

# Nueva estación de cercanías de la Puerta del Sol–Gran Vía Proyecto y construcción de la caverna de estación

New Puerta de Sol-Gran Via suburban station.  
Design and construction of the station cavern

**José M<sup>o</sup> Rodríguez Ortiz.** Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Asesor de la Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias. info@gammageotecnica.e.telefonica.net  
**Carlos Serrano Aguilera.** Licenciado en Geología. MSc. DIC. Ingeniero Geólogo.  
Asesor de la Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias. CRCSERRANO@terra.es  
**Javier Gallego López.** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias. jgallego@fomento.es

**Resumen:** Se describe la información geotécnica e hidrogeológica utilizada para la construcción de la Caverna de Sol, junto con los sucesivos diseños de la sección tipo. Se detallan los diversos tratamientos aplicados, generalmente mediante inyecciones de cemento o silicato. Se comparan los resultados de la auscultación con las previsiones numéricas respecto a los asentamientos de las edificaciones de superficie. El proceso constructivo se comenta en sus distintas fases así como los problemas encontrados.

**Palabras Clave:** Estación subterránea; Caverna; Tratamientos terreno; Suelos; Auscultación

**Abstract:** The geotechnical and hydrogeological data used for the construction of the underground cavern of Sol Station are summarized, together with the successive solutions for the geometry of the main section. A description of the ground treatments by means of cement or silicate grouting is also included. The predictions of the numerical models are compared with the results of the monitoring, with special attention to the settlements of the buildings on the surface. The phases of the construction process are detailed and discussed as well as the diverse encountered problems.

**Keywords:** Underground station; Cavern; Ground improvement; Soils; Monitoring

## 1. Introducción y antecedentes

La obra de la Nueva Estación de Cercanías de Puerta del Sol se enmarca dentro de la actuación general que ha realizado el Ministerio de Fomento para la construcción de un nuevo enlace ferroviario entre las estaciones de Atocha y Chamartín, con el fin de ampliar notablemente la capacidad de conexión que prestaba el antiguo túnel realizado a lo largo del Paseo de la Castellana.

La actuación ha consistido en la construcción de un túnel que cuenta con dos nuevas estaciones intermedias: Puerta del Sol y Nuevos Ministerios. Tanto en éstas como en las estaciones de cabecera se han proyectado vestíbulos de intercambio directo con la red de Metro. En el futuro se prevé la construcción de una estación adicional en Alonso Martínez (fig. 1).

El proyecto de construcción de la Nueva Estación de Puerta del Sol fue elaborado por SENER con fecha de finalización noviembre de 2002. Tras concurso público, las obras se adjudicaron a la UTE FCC-CONVENSA en el mes de abril de 2003 y el inicio se produjo en el mes de junio de 2003.

La obra de la estación de Puerta del Sol consta de dos partes principales: la nave de andenes y el recinto de acceso e intercambio con Metro en la Puerta del Sol.

La estructura de la nave de andenes se ha ejecutado íntegramente en subterráneo por el denominado "método alemán", del cual existen varios antecedentes en el Metro de Madrid, si bien de menores dimensiones. El recinto de acceso e intercambiador con Metro de Puerta del Sol se ha construido a cielo abierto, mediante pantallas y el sistema ascendente-descendente, en la

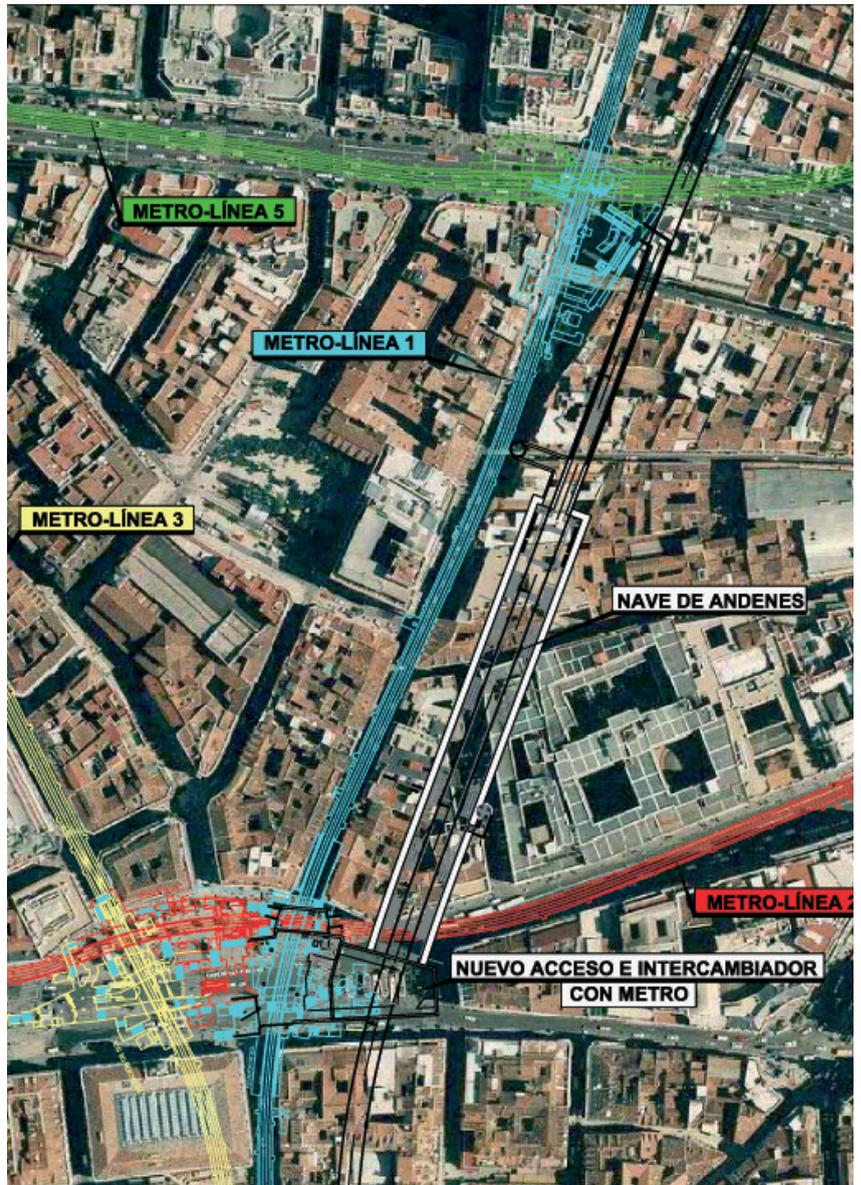


Fig. 1. Esquema del trazado. A la derecha, fig. 2. Planta de la caverna y el intercambiador.

mitad oriental de la plaza, bajo la zona que ocupaban antiguamente las dársenas de autobuses de la EMT.

La caverna de andenes tiene una longitud de 207 m (aloja andenes de 200 m), un ancho interior entre hastiales de 20,36 m y una altura interior máxima en el eje de 14,45 m. La rasante de vía tiene una ligera pendiente longitudinal ascendente del 0,2% en dirección norte. El recubrimiento de terreno sobre clave es de unos 13 m a la entrada de la caverna (bajo la Puerta del Sol) mientras que a la salida, bajo los edificios de la calle Jardines, es de unos 23 m. Estos recubrimientos se reducen en bastantes zonas debido a la presencia de sótanos de edificios, aparcamientos, etc.

Por las ocupaciones de superficie, la caverna se ha tenido que ejecutar con extracción vertical de tierras, desde tres pozos de ataque: uno situado en el hastial izquierdo (frente al nº 32 de la calle Montera), otro situado en el hastial derecho (en el Pasaje de la Caja de Ahorros) y un tercero (también situado en el Pasaje de la Caja de Ahorros) que alcanza sólo hasta el nivel de clave de la caverna. Se excavó un cuarto pozo (situado frente al nº 9 de la calle Aduana) que sirvió para la ejecución de una parte de las inyecciones de compensación. Una vez finalizadas las inyecciones, el pozo se volvió a rellenar y no ha dejado ningún tipo de servidumbre en la vía pública (fig. 2).

La singular ubicación de la obra y las importantes afecciones a numerosos servicios públicos y edificios de la zona hicieron que la fase previa de desvío y reposición de servicios fuese bastante más compleja y de mucha mayor duración que la prevista en el proyecto de construcción. Entre estas actuaciones se desplazaron a una nueva ubicación las cabeceras de autobuses de la EMT (trasladadas finalmente a las calles Alcalá y Sevilla, habiendo realizado el Ministerio de Fomento la remodelación urbana a tal efecto). La aparición en junio de 2006 de los restos de cimentación de la iglesia del Buen Suceso (demolida en 1852) (fig. 3) motivaron la paralización de la obra del intercambiador de Sol por un plazo de 12 meses. Otras circunstancias diversas (por ejemplo, paralizaciones parciales de obra en periodos navideños por acuerdos con representantes municipales y de comerciantes) junto con la propia dificultad técnica de los trabajos (entre ellas la presencia del túnel realizado previamente) han conducido a que el plazo de obra se haya prolongado más allá de los 47 meses que preveía el proyecto inicial. La inauguración se hizo en dos etapas: en julio de 2008 se puso en servicio el túnel Atocha-Chamartín con paso de trenes por la nueva caverna y un año más tarde, el 27 de junio de 2009, se inauguró definitivamente la Nueva Estación de Cercanías de Puerta del Sol.

## 2. Bases de diseño

El encaje de la caverna ha estado fuertemente condicionado por la presencia de las Líneas 1,2 y 3 de Metro, así como por el vestíbulo de conexión entre las mismas construido en la década de los 80. También se intentaba facilitar la conexión con la Línea 5 de Metro en Gran Vía.

El nuevo trazado de cercanías discurre paralelo a la Línea 1 de Metro que sigue la alineación de la calle de la Montera por lo que, para evitar excavar bajo la misma, hubo que desplazar la caverna a la zona edificada del lado Este de dicha calle.

Las condiciones del trazado ferroviario entre Atocha y Nuevos Ministerios dejaban poco juego vertical a la rasante por lo que la caverna tuvo que encajarse a profundidades moderadas, con escasa distancia a los edificios existentes en superficie (Fig. 3 b). En la zona próxima a la Puerta del Sol el recubrimiento mínimo sobre clave es de 12 m,



Fig. 3. La Iglesia del Buen Suceso en un grabado de mediados del XIX.

mientras que en la zona próxima a Gran Vía se llega a los 24 m.

Recientes experiencias en otras cavernas, como por ejemplo la de Guzmán el Bueno en la Línea 6-7 del Metro de Madrid, hicieron aconsejable eliminar "cangrejos" y cañones externos a la caverna ya que daban lugar a asientos adicionales que hubieran supuesto un riesgo importante en el entorno de la Puerta del Sol.

Esto llevó a la solución de "mezanina" interior, canalizando el tráfico de viajeros por el interior de la estación, desde los vestíbulos de acceso.

En el proyecto hubo que tenerse en cuenta la ejecución previa del túnel de línea, el cual tuvo que ser demolido al excavar la caverna.

## 3. Marco geotécnico

### Estratigrafía

Los materiales que forman el terreno de la zona de trabajo son sedimentos de origen detrítico de edad

Fig. 3b.



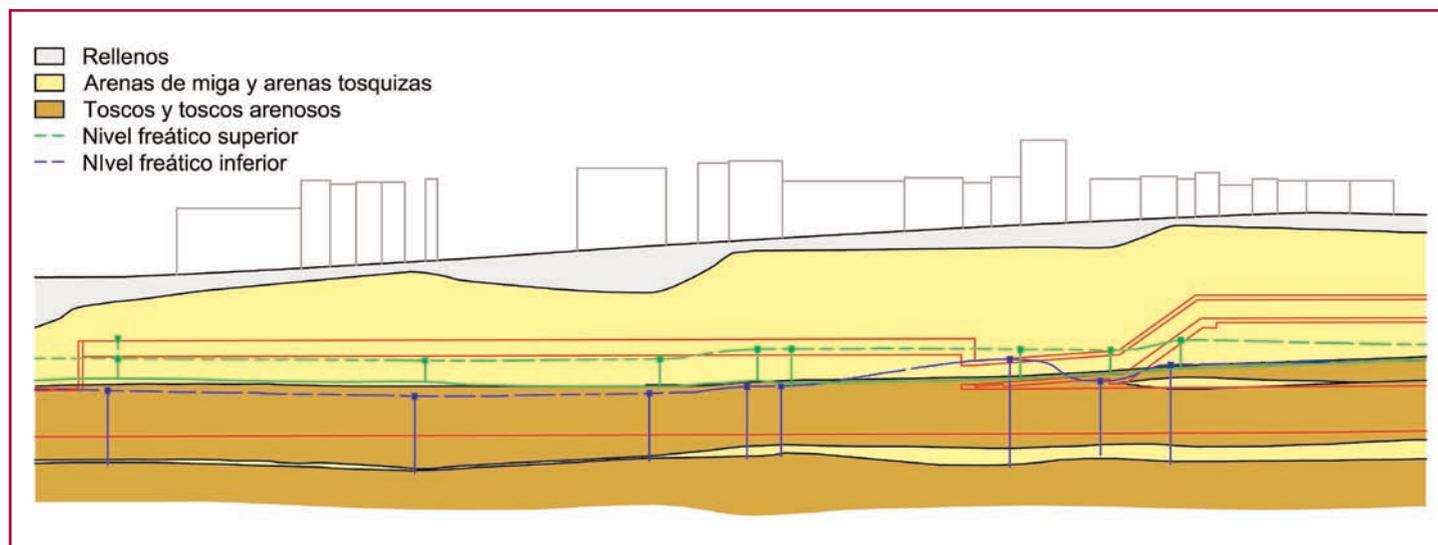


Fig. 4. Perfil geotécnico longitudinal.

Pliocuaternaria, sobre materiales arcillosos del relleno de la depresión terciaria de la Cuenca Alta del Tajo. En los niveles superficiales se encuentran rellenos antrópicos de potencia variable. De manera simplificada la estratigrafía existente (fig. 4) puede agruparse de la siguiente manera:

- Rellenos antrópicos: característicos de una zona urbana en la que se han producido durante siglos amplias intervenciones constructivas y urbanísticas. Los espesores típicos varían de 2 a 5 m, si bien existe una zona en la parte central con potencia algo superior. Se trata de materiales arcillo-arenosos, con restos de construcción, que presentan una compacidad media a baja.
- Paquete detrítico superior cuya cota de base está entre la 630 y 635 por lo que su potencia varía de 15 a 27 m aproximadamente. Se trata de un depósito potente en el que alternan arenas de miga, arenas tosquizas e incluso toscos, con predominio de las arenas tosquizas. Los niveles de tosco son más frecuentes en la mitad correspondiente a la zona norte.
- Substrato de tosco: se trata de un nivel muy potente que se extiende hasta la máxima profundidad investigada por los sondeos (aproximadamente 50 m). Incluye algunos niveles de arena de miga, siendo el más importante el que aparece en torno a la cota 615, con un espesor de 2 a 3 m. El tramo principal tiene por tanto una potencia entre 12 y 15 m. El tosco aparece en general muy compacto.

### Hidrogeología

La zona se sitúa en la cuenca del río Tajo, subcuenca del río Manzanares. Se encuentra dentro del gran acuífero de Madrid. Debido a las diferentes litologías que constituyen el terreno (alternancias de capas arenosas con capas tosquizas), este acuífero puede denominarse como del tipo "multicapa". Los niveles freáticos, que localmente tienen la apariencia de ser independientes entre sí, pueden presentar a mayor escala comunicaciones de recarga.

El estudio de proyecto detectó en la zona de trabajos dos subniveles de acuíferos principales. El denominado Acuífero Superior con localización más próxima a superficie presentaba características libres saturando la parte inferior de las arenas correspondientes al paquete detrítico superior y teniendo por substrato impermeable la potente unidad tosquiza inferior. El otro nivel de acuífero identificado, denominado Acuífero Inferior, se localizaba en los tramos e intercalaciones arenosas en el seno de la unidad tosco. Se trataba de un acuífero confinado con elevada carga artesiana y según el estudio de proyecto su altura piezométrica (de hasta 15 m) incluso llegaba a igualar al nivel freático del acuífero superior, lo cual podía ser indicativo de una comunicación aguas arriba.

Como puede apreciarse en el perfil geotécnico, ambos niveles se extienden de manera continua y con carga piezométrica ligeramente ascendente en dirección norte a lo largo de todo el tramo. El acuífero superior corta la mitad superior de la caverna mientras que el inferior artesiano se encuentra muy próximo a la con-

trabóveda por debajo de ella y con posibilidad de cortarla en algunos tramos.

La realidad encontrada durante la ejecución de la obra se ha ajustado bastante a lo previsto en el proyecto inicial con la salvedad, afortunadamente, de algunos aspectos referentes al acuífero inferior. A este respecto, mientras se hacía el vaciado de la mitad superior de la caverna y desde el interior del túnel de dovelas, se realizó una campaña de sondeos complementarios para comprobar la profundidad del acuífero inferior y su carga piezométrica. Estos sondeos dieron como resultado que su cota superior se encontraba por debajo de la cota prevista de excavación de contrabóveda y que la carga piezométrica máxima apenas alcanzaba los 2,5m, muy lejos por tanto de los 15 m medidos en fase de proyecto. No es fácil encontrar una explicación aunque cabría admitir que este acuífero se habría drenado al ejecutar el túnel de línea.

La realidad de la excavación de la contrabóveda confirmó los datos de los últimos sondeos; únicamente, a través de algunas fisuras de la capa interpuesta aparecieron algunas filtraciones procedentes de ese acuífero inferior que pudieron ser fácilmente controladas mediante bombeos provisionales.

#### Sondeos y prospecciones efectuadas

En fase de proyecto se realizaron 10 sondeos mecánicos de reconocimiento con extracción de testigo (en total 421 m de perforación) en los que se tomaron muestras alteradas (44 unidades), inalteradas (18 unidades) y testigos parafinados (90 unidades) para la determinación de los parámetros geotécnicos mediante los consiguientes ensayos de laboratorio. Se realizaron ensayos "in situ" de penetración estándar SPT (cada 3 m

de perforación, en total 172 ensayos), presiométricos (49 unidades) y de permeabilidad tipo Lefranc (22 unidades). Adicionalmente se construyó un pozo de investigación hidrogeológica de 52 m de profundidad y se realizó un ensayo de bombeo.

En fase de obra se han realizado dos nuevos sondeos mecánicos de 50 m cada uno para mejor caracterización geotécnica del terreno de cimentación del Acceso Sol, 7 nuevos sondeos piezométricos profundos desde superficie para control general de niveles freáticos y los 6 sondeos piezométricos cortos para el estudio de detalle del acuífero inferior, mencionados anteriormente.

#### Parámetros geotécnicos del terreno

La síntesis de propiedades geotécnicas de las principales unidades es la reflejada en la tabla 1.

### 4. El diseño de la sección tipo

#### Sección de proyecto

La sección original de proyecto (fig. 5) contaba con un ancho interior de 20,36 m, una altura de 15,53 m y una altura de hastiales de 8 m sobre el nivel de andén. Su geometría permitía mantener el ancho de 20,36 m también en el nivel de mezanina ya que el arranque de bóveda no se iniciaba hasta 2,5 m sobre su cota de pavimento.

Esta sección era funcionalmente favorable pero presentaba importantes inconvenientes técnicos y de ejecución que se pueden resumir en los siguientes aspectos:

Tabla 1.

<b>Rellenos antrópicos</b>	
· Granulometría (% que pasa)	
- Tamiz 20 mm	100
- Tamiz 5 mm	98 - 100 (media 100)
- Tamiz 2 mm	90 - 100 (media 96)
- Tamiz 0,4 mm	82 - 27 (media 58)
- Tamiz 0,08 mm	52 - 10 (media 33)
· Humedad natural	$w_n = 10,16 - 15,64\%$ (media 12,90%)
· Densidad seca	$\gamma_d = 1,85 - 2,00 \text{ gr/cm}^3$ (media 1,93 $\text{gr/cm}^3$ )
· Resistencia a la penetración estándar	$N_{30} = 5 - 50$ (media 19)
· Deformabilidad	
- Módulo presiométrico	$E_p = 146 - 780 \text{ kp/cm}^2$ (media 463 $\text{kp/cm}^2$ )

Tabla 1 (Continuación)

<b>Arenas superiores</b>	
· Granulometría (% que pasa)	
- Tamiz 20 mm	100
- Tamiz 5 mm	96 - 100 (media 99)
- Tamiz 2 mm	76 - 100 (media 88)
- Tamiz 0,4 mm	14 - 58 (media 34)
- Tamiz 0,08 mm	5 - 31 (media 15)
· Humedad natural	$w_n = 11,6 - 13,55\%$ (media 12,58%)
· Densidad seca	$\gamma_d = 1,78 - 1,83 \text{ gr/cm}^3$
· Resistencia a la penetración estándar	$N_{30} = 19 - 100$ (media 55)
· Permeabilidad (Ensayo Lefranc)	$k = 7,40 \cdot 10^{-5} - 1,60 \cdot 10^{-3} \text{ cm/seg}$ (media $5,14 \cdot 10^{-4} \text{ cm/seg}$ )
· Deformabilidad	
- Módulo presiométrico	$E_p = 321 - 1510 \text{ kp/cm}^2$ (media 882,33 $\text{kp/cm}^2$ )
<b>Intercalaciones tosquizas en las arenas superiores (Arenas tosquizas)</b>	
· Granulometría (% que pasa)	
- Tamiz 20 mm	100
- Tamiz 5 mm	94 - 100 (media « 100)
- Tamiz 2 mm	81 - 100 (media 97)
- Tamiz 0,4 mm	41 - 95 (media 72)
- Tamiz 0,08 mm	22 - 76 (media 47)
· Plasticidad	
- Límite líquido (%)	28 - 49 (media 34)
- Límite plástico (%)	18 - 26 (media 22)
- Índice de plasticidad (%)	7 - 22 (media 13)
· Humedad natural	$w_n = 4,66 - 17,18\%$ (media 12,74%)
· Densidad seca	$\gamma_d = 1,59 - 2,10 \text{ gr/cm}^3$ (media 1,86 $\text{gr/cm}^3$ )
· Resistencia a la penetración estándar	$N_{30} = 29 - 100$ (media 61)
· Resistencia al corte	
- Corte directo	
· Cohesión	$c' = 0,14 - 0,62 \text{ kp/cm}^2$ (media 0,35 $\text{kp/cm}^2$ )
· Ángulo de rozamiento interno	$\varphi' = 20,2 - 41^\circ$ (media 30,3°)
- Ensayo triaxial	
· Cohesión	$c' = 0 - 1,09 \text{ kp/cm}^2$ (media 0,42 $\text{kp/cm}^2$ )
· Ángulo de rozamiento interno	$\varphi' = 22 - 35,3^\circ$ (media 29°)
· Resistencia a compresión simple	$q_C = 1,29 - 6,89 \text{ kp/cm}^2$ (media 3,27 $\text{kp/cm}^2$ )
· Deformabilidad	
- Módulo presiométrico	$E_p = 546 - 2.229 \text{ kp/cm}^2$
<b>Toscas y toscas arenosas</b>	
· Granulometría (% que pasa)	
- Tamiz 20 mm	100
- Tamiz 5 mm	100
- Tamiz 2 mm	98 - 100 (media « 100)
- Tamiz 0,4 mm	62 - 100 (media 92)
- Tamiz 0,08 mm	28 - 97 (media 67)
· Plasticidad	
- Límite líquido (%)	26 - 78 (media 48)
- Límite plástico (%)	19 - 50 (media 30)
- Índice de plasticidad (%)	2 - 32 (media 18)
· Humedad natural	$w_n = 9,09 - 33,7\%$ (media 18,74%)
· Densidad seca	$\gamma_d = 1,37 - 1,90 \text{ gr/cm}^3$ (media 1,72 $\text{gr/cm}^3$ )
· Resistencia a la penetración estándar	$N_{30} = 37 - 100$ Rechazo (media 68)
· Resistencia al corte	
- Ensayo triaxial	
· Cohesión	$c' = 0 - 1,14 \text{ kp/cm}^2$ (media 0,28 $\text{t/m}^2$ )
· Ángulo de rozamiento interno	$\varphi' = 12,5 - 38^\circ$ (media 30,3°)
- Corte directo	
· Cohesión	$c' = 0,18 - 1,67 \text{ kp/cm}^2$ (media 0,79 $\text{kp/cm}^2$ )
· Ángulo de rozamiento interno	$\varphi' = 16,58 - 23,57^\circ$ (media 19,77°)
· Resistencia a compresión simple	$q_C = 0,21 - 11,85 \text{ kp/cm}^2$ (media 4,05 $\text{kp/cm}^2$ )
· Deformabilidad	
- Módulo presiométrico	$E_p = 664 - 11.384 \text{ kp/cm}^2$

- Gran altura de hastiales. El método constructivo que se proponía era el de ejecutar los hastiales (de 3,20 m de espesor) mediante una galería superior y posteriormente un descenso en pozo con una profundidad de 8 m en una sola fase. Esta excavación en zanja de tan notables dimensiones (3,20 m x 8 m ) aumentaba la probabilidad de subsidencias en superficie y entrañaba altos riesgos para la seguridad de los trabajadores durante se ejecución.
- Armado de bóveda. La sección de proyecto, al tener el arco tan rebajado, provocaba esfuerzos de tracción en la zona de hombros que requerían la disposición de armadura pasiva. En una obra subterránea de estas características es muy difícil garantizar una correcta puesta en obra y, dada su localización, los problemas de durabilidad del armado a lo largo de la vida útil tendrían una enorme dificultad de accesibilidad para su reparación.
- La entrada en carga de la bóveda podía generar giros importantes en los hastiales con la consiguiente subsidencia del terreno y de los edificios sobre la caverna.

### Modificación de la sección de proyecto

Dados los inconvenientes señalados, en parte puestos de manifiesto por la empresa constructora, con amplia experiencia en trabajos similares, se estudió una alternativa que pudiera satisfacer suficientemente tanto el aspecto funcional como el técnico y de ejecución.

Se hicieron varios modelos matemáