

# Refuerzo de cimentaciones mediante inyecciones de cemento-bentonita (\*)

Por V. ESCARIO UBARRI

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M. S. Univ. Harvard. Consultor

J. M. RODRIGUEZ ORTIZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, EAT, S. A.

F. MUZAS LABAD

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Cimentaciones Especiales, S. A. (Rodio)

*Se describen tres casos donde el refuerzo de las cimentaciones mediante inyecciones de cemento-bentonita resultó más económico y eficaz que otras soluciones de recalce. El principal problema con este tipo de tratamientos estriba en la dificultad de controlar el proceso de ejecución y los resultados obtenidos. Mediante nivelaciones de alta precisión ( $\pm 0,1$  mm.) se ha procurado información diaria detallada de la respuesta de las estructuras al tratamiento, pudiéndose así resolver satisfactoriamente dicho problema. Se consiguió una estabilización completa en cada punto sin que quedaran movimientos residuales. La mejora general del terreno tiene la ventaja sobre el recalce local de eliminar también los movimientos de las soleras. Se puede aplicar en algunos casos sin perturbar prácticamente el trabajo normal en las instalaciones.*

## INTRODUCCION

Se describen tres casos diferentes de refuerzo de cimentaciones por medio de inyecciones de cemento-bentonita y cemento puro. Todos ellos se refieren a condiciones en las que el fenómeno de dilatación del yeso fue el factor determinante. Esta es la razón por la que en varios sitios se hace mención a fenómenos plásticos. Pero, realmente, el principal problema tratado no consistió en ningún caso en el relleno de cavernas o grietas, sino en la estabiliza-

ción de los residuos o zonas blandas originadas como consecuencia de procesos de esta naturaleza. Los métodos descritos son por tanto aplicables a otras situaciones similares en las que sea preciso estabilizar otros tipos de depósitos blandos o flojos. El lector encontrará, sin embargo, una gran diferencia entre los dos primeros casos, por un lado, y el tercero por otro. En este último, el tratamiento se ejecutó siguiendo lo que pudiera llamarse el sistema tradicional, es decir, inyectar por procedimientos más o menos intuitivos, con solamente un control ligero de los resultados. Pero lo que se trató de conseguir en el primer caso que se describe, y con éxito, fue establecer un sistema de trabajo perfectamente instrumentado con el fin de conocer

en cada momento del tratamiento la respuesta de las cimentaciones. La dirección de la obra puede de esta forma tener una idea clara de lo que está sucediendo y adaptar la intensidad y distribución de las inyecciones de acuerdo con la misma. El segundo caso es la aplicación posterior del mismo procedimiento a una situación menos crítica.

## 2. REFUERZO DE LAS CIMENTACIONES DE LA NAVE DE MAYORISTAS DE PESCADOS DE MERCAMADRID

### 2.1. Descripción general

Mercamadrid, S. A. es una empresa pública creada para proporcionar instalaciones adecuadas a los mayoristas de las

(\*) Trabajo presentado al VII Congreso Europeo de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Helsinki, 1983.

(\*\*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 31 de abril de 1985.

distintas ramas de la alimentación en Madrid. Hace algunos años se adquirió una extensa zona para construir todas estas instalaciones en las proximidades de la villa, después de valorar los riesgos que suponían las características del terreno, donde se sabía existían fenómenos cársticos relacionados con las formaciones yesíferas. Jiménez Salas y Serrano (1975) estudiaron en un informe general la localización de los horizontes cársticos, así como los peligros involucrados en la utilización de las distintas áreas disponibles.

La nave para los mayoristas de pescado, que es el tema a que se refiere esta parte del trabajo, se representa en planta en la figura 1. En la figura 2 se da asimismo un croquis de la sección transversal tipo de la nave. Como puede observarse, consiste en esencia en una estructura metálica con tres luces independientes simplemente apoyadas en lo que denominaremos pilas. Las pilas encierran en su interior los puestos individuales del mercado (2 ó 4). Las que están situadas en la parte central de

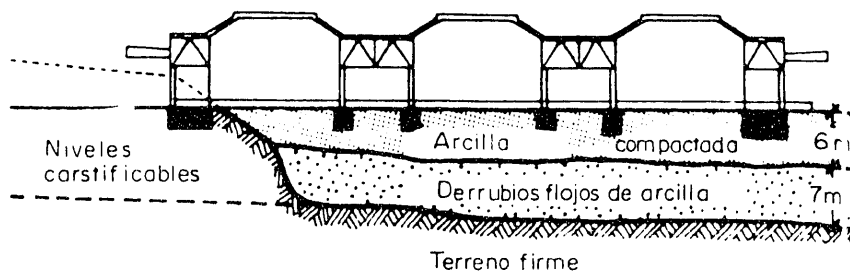


Fig. 2.—Sección transversal esquemática del terreno y la nave de pescados de Mercamadrid.

la nave están constituidas estructuralmente por dos pantallas paralelas de hormigón armado, mientras que las del perímetro tienen en planta una forma en  $\pi$ . Las pantallas de hormigón armado están cimentadas a unos 3 metros de profundidad por medio de zapatas corridas.

Parte de la nave queda situada en desmante y parte en relleno, como puede verse en las figuras 1 y 2. Tan pronto como se terminó la construcción se detectaron asentamientos importantes en la zona cimentada en rellenos, con velocidades que no tendían a disminuir con el tiempo y que, dada su magnitud, requerían una rápida aplicación de medidas correctoras.

## 2.2. Características del terreno

El emplazamiento está situado sobre las formaciones terciarias de Madrid constituidas por horizontes subhorizontales de arcillas o margas duras, con un límite inferior de 55 a 75 y un índice de plasticidad de 30 a 40. Intercaladas se encuentran capas de yeso que pueden alcanzar un espesor de varios metros. Estos horizontes de yeso no están generalmente carstificados en otras zonas de Madrid, pero en el área que estamos considerando, este fenómeno es muy común, probablemente a la existencia de grietas y fallas que permitieron la circulación de agua.

## 2.3.

Los procesos cársticos dieron lugar a la formación de dolinas y frentes de disolución que originaron perfiles del terreno del tipo representado en la figura 2. En ella puede verse cómo los estratos de yeso, en su proceso regresivo, dejaban en el borde un depósito inclinado de detritus formado por los residuos de la arcilla que pudiera existir intercalada, así como por los suelos que quedaban situados por encima de

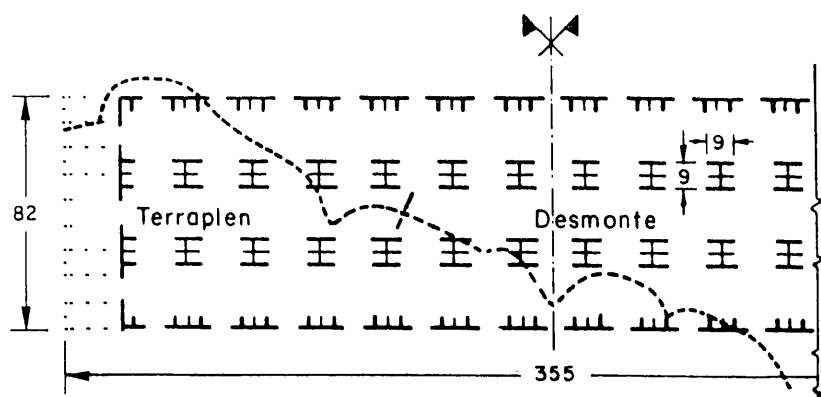


Fig. 1.—Planta de la nave de pescados de Mercamadrid.

la capa en disolución. Este horizonte de detritus está muy flojo, debido al tipo de formación que se ha descrito, y está constituido asimismo por arcillas muy plásticas, con límites de Atteberg similares a los citados para las arcillas terciarias, y con contenidos de humedad aproximadamente un 20 por 100 por encima del límite plástico. La capa de terreno compactado situada por encima de los detritus está formada por arcilla de la misma naturaleza.

Se efectuaron varios ensayos de penetración dinámica (puntaza cuadrada de 40 mm. de lado y 172 mm. de longitud, masa de 63,5 kp. y altura de caída de 60 cm.). Los conteos de golpes fueron bajos, variando en general entre 5 y 10 por cada 20 cm. de penetración. En la zona de contacto de los detritus con el terreno firme resultaron en muchos casos próximos a 0. La capa freática se encuentra próxima a dicho contacto entre los detritus cársticos y las arcillas duras inferiores.

## 2.3. Análisis de la situación y soluciones adoptadas

Se determinaron las velocidades de asiento de las distintas pilas, que resultaron variar en la zona problemática entre 3 y 5 mm./mes, menos en una de ellas, donde alcanzaban cerca de 20 mm./mes, inclinándose peligrosamente hacia uno de sus extremos. Las referencias de nivelación que se colocaron a diferentes profundidades mostraron claramente cómo la cuna de los

asientos se encontraba en la capa de residuos cársticos, mientras que la capa de arcilla compactada no daba lugar a asiento alguno.

Después de estudiar varias soluciones posibles de recalce, se tomó la decisión de hacer una mejora general del terreno mediante inyecciones de cemento-bentonita. Se llevaron a cabo varios ensayos de inyección durante las fases previas de estudio. En uno de ellos, después de ejecutada la inyección se excavó un pozo hasta los 13 metros de profundidad a que se encontraba el terreno firme. La inspección visual de las paredes del pozo mostró cómo la lechada penetraba muy bien por fracturación («claquage» en francés) en los detritus cársticos, formando principalmente venas subverticales de varios centímetros de espesor. Por el contrario, la inyección prácticamente no penetraba en la arcilla compactada, salvo en algunas fisuras delgadas horizontales en los contactos entre tongadas. La explicación de esta situación es a nuestro entender que en los detritus la tensión principal menor era horizontal, a causa de la forma de deposición descrita, mientras que éste no era el caso en el relleno compactado. Por otro lado, al encontrarse muy flojos los detritus del Karst, la lechada tendía a penetrar hacia abajo; las grietas aún existentes de yeso disuelto en las proximidades del terreno firme aumentaban aún más esta tendencia.

## 2.4. Construcción

### 2.4.1. Disposiciones generales

El proyecto se redactó de tal forma que el volumen de inyección a aplicar bajo las pilas era del 4,5 por 100, mientras que en el resto de la nave era de solamente el 2,5 por 100. Estos porcentajes están referidos al volumen de suelo tratado, que se extendía desde la base de las cimentaciones hasta el terreno firme, y son equivalentes a 600 y 450 litros por metro lineal de taladro, respectivamente, para las mallas que se definen más adelante. Los dos metros del fondo se trataron con cantidades iguales al doble de las indicadas, para tener en cuenta las posibles cavidades cársticas que aún pudieran existir. Para llevar a cabo este plan, se inyectaron 20 taladros dentro del área que circunscribía a cada pila, formando una malla de aproximadamente  $4,5 \times 3,0$  metros. Todo el resto del área pavimentada de la nave se trató con una malla de  $4,5 \times 4,0$  metros.

### 2.4.2. Características de la lechada

La lechada era una mezcla cemento-bentonita con las siguientes proporciones:

Cemento Portland (P-350-Y, resistente a los sulfatos), 450 kp.; bentonita, 35 kp.; agua, 840 litros.

En las épocas frías se añadió a la mezcla el 1,5 por 100 de cloruro cálcico con respecto al peso de cemento, con el

fin de conseguir resistencias mayores a corto plazo.

Las características de las lechadas fueron como término medio las siguientes:

Agua libre, 1,6-2,0 por 100; viscosidad Marsh, 62-68 segundos; rigidez Swissboring, > 4 kPa a las seis horas.

La resistencia a compresión simple de probetas de 6 cm. de diámetro por 12 de altura, moldeadas a la presión atmosférica, fue la siguiente: superior a 0,3 MPa a los tres días, 0,7 MPa a los siete días y mayor de 1,5 MPa a los veintiocho días; para períodos de noventa días o más, las resistencias alcanzaron valores de 2,0 MPa o superiores.

### 2.4.3. Procedimientos de perforación e inyección

La inyección en la zona pavimentada se llevó a cabo hincando tubería de unos 50 milímetros de diámetro con puntaza perdida, por el procedimiento de rotoperCUSión, hasta alcanzar rechazo. Esta tubería se hacía después ascender en tramos de 0,50 m., sucesivamente, aplicando los correspondientes volúmenes de inyección en cada uno de ellos. El tratamiento se detenía cada 2 m. inyectados y no se permitía reanudar el trabajo hasta el día siguiente.

Dentro del perímetro de cada pila la inyección se aplicaba por el procedimiento denominado tubo manguito. Con este objeto, se empezaba por perforar unos taladros con sonda helicoidal hasta penetrar

de 1,5 a 2 metros en la arcilla firme inferior. En las perforaciones de 10 cm. que de esta forma se preparaban, se colocaban a continuación tuberías de acero de 38 mm. de diámetro con válvulas anti-retorno cada 0,50 m.; el espacio que quedaba entre la tubería y el taladro se rellenaba con una lechada de cemento-bentonita de resistencia final relativamente baja. La inyección se ejecutaba en cada nivel con la ayuda de obturadores, pero efectuando la operación de una sola vez desde el fondo hasta arriba. El volumen equivalente en cada una de dichas operaciones se limitaba, sin embargo, a un 20 por 100 diario. La principal ventaja de este procedimiento es que cada taladro se puede reinyectar varias veces. Los dos metros superiores de tubería se retiraban después de terminar la inyección, para evitar un posible efecto «micropilote».

## 2.5. Dirección y control de los trabajos

### 2.5.1. Consideraciones generales

La principal dificultad en trabajos de este tipo consiste en cómo controlar los resultados que se van obteniendo y cómo juzgar cuándo puede considerarse satisfactorio el tratamiento.

Para resolver este problema, antes de comenzar los trabajos se ejecutaron varias pruebas de inyección, como se ha indicado en el epígrafe 2.3, realizándose ensayos

de penetración antes y después del tratamiento. Desgraciadamente, las diferencias que se obtenían en los diagramas resultaban irrelevantes.

Después de abandonar el control mediante ensayos de penetración, se decidió utilizar nivelaciones de alta precisión ( $\pm 0,1$  mm.) como medio, tanto para seguir como para juzgar los resultados del tratamiento. El método que se describe brevemente en el epígrafe próximo había sido ya utilizado por el primer autor con resultados satisfactorios en otros estudios geotécnicos, pero fue mirado con reserva en sus comienzos por parte del personal técnico relacionado con el problema; sin embargo, demostró ser una poderosa herramienta para controlar este tipo de trabajos, resultó un éxito desde el punto de vista práctico. Este método dio los movimientos diarios de manera muy precisa, lo que se complementaba en los puntos que se estaban inyectando cada momento con procedimientos normales de nivelación, para controlar inmediatamente cualquier posible movimiento brusco, con órdenes de magnitud superiores a  $\pm 1$  mm.

