se van descarnando y arriostrando entre sí durante la excavación de los sótanos (que se realiza 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 22 y 23, mientras las figuras 24 y 25 permiten observar varios momentos del progreso de los sótanos. Por último, la figura 26 muestra la fachada del edificio una vez concluida la restauración.



Figura 26. FACHADA DEL EDIFICIO, UNA VEZ TERMINADA LA REHABILITACIÓN.

MESA REDONDA SOBRE

Ejecución

MODERADOR:

D.ª Pilar BERMEJO DEL REY

PILSON

MIEMBROS DE LA MESA:

D. José SANTOS SÁNCHEZ

SITE

D. Julio GARCÍA-MINA CABREDO

TERRATEST

D. Fernando DE LA GUARDIA ESCARDÓ

KELLERTERRA

D. Leoncio PRIETO TERCERO

RODIO

D. José María GARCÍA MEZQUITA

GEOCISA

D. Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA

KRONSA

Pilar Bermejo del Rey

PILSON

Terminadas las intervenciones, pido a los ponentes de esta Segunda parte de la Jornada que se acerquen a la Mesa para dar comienzo lo más rápidamente posible al debate.

Dado el interés de los temas expuestos, esperamos disculpéis la demora del tiempo que hemos sufrido respecto al programa previsto.

Marcos Arrollo

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

La pregunta es para don Julio García-Mina, que creo que se ha ido; pero quizá pueda contestarme alguien de Terratest puede darme respuesta. En el caso este tan interesante del Hospital Clínico, no me queda claro el porqué de hacer ese recalce. Parece que ahí el suelo era bueno; ¿qué se pretendía?

Pilar Bermejo del Rey

PILSON

Julio García-Mina ha tenido que abandonar la Jornada por motivos personales; pero estoy segura de que, no ya en la Mesa sino en la sala, habrá alguien que pueda dar respuesta a tu pregunta. Si no es así podríamos hacerte llegar la respuesta de Julio por escrito.

Damián Cruz i Lopez

KELLERTERRA

El objeto principal por el cual se efectuó esa inyección fue por mejorar los coeficientes del terreno debido a unos usos que se le dan al edificio y que la Diputación exigía que de alguna manera las cimentaciones quedaran mejoradas. Como no se podía micropilotar debido al uso del edificio médico y continuo, la solución pasó por hacer, desde dos puntos localizados, en esas salas del hospital, la mejora entre la cota menos dos y menos cuatro, lo cual aseguraba que el terreno mejoraba su capacidad portante y que, por tanto, se le podía hacer trabajar al coeficiente mayor de lo que estaba haciendo.

Marcos Arrollo

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

O sea, que eran cargas muy altas, porque normalmente en el Ensanche en Barcelona hay buen terreno de cimentación.

Damián

KELLERTERRA

Sí, aquí estamos en pleno «tríciclo» de Barcelona. El hospital forma parte del Ensanche, el terreno es bondadoso; pero el terreno, debido a su antigüedad –es decir, a que ya estaba comprimido por las cargas que había sufrido durante sus 100 años de vida–, pues no se consideraba que estaba mal. Pero como se le iba a dar una sobrecarga de uso a plantas, había unas alturas entre las plantas –es un edificio diseñado que tiene hasta 6 metros de altura entre planta y planta–, en algunos casos se optaba por partir esas plantas por la mitad y hacer dos plantas donde existía una, con lo cual se pretendía dotar de seguridad al cimiento para poder soportar toda esa carga.

Marcos Arrollo

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

Al final, después de hacer muchos ensayos, no quedó muy claro si el terreno había mejorado.

Damián Cruz i Lopez

KELLERTERRA

Sí. Se cuantificó, en un porcentaje en torno al 10 por ciento; es decir, los parámetros geotécnicos habían mejorado de la primera fase a la segunda fase de una forma significativa.

Lo que quizá ha querido expresar Julio es que no quedaron exactamente todos los puntos con el mismo método de análisis igualmente retratados, sino que tuvo que hacerse una mezcla de medios para intentar ver si la mejora había sido la deseada o no.

Marcos Arrollo

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

Muchas gracias.

Carlos Jurado

INGECAL

El Cruce del Canal Imperial de Aragón, espectacular, muy bien. Tengo dos preguntas. Me gustaría saber si la profundidad de la lámina de agua se mantiene. Es que no sé exactamente cómo queda antes y después del cruce.

José María García Mezquita

GEOCISA

Tal cual. La cota inicial del Canal se ha conservado una vez que se ha hecho esa bóveda. Lo que habéis visto, el sarcófago ese, se rellenó; hay una losa luego de hormigón, y se recuperó el vaso del Canal tal cual. Bueno, mucho mejor de lo que estaba, porque el Canal en esa zona no estaba desviado y no tenía uso.

Carlos Jurado

INGECAL

Sí, yo he hecho alguna cosa en el Canal Imperial hace ya años, y en algunos casos me parece que hasta la solera está desaparecida o llena de arcillas.

José María García Mezquita

GEOCISA

La actuación de Geocisa, lo que ha creado es una demanda inducida: el Canal tenía un aspecto bastante lamentable, como se podía ver; de un abandono total. La zona era una zona completamente abandonada –lo que es el Barranco de la Muerte–, y con la recuperación de esta actuación –que, la verdad, era una actuación bastante agresiva contra el propio Canal–, se ha recuperado bastante bien. A raíz de eso, y de la Expo de Zaragoza, el Ayuntamiento de la ciudad ha decidido hacer un parque fluvial, y se ha recuperado el Canal. Esa obra, además, arrancó con un problema político: en esa zona el Canal está desviado, no tiene ninguna utilidad, y nosotros lo recuperamos. Era una confrontación entre el Ayuntamiento de Zaragoza y el Ministerio de Fomento, que en aquella época eran Administraciones de signo político contrario, y ésa era la motivación final de la obra.

Carlos Jurado

INGECAL

Otra pregunta sería para Leoncio Prieto. Me ha parecido muy interesante su intervención. Entiendo que hay una planta de micropilotes con unos apuntalamientos –como suelen ser– espectaculares, y luego hay que impermeabilizar el recinto, para lo que se hace otra pantalla de *jet-grouting* secante. Pregunta: «¿No sería más interesante hacer una pantalla de pilotes secantes, y se hubieran cumplido las dos funciones estructurales y de impermeabilización? ¿Era más competitivo económicamente?»

Leoncio Prieto Tercero

RODIO

El condicionante principal en esta obra es el espacio y de los suministros. Imaginaos... Una pantalla de hormigón, por ejemplo, necesita un suministro continuo de hormigón que en esa zona hubiera sido bastante problemático. Independientemente, un equipo de pilotes necesita mucho más espacio para trabajar que los dos equipos que se utilizaron –que fue el mismo– para hacer la pantalla de micros y la de *jet*.

Carlos Jurado

INGECAL

Pero quizás hubieras tenido menos problemas en cuanto a la implantación de los equipos de dosificación del *jet*.

Leoncio Prieto Tercero

RODIO

No, no hubo problema, porque ya ves que se situaron afuera.

Carlos Oteo Mazo

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

No sólo que no cabían equipos... ¿Y cómo hubieran incorporado los restos que había allí con una pantalla de pilotes?

Leoncio Prieto Tercero

RODIO

Ése es el tercero de los inconvenientes.

Carlos Oteo Mazo

UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA

Y cuarto, y quinto, y sexto... Yo no sé cómo hubiéramos hecho esa otra pantalla, ni poniendo los tanques afuera si te hubieran dejado. No había posibilidad de perforar mampuestos y cosas de esas con otro equipo. Con el *jet* y con el micro, al final, estás metiendo una perforadora en un hueco que puede con eso.

Leoncio Prieto Tercero

RODIO

Ten en cuenta que he dicho también –lo que pasa es que lo he dicho en la exposición muy por encima– que había una galería que atravesaba y que hubo que macizar, y eso hay que pasarlo de alguna manera. Eso, con una pantalla de pilotes, habría sido más problemático.

José María Rodríguez Ortiz (Ponente)

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

Es sobre el Barranco de la Muerte en Zaragoza. Se ha hablado de la solución de Geocisa, pero es que había más. A mí siempre me da mucha alegría ver cómo Geocisa viene detrás de temas en los que yo he trabajado, y va y los resuelve, o los machaca. Hay varias interpretaciones. Quizás el público habría agradecido conocer el resto de las soluciones planteadas. Ahí la primera solución planteada fue tirar todo eso, y había un puente precioso en curva de Manterola que era un puente canal, que creo que no se había hecho nunca. Era una especie de gaviota que llevaba el canal. Llevaba una calzada de vehículos, otra de peatones, y era una obra impresionante. Bueno, luego comenzaron las cuestiones políticas. El condicionante que había en ese momento era: «*Usted no me lo toque; esto es un bien artístico.*» Y había otra solución con la que prácticamente no se tocaba, en el sentido de que: Primero vamos a estudiar la mampostería y el relleno, y para eso era muy útil la galería pequeñita peatonal, que prácticamente no habéis explicado, pero que estaba ahí. Y, una vez eso, simplemente en lugar de hacer un trocito de micro, luego vaciándolo todo –porque es que no nos dejaban vaciar nada–, con micropilotes de lado a lado, se podía pasar perfectamente la misma obra que habéis hecho vosotros, pero por otros medios. A veces, la discusión de soluciones es más interesante que la propia solución en sí. Habría sido muy bonito hacer un resumen de todo ese historial pasado.

José María García Mezquita (Ponente)

GEOCISA

Yo, respondiendo a José María, cuando además tengo una mala perspectiva porque le tengo a él y justo detrás tengo a Javier Asencio, que es quien me paga, por ese punto de vista, defenderé a Geocisa; bueno, por ése y por otros.

Efectivamente, yo, cuando estuve preparando la ponencia, había dos posibilidades: Una, la que hizo Geocisa para vender lo buenos que somos, que ya vosotros todos lo sabéis; la segunda era lo que ha hablado José María, que es verdad: esto era un decisión fundamentalmente política, exclusivamente. La Administración del Gobierno central de aquel momento era del Partido Popular, y tenía que cerrar el Barranco de la Muerte, en la Ronda de la Hispanidad, y en esa zona con mucha prisa; había tres meses para rematarlo. Y había una solución de Manterola de un puente; pero todo eso se mezcló con la perspectiva del Ayuntamiento de Zaragoza, muy influenciado por intentar salvar un bien que realmente no tenía gran valía. A lo mejor Paco Jurado ve cosas que yo particularmente no percibo. Pero, efectivamente, dentro de la solución que nosotros hemos planteado, condicionada por la necesidad de mantener la traza del Canal y la de la Ronda de la Hispanidad, yo creo que la menos agresiva es la que hizo Geocisa, y creo que estuvo muy bien hecha.

Pilar Bermejo del Rey (Presidente)

PILSON

Espero que no entremos en la dinámica de arquitectos-ingenieros y las distintas visiones que a veces tenemos.

José María García Mezquita (Ponente)

GEOCISA

No, no; yo creo que la obra tenía un importante condicionante político que todos sabéis, y finalmente fue lo que determinó la obra.

Pilar Bermejo del Rey (Presidente)

PILSON

Es un tema interesante este que has abordado y como en muchas otras obras, puede haber distintas soluciones técnicas, pero alguien tiene que ser el que dictamine cuál es la que cree más conveniente. Aunque también puede ocurrir que *a posteriori*, una vez vistos los resultados o la eficiencia de la solución adoptada, se opine que hubiera sido mejor la ejecución de otra de las opciones que al principio se barajaban.

Y, como se suele decir, a toro pasado, se puede valorar, si no hubiera sido mejor otra solución, de las que había expuestas, mejor que la que al final se ha realizado.

No sé si hay alguna pregunta más.

Francisco Jurado (Ponente)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Simplemente aclarar la imposición de la Administración, en el caso del Puente de Córdoba, de que se hicieran con inyecciones de cal. Previamente habíamos tenido una reunión algunos –concretamente, yo– diciéndoles que la hicieran con cal y no con cemento. Lo digo porque parece que a veces las imposiciones vienen por criterios políticos, pero a veces son otros criterios los que priman.

Pilar Bermejo del Rey (Presidente)

PILSON

Estamos ya fuera del tiempo del debate, de manera que si no hay ninguna otra pregunta vamos a dar por terminada esta Mesa de Ejecución agradeciendo a todos vuestra atención y dando paso al Presidente de AETESS, don José María Echave, para que clausure este acto.