### 2.5.2. Montaje para el seguimiento del tratamiento

Lo primero que se necesitaba para llevar a cabo una nivelación de alta precisión es disponer de unas bases de referencia muy buenas. Lo que se consiguió en este caso por medio de redondos

cero de 24 mm. de diámetro, cementados en terreno firme, convenientemente protegidos mediante una tubería de plástico, rellena tanto en su corona exterior como en la interior mediante una mezcla plástica de bentonita-cemento.

Las referencias para seguimiento de los movimientos que se colocaron en los puntos elegidos de la estructura fueron de dos tipos. En las pilas y columnas estaban constituidas por reglillas graduadas comerciales de buena calidad, divididas en milímetros, adheridas al paramento de hormigón en posición vertical. Para medir los movimientos de la zona de solera se colocaron sondos de tipo similar al descrito para las referencias, en perforaciones de unos metros de profundidad atravesando la losa de hormigón.

El nivel utilizado fue un Wild N 3 (de burbuja) y miras invar.

En total se dispusieron 238 puntos de referencia en la zona tratada, 43 de los cuales correspondían al tipo descrito para la zona de solera y los demás se encontraban fijos en pilas y pilares. Una gran parte de estos puntos se nivelaban periódicamente por un solo equipo (topógrafo y ayudante) y los resultados se dibujaban y entregaban de manera inmediata a la dirección facultativa. Por consiguiente, se podía conocer perfectamente la respuesta de la estructura al tratamiento aplicado el día anterior o incluso unas horas antes y el día siguiente podía ser inmediata-

mente adaptado de acuerdo con la misma.

## 2.6. Resultados del tratamiento

Como ya indicamos anteriormente, los movimientos de cada punto de observación fueron representados a una escala de 1 mm. = 0,1 mm. de asiento. En la figura 3 se da una representación fotográfica del gráfico de obra de las lecturas en los dos extremos de una pila. En la primera parte de cada curva se deduce la velocidad de asentamiento antes de que se comenzara el tratamiento en lo que se consideraba el área de influencia correspondiente. Los diagra-

mas de barras representan los volúmenes de lechada inyectados: los situados por encima de la línea de referencia corresponden a las inyecciones alrededor de la pila, mientras que los situados por debajo, son los correspondientes a la inyección por debajo de la misma. Como puede verse en la figura, tan pronto como se inició la inyección en pilas apoyadas sobre terreno inestable, las correspondientes velocidades de asiento se incrementaron. Cuando llegaba el momento en que se consideraba que dicha velocidad estaba aumentando demasiado, se suspendía el trabajo en el área correspondiente y los equipos se trasladaban a otra zona.

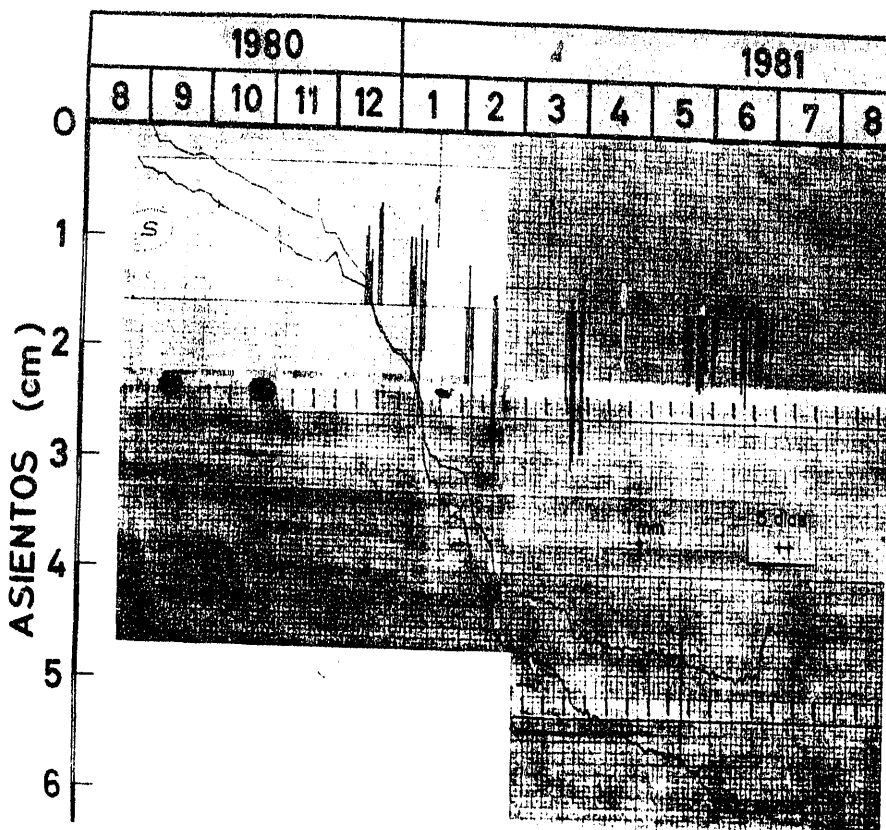


Fig. 3.—Curvas típicas de asientos durante el tratamiento en la nave de pescados de Mercamadrid (el origen de ordenadas de las curvas, de asientos es arbitrario).

fin de conseguir resistencias mayores a corto plazo.

Las características de las lechadas fueron como término medio las siguientes:

Agua libre, 1,6-2,0 por 100; viscosidad Marsh, 62-68 segundos; rigidez Swissboring, > 4 kPa a las seis horas.

La resistencia a compresión simple de probetas de 6 cm. de diámetro por 12 de altura, moldeadas a la presión atmosférica, fue la siguiente: superior a 0,3 MPa a los tres días, 0,7 MPa a los siete días y mayor de 1,5 MPa a los veintiocho días; para períodos de noventa días o más, las resistencias alcanzaron valores de 2,0 MPa o superiores.

## 2.4.3. Procedimientos de perforación e inyección

La inyección en la zona pavimentada se llevó a cabo hincando tubería de unos 50 milímetros de diámetro con puntaza perdida, por el procedimiento de rotopercusión, hasta alcanzar rechazo. Esta tubería se hacía después ascender en tramos de 0,50 m., sucesivamente, aplicando los correspondientes volúmenes de inyección en cada uno de ellos. El tratamiento se detenía cada 2 m. inyectados y no se permitía reanudar el trabajo hasta el día siguiente.

Dentro del perímetro de cada pila la inyección se aplicaba por el procedimiento denominado tubo manguito. Con este objeto, se empezaba por perforar unos taladros con sonda helicoidal hasta penetrar

de 1,5 a 2 metros en la arcilla firme inferior. En las perforaciones de 10 cm. que de esta forma se preparaban, se colocaban a continuación tuberías de acero de 38 mm. de diámetro con válvulas anti-retorno cada 0,50 m.; el espacio que quedaba entre la tubería y el taladro se rellenaba con una lechada de cemento-bentonita de resistencia final relativamente baja. La inyección se ejecutaba en cada nivel con la ayuda de obturadores, pero efectuando la operación de una sola vez desde el fondo hasta arriba. El volumen equivalente en cada una de dichas operaciones se limitaba, sin embargo, a un 20 por 100 diario. La principal ventaja de este procedimiento es que cada taladro se puede reinyectar varias veces. Los dos metros superiores de tubería se retiraban después de terminar la inyección, para evitar un posible efecto «micropilote».

## 2.5. Dirección y control de los trabajos

### 2.5.1. Consideraciones generales

La principal dificultad en trabajos de este tipo consiste en cómo controlar los resultados que se van obteniendo y cómo juzgar cuándo puede considerarse satisfactorio el tratamiento.

Para resolver este problema, antes de comenzar los trabajos se ejecutaron varias pruebas de inyección, como se ha indicado en el epígrafe 2.3, realizándose ensayos

de penetración antes y después del tratamiento. Desgraciadamente, las diferencias que se obtenían en los diagramas resultaban irrelevantes.

Después de abandonar el control mediante ensayos de penetración, se decidió utilizar nivelaciones de alta precisión ( $\pm 0,1$  mm.) como medio, tanto para seguir como para juzgar los resultados del tratamiento. El método que se describe brevemente en el epígrafe próximo había sido ya utilizado por el primer autor con resultados satisfactorios para otros estudios geotécnicos, pero fue mirado con reserva en sus comienzos por parte del personal técnico relacionado con el problema; sin embargo, demostró ser una poderosa herramienta para controlar este tipo de trabajos. 2 meses después de haberse iniciado este tipo de trabajos, se obtuvo un éxito desde el punto de vista práctico. Este método que dio los movimientos diarios de manera muy precisa, se complementaba en los puntos en los que se estaban inyectando con mediciones normales de nivelación, para controlar inmediatamente cualquier posible movimiento brusco, con órdenes de magnitud superiores a  $\pm 1$  mm.

### 2.5.2. Montaje para el seguimiento del tratamiento

Lo primero que se necesitaba para llevar a cabo una nivelación de alta precisión es disponer de unas bases de referencia muy buenas. En este caso se consiguió en este trabajo por medio de redondos

tero de 24 mm. de diámetro, cementados en terreno firme, convenientemente protegidos mediante una tubería de plástico, rellena tanto en su corona exterior como en la interior mediante una mezcla plástica de bentonita-cemento.

Las referencias para seguimiento de los movimientos que se colocaron en los puntos elegidos de la estructura fueron de dos tipos. En las pilas y columnas estaban constituidas por reglillas graduadas comerciales de buena calidad, divididas en milímetros, adheridas al paramento de hormigón en posición vertical. Para medir los movimientos de la zona de solera se colocaron pedondos de tipo similar al descrito para las referencias, en perforaciones de unos metros de profundidad atravesando la losa de hormigón.

El nivel utilizado fue un Wild N 3 (de burbuja) y miras invar.

En total se dispusieron 238 puntos de referencia en la zona tratada, 43 de los cuales correspondían al tipo descrito para la zona de solera y los demás se encontraban fijos en pilas y pilares. Una gran parte de estos puntos se nivelaban diariamente por un solo equipo (topógrafo y ayudante) y los resultados se dibujaban y entregaban de manera inmediata en la dirección facultativa. Por consiguiente, se podía conocer perfectamente la respuesta de la estructura al tratamiento aplicado el día anterior o incluso unas horas antes y el trabajo podía ser inmediata-

mente adaptado de acuerdo con la misma.

## 2.6. Resultados del tratamiento

Como ya indicamos anteriormente, los movimientos de cada punto de observación fueron representados a una escala de 1 mm. = 0,1 mm. de asiento. En la figura 3 se da una representación fotográfica del gráfico de obra de las lecturas en los dos extremos de una pila, en la primera parte de cada curva se deduce la velocidad de asentamiento antes de que se comenzara el tratamiento en lo que se consideraba el área de influencia correspondiente. Los diagra-

mas de barras representan los volúmenes de lechada inyectados: los situados por encima de la línea de referencia corresponden a las inyecciones alrededor de la pila, mientras que los situados por debajo, son los correspondientes a la inyección por debajo de la misma. Como puede verse en la figura, tan pronto como se inició la inyección en pilas apoyadas sobre terreno inestable, las correspondientes velocidades de asiento se incrementaron. Cuando llegaba el momento en que se consideraba que dicha velocidad estaba aumentando demasiado, se suspendía el trabajo en el área correspondiente y los equipos se trasladaban a otra zona.

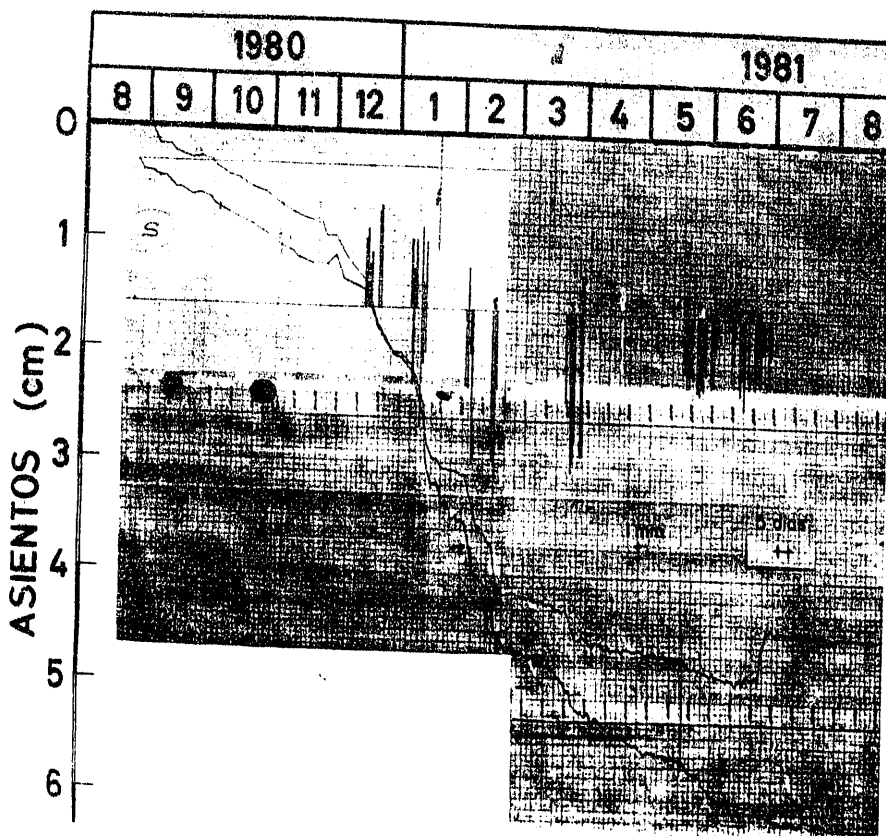


Fig. 3.—Curvas típicas de asientos durante el tratamiento en la nave de pescados de Mercamadrid (el origen de ordenadas de las curvas de asientos es arbitrario).

Al cabo de algunos días, la velocidad de asiento disminuía de nuevo (como se puede ver también en el gráfico), y el tratamiento se volvía a reanudar. Aplicando varias fases de este tipo, la pila solía estabilizarse, como sucede en el caso de la curva A-10. En otros, como ocurre en el de la curva A-9, al llegar a una cierta proporción, en lugar de originarse asientos, la aplicación de más inyección levantaba la pila; en algún caso se provocaron levantamientos hasta tres veces sucesivas para quedar plenamente satisfechos en cuanto a los resultados.

En todas las pilas inestables tratadas se llegó a una estabilización completa dentro de la precisión  $\pm 0,1$  mm. que en principio podía ser atribuida a las curvas de asientos.

Los asientos de las pilas antes del tratamiento habían alcanzado valores de 10 a 13 cm. en varias de ellas, con movimientos frecuentes de 4 a 6 cm. en las restantes. Durante el tratamiento, los asientos adicionales oscilaron entre los 2 y 3 cm., salvo en los casos más críticos, donde llegaron de 4 a 6,6 cm. Sin embargo, hay que tener en cuenta que, como el proceso de inyección duró varios meses, parte de los asientos adicionales corresponden al curso normal de los asentamientos anteriores al tratamiento. Los grandes asientos finales, que han alcanzado frecuentemente valores entre 10 y 18 cm., han sido soportados adecuadamente por la estructura, debido a su naturaleza prácticamente isostática, y solamen-

te fueron necesarios algunos ajustes en las alineaciones de la cubierta metálica a la terminación de los trabajos.

En uno de los extremos de la zona tratada de la nave está emplazada un ala para cafetería y otros servicios auxiliares, según puede verse en la figura 1, estando constituida por una sola planta. La mayor parte de esta extensión está formada por una estructura de hormigón armado con luces de unos 6 metros en una dirección y 9 en la otra, pero con un bajo grado de hiperestatismo en esta última. Los pilares de la estructura están cimentados sobre zapatas aisladas de unos  $2,0 \times 2,0$  m. y 3,0 m. de profundidad. La velocidad máxima de asiento inicial era de 1,5 mm./mes.

En esta área se aplicó el mismo tipo de tratamiento, pero teniendo especial cuidado, no sólo con los asientos totales, sino también con los diferenciales. Los asientos máximos originados por las inyecciones oscilaron generalmente entre 1,5 y 2,0 cms. con asientos diferenciales normalmente entre 0,5 y 1 cm. El mayor de los asientos máximos observados fue de 3,3 cm. y dio también origen al asiento diferencial máximo de 3,3 cm. en una luz de 9,0 m. debido a que el pilar próximo estaba cimentado sobre terreno firme. No se observaron grietas en la estructura de hormigón, pero se produjeron daños en la tabiquería de ladrillo y enlucidos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la mayoría de estos elementos estaban dañados

antes de que se iniciara la aplicación de inyecciones.

## 2.7. Volúmenes de inyección aplicados

Según se indicó en el gráfico 2.4.1, el volumen de inyección se expresa en tanto por ciento respecto al volumen de suelo teóricamente tratado. Sin embargo, para una adecuada interpretación de las cifras que se manejan, debe tenerse en cuenta que la profundidad inyectada incluía relleno compactado superficial hasta el nivel de cimentación no solamente los detritus del karst, porque la zona de contacto no era fácil de definir. Como el relleno compactado no admitió prácticamente inyección alguna, el volumen correspondiente se desplazó muy probablemente a los detritus del karst.

La media total para la nave de la cafetería resultó del 4,6 por 100. el máximo normal fue del 10 por 100, aunque en zonas muy específicas llegó a alcanzar el 15 por 100.

## 3. ESTABILIZACION DE LA CIMENTACION DEL PALACIO DE LA DIPUTACION DE CUENCA

### 3.1. Descripción general del problema

El Palacio de la Diputación (PD) de Cuenca, España, construido hace bastantes años en la parte inferior de un cerro talud. El edificio tiene una planta rectangular (aproximadamente 30 m. de largo por 15 m. de ancho) y está dividido en tres alas por dos patios interiores. La estructura principal es de mampostería de sillares de piedra caliza, con algunos elementos de hormigón armado en las zonas de mayor carga. El edificio presenta graves problemas de estabilidad debido a la erosión del terreno que lo soporta y a la falta de mantenimiento de las cimentaciones.

damente 50X 28 m.), según puede verse en la figura 4, y consta de dos plantas en toda el área, con la única excepción de la esquina Norte (zona sombreada en dicha figura), en la que se construyó un sótano.

Los muros del PD son de sillaría de piedra caliza, y descansan sobre una cimentación corrida de 1,5 m. de anchura, constituida por cantos calizos y mortero de cal. La cimentación tiene una profundidad del orden de 2,0 m. bajo la superficie actual del terreno, excepto en el sótano que llega a los 3,5 m.

Desde su construcción el PD ha ido experimentando pequeños asentos que han producido algunas grietas verticales, principalmente en la parte posterior del edificio. Recientemente se inició la construcción de una tercera planta, incrementándose los asentos. A la vista de ello se efectuó una investigación de las condiciones del terreno, estimándose aconsejable proceder a un recalce del edificio o a una mejora de las características del terreno.

## 3.2. Condiciones del terreno

El perfil estratigráfico del terreno es el siguiente:

i) Relleno; ii) arcilla limosa con intercalación errática de materiales granulares; iii) arcilla limosa, gris blanda; iv) arcilla limosa, gris dura con yeso.

El nivel freático se localiza aproximadamente a una pro-

fundidad de 7,5 m., con un gradiente de 0,05 en dirección Sur-Norte hacia el río Huécar. La capa blanda iii) se encuentra a profundidades comprendidas entre 8,5 y 10 m., en correspondencia con la presencia del nivel freático.

En la capa ii), en la que se sitúa la base de la cimentación, los ensayos de penetración dinámica, del tipo descrito en el apartado 2.2, mostraron valores comprendidos entre 10 y 30 golpes para una penetración de 20 cm. y una altura de caída de la maza de 50 cm. En la capa iii) estos ensayos mostraron valores comprendidos entre 2 y 4 golpes, y en la capa iv) valores superiores a 100 golpes.

Las conclusiones de la investigación geotécnica fueron que las capas iii) y iv) correspondían a la misma formación original, habiendo perdido su compacidad, la primera de ellas, debido a un fenómeno de disolución de yesos, y además que la presencia de esta zona blanda era la causa de los asentos y grietas.

## 3.3. Solución adoptada

El PD es un edificio que alberga todas las oficinas de los Servicios Públicos de la provincia de Cuenca. Por ello, una solución de recalce del edificio con micropilotes se habría traducido en una gran perturbación para la continuidad de los servicios públicos.

Como en el caso de Mercamadrid, mencionado anteriormente en este artículo, la solución adoptada consistió en una mejora de las condiciones

del terreno mediante inyección de una mezcla de cemento-bentonita, ya que el tratamiento podía llevarse a cabo, principalmente, desde el exterior del edificio, sin perturbar la actividad normal de las oficinas. Además, esta solución resultaba más económica que el recalce con micropilotes.

El proyecto de inyección se estableció de tal manera que el volumen de mezcla a inyectar, referido al volumen de suelo a tratar, fuera igual al 2,5 por 100 bajo el plano de cimentación, e igual al 10 por 100 en los 2 m. inferiores correspondientes a la zona blanda.

Los taladros de inyección se previeron, inicialmente, en un área de 60X 36 m. aproximadamente, formando una malla de 3,0X 3,0 m. En el exterior del edificio se dispusieron 123 taladros verticales en dos filas al tresbolillo, situadas a 1 y 3 m. de los muros del edificio. En el interior del edificio se dispusieron 89 taladros verticales, situados en el sótano, en los pasillos, en el vestíbulo de entrada, en los dos patios existentes y en el salón de actos. Los taladros que podían perturbar la actividad normal de las oficinas fueron sustituidos por taladros inclinados, perforados desde el exterior (76 taladros) o desde el interior (9 taladros).

## 3.4. Construcción

### 3.4.1. Perforación e inyección

Para la inyección se utilizó la técnica conocida como

«tubo-manguito». Los taladros fueron perforados con barrenas continuas hasta penetrar del orden de 1 m. en la capa inferior de arcilla dura. Posteriormente se instaló en cada uno de ellos una tubería metálica de 38 mm. de diámetro, provista con válvulas anti-retorno cada 50 cm.

Durante la perforación se detectaron dos circunstancias. En primer lugar, que la zona blanda tenía mayor espesor bajo el sótano, y en segundo que la capa de arcilla dura con yeso aparecía a un nivel más alto que el previsto, en el centro del muro posterior. la longitud total de perforación fue de 2.285 m. para los taladros verticales y de 1.111 m. para los inclinados.

Los trabajos de inyección se iniciaron en los taladros verticales de las filas exteriores, comenzando por la esquina Sur del edificio, y siguiendo hacia la esquina Norte, con objeto de cortar la filtración de agua por debajo del edificio. En la parte frontal se dejaron inicialmente algunos taladros sin inyectar, para facilitar la salida del agua durante las operaciones de inyección debajo del edificio.

En cada taladro las operaciones de inyección se llevaron a cabo en dos fases; en primer lugar se inyectaron los dos metros inferiores, y un día después el resto. Las presiones se limitaron a 0,5 MPa en la parte inferior y a 0,3 MPa en la superior.

En una primera fase de los trabajos, el volumen total de mezcla inyectado fue de 840

metros cúbicos, con presiones comprendidas entre 0,0 y 0,3 MPa. Posteriormente, se decidió reinyectar aquellas zonas en las que la presión no había alcanzado 0,1 MPa. En esta segunda fase se inyectaron 425 m<sup>3</sup>. Los trabajos de inyección de la primera fase se llevaron a cabo en los meses de marzo y mayo hasta el 15 de junio de 1982, y los de la segunda fase durante el mes de agosto de 1982.

### 3.4.2. Características de la mezcla

Se utilizó una mezcla de cemento-bentonita dosificada por metro cúbico con las siguientes proporciones:

Cemento Portland, 350 Kp.; bentonita, 30 Kp., y agua, 844 litros.

El cemento fue del tipo P-350-Y resistente a los sulfatos,

debido a la presencia de yesos. La bentonita tenía límite líquido > 400 por 100.

La mezcla tenía las siguientes características medias:

Agua libre, 2,5-3,0 por 100; viscosidad Marsh, 44-48 segundos; rigidez Swissbordin > 4 KPa a las seis horas.

La resistencia a compresión simple obtenida con probetas moldeadas a presión atmosférica fue de 0,25 MPa a los tres días; de 0,60 MPa a los siete días, y de 1,20 MPa a los veintiocho días.

### 3.4.3. Control de los trabajos

Como en el caso de Madrid, el control de los trabajos de inyección se llevó a cabo mediante una nivelación de alta precisión. Para ello se instalaron tres bases fijas

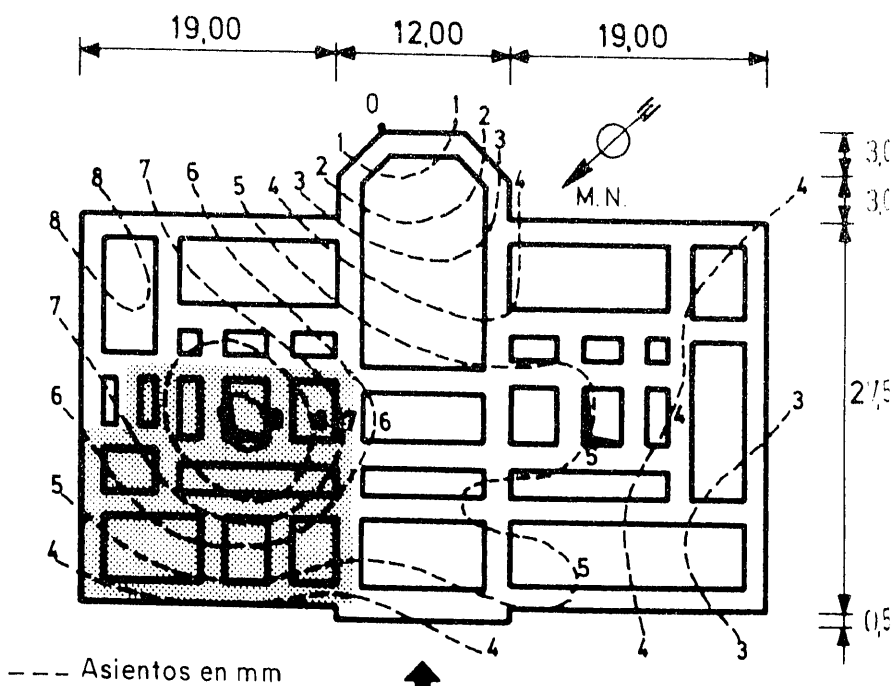
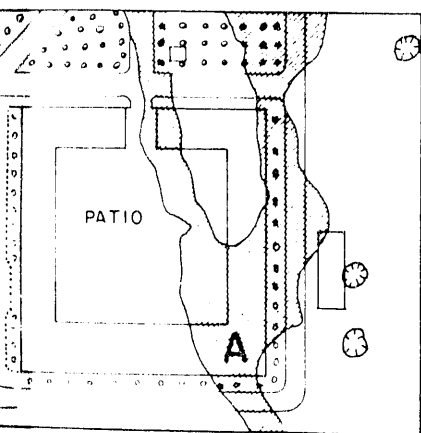


Fig. 4.—Planta de cimientos del Palacio de la Diputación de Cuenca. Curvas de nivel de los asientos originados por el tratamiento.

referencia en el exterior del edificio y 33 puntos de lectura (11 en el exterior y 22 en el interior del edificio), constituidos por reglas graduadas comerciales.

Los asientos registrados durante la inyección alcanzaron valores de hasta 9 mm., como puede verse en las curvas de nivel representadas en la figura 4.



a) PLANTA

## 4. MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INYECCION DE CEMENTO EN UNAS INSTALACIONES PROXIMAS A MADRID

Un tercer ejemplo se refiere a un bloque cuadrado de naves, transformadas en parte en oficinas. Cada lado del bloque es de 80 m. de longitud, con un ancho de nave de 14,50 m. La estructura tiene 8 m. de altura y es de pórticos de hormigón armado de un solo vano, con cubierta de cerchas de hormigón y ce-

ramientos de ladrillo macizo.

En la nave frontal se intercaló una estructura metálica para crear una entreplanta, con algunos pilares intermedios.

Los pórticos de hormigón y los pilares metálicos descansan sobre zapatas de hormigón a profundidades del orden de 1,50 m. La solera apoya sobre una base de zahorra mal compactada, ocasionalmente colocada a su vez sobre rellenos.

El perfil medio del terreno

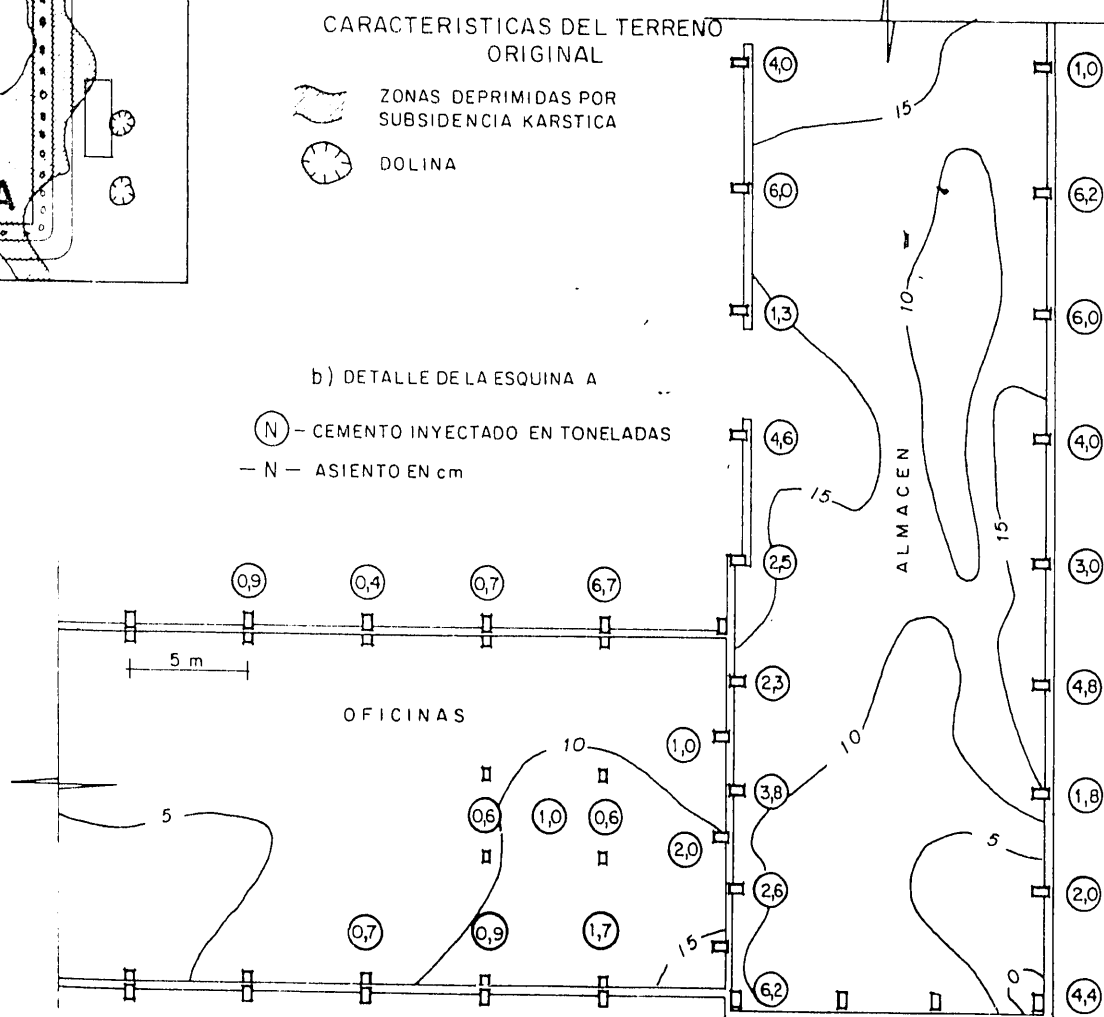


Fig. 5.—Planta de las zonas karstificadas, isolíneas de asentamientos antes del tratamiento y admisiones de cemento en unas instalaciones próximas a Madrid.

está formado por un recubrimiento de rellenos arcillosos, cascotes, gravas, etc., recubriendo la tierra vegetal original. El terreno de cimentación es una arcilla miocena preconsolidada (peñuela) con contenido de yeso creciente con la profundidad. En algunas zonas el yeso ha sido arrasado por disolución, quedando una estructura muy floja. A profundidades de 1 a 4 m. aparece un estrato duro de yeso masivo.

La existencia de niveles carstificados, inicialmente considerados erráticos, se investigó mediante fotografías aéreas antiguas donde se pudieron apreciar claramente depresiones superficiales canalizadas,

a veces con dolinas de disolución (fig. 5a).

Poco después de terminada la construcción el edificio mostró movimientos diferenciales concentrados en una esquina de la nave que seguía destinada a almacén y en la que se habían depositado fuertes cargas. Los movimientos pudieron seguirse con más detalle al ocupar las nuevas oficinas debido a la fisuración de la tabiquería y falsos techos. La figura 5b muestra los asientos medidos en noviembre de 1981.

Para frenar estos movimientos se realizó una primera campaña de inyecciones en 1979. Debido a que se emplearon taladros muy cortos

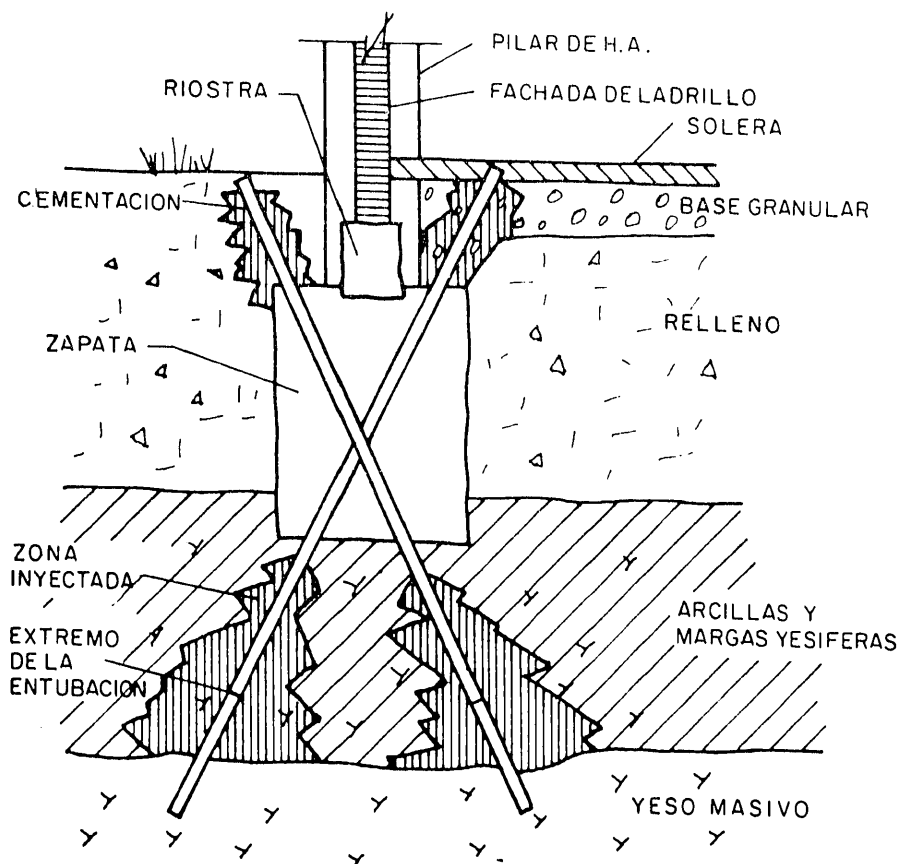


Fig. 6.—Detalle de la inyección.

( $L \approx 2$  m.) y presiones de inyección muy bajas, esta campaña no produjo resultados apreciables, creyéndose que la gran parte de la lechada quedó en los rellenos de apoyo y soleras. Después de este tratamiento los asientos aumentaron y el segundo autor consultado sobre posibles soluciones. Se decidió perforar taladros de inyección hasta el yeso compacto, atravesando las zapatas y cementando cuidadosamente la parte superior para evitar fugas hacia el relleno. Al llegar al yeso los tubos de inyección se levataban ligeramente para permitir la salida de la lechada y una vez completado el tratamiento se dejaban abandonados, constituyendo una especie de cropilotes (fig. 6). En este caso el coste adicional era muy bajo debido a la existencia de un importante stock de tuberías usadas no aprovechables para otros fines. Es importante señalar que las condiciones de partida de este trabajo eran muy diferentes de las de otros casos antes citados. Por zonas de coste el propietario decidió utilizar un equipo metecual existente en su almacén, prescindir de los controles de nivelación mientras los eventuales movimientos se mantuvieran dentro de límites tolerables (asientos inferiores a 2 cm. y algunas pequeñas fisuras).

Por otra parte todo el trabajo de inyección debía realizarse desde el exterior para mantener en servicio las oficinas y almacenes. Esto obligó a realizar algunos taladros horizontales para alcanzar

patas interiores, cementando los primero 6 u 8 m.

La relación agua/cemento de la mezcla variaba de 1 a 2, empleando cemento resistente a los sulfatos. No se utilizó bentonita salvo en dos ladros de admisión excesiva. La presión de inyección se limitó a 0,25 MPa y únicamente en un caso se observó un pequeño entumecimiento de solera (unos 2 cm. en 3 m.).

El consumo máximo de lechada fue de 13 toneladas de cemento en un pilar (5 taladros de 7 m.), en la zona más justificada y sin llegar a producirse el rechazo. Un consumo normal medio puede ser de 100 Kg. de cemento por m<sup>3</sup> de terreno.

Las inyecciones se llevaron a cabo en dos períodos de 3 meses cada uno, separados por un período intermedio de observación de 5 meses. Los movimientos observados durante el tratamiento fueron mínimos.

No obstante se pudieron detectar al poco tiempo algunos ligeros levantamientos, del orden de 1 cm., probablemente debidos a la reducción de los canales de circulación del agua freática a causa de las inyecciones y al consiguiente aumento de humedad de las capas arcillosas superiores, de naturaleza expansiva.

A finales del verano de 1983 se pudo observar que este esquema había variado y producían algunos asientos en la zona central de las cimas.

Una investigación adicional puso de manifiesto que a un período de prolongada sequía se había sumado un descenso general del nivel freático del orden de 3 m. ocasionado por la limpieza de un pozo de evacuación de residuos. Esto produjo una desecación del terrero del orden de 1-2 cm. bajo las soleras y las zapatas centrales, inyectadas lateralmente y por tanto no recalzadas. Por el contrario los pilares periféricos se mantuvieron perfectamente.

En el momento actual se espera una estabilización del proceso de retracción o la inversión estacional del mismo antes de considerar el tratamiento del interior del edificio, lo cual entrañaría el desalojo parcial del mismo.

## 5. CONCLUSIONES

— El tratamiento mediante la lechada de cemento-bentonita ha demostrado ser muy satisfactorio en los casos descritos, habiendo conducido a una completa eliminación de los movimientos. Aunque los trabajos son aún muy recientes, no se espera que se produzcan problemas en el futuro.

— Desde el punto de vista económico el procedimiento ha demostrado ser preferible a otros sistemas de recalce y, además, en algunos casos se puede aplicar sin interferir con la utilidad normal de los edificios.

— La mejora del conjunto del terreno de cimentación

tiene la ventaja de suprimir también los asientos bajo las soleras, que, como es sabido, con frecuencia constituyen un serio problema si se recalzan solamente los cimientos.

— El tratamiento de terrenos flojos origina asientos que deben tenerse en cuenta antes de tomar decisiones sobre su posible aplicación; este puede ser en algunos casos el problema principal para este tipo de solución, dada la dificultad de predecir los valores finales de los mismos.

— El método de control desarrollado, por medio de nivelaciones diarias de alta precisión, puede considerarse completamente satisfactorio para trabajos de este tipo. Gracias a él:

a) La respuesta del terreno se pudo seguir muy de cerca y, como consecuencia, el tratamiento adaptarse o detenerse si se consideraba necesario.

b) La estabilización de cada elemento estructural podía definirse de manera confiable en un corto período de tiempo.

c) Se pudieron ahorrar volúmenes importantes de inyección en los elementos de cimentación situados en la zona de inestabilidad, puesto que, si resultaba que se encontraban en buenas condiciones, al comenzar a aplicar el tratamiento el terreno se levantaba, lo que era inmediatamente detectado por las nivelaciones de precisión.

## 6. AGRADECIMIENTOS

En el caso de Mercamadrid, INTEMAC, S. A. llevó a cabo los trabajos de control de calidad requeridos por la Dirección y había previamente presentado un informe geotécnico completo sobre los problemas observados. El anterior Director de Mercamadrid, José Miguel San Miguel, el Delegado de Obras y Servicios del Excmo. Ayuntamiento, D. Juan Claudio de Ramón, y el Delegado de Mercasa, D. Manuel Chaure, tuvieron un papel muy activo en las primeras fases de selección de soluciones. El siguiente Director de Mercamadrid, Luis Velasco, y Director Adjunto, Francisco Sola, constituyeron una gran ayuda durante el desarrollo de los trabajos reales.

Ventura Escario Ubarri



Mecánica del Suelo y Cimentaciones.

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos de la promoción de 1950, especializado en Geotecnia en la Universidad de Harvard (USA), obtuvo el título de M. S. (1953) con los profesores K. Terzaghi y A. Casagrande. Se ha dedicado al tema en el Laboratorio de Carreteras y Geotecnia «José Luis Escario» desde prácticamente su creación, siendo autor de numerosas publicaciones tanto en España como en el extranjero. Ha intervenido como consultor privado en diversos trabajos de cimentaciones y obras de tierra. Es en la actualidad vicepresidente de la Sociedad Española

José M.ª Rodríguez Ortiz



Doctor ingeniero de Caminos de la promoción de 1965. Trabajó durante diez años en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, de donde pasó a ser jefe de la División de Geotecnia de los Hornos Ingenieros Consultores, S. A., cargo que ocupó hasta 1978. Al año siguiente constituyó una empresa constructora EAT, S. A. —Equipo de Asesoría Técnica—, especializada en ingeniería geotécnica. Desde 1980 es catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones de la ETS de Arquitectura de Madrid.

Fernando Muzas Labad



Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos de la promoción de 1960. Trabajó en Auxini y en el Instituto de Estudios Hidrográficos (Laboratorio de Riego y Geotecnia). Desde 1969 es profesor encargado de curso de Geotecnia y Cimentaciones en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. En el mismo año entró a prestar sus servicios en la empresa Cimentaciones Especiales, S. A. —Procedimientos Rodondeo— donde es director de Estudios e Investigación. Vocal de la Junta Rectora de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, y también de la Junta Directiva de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas. Es autor de diversas publicaciones y comunicaciones a congresos, en España y en el extranjero, y ha participado como conferenciante en reuniones científicas y cursos para postgraduados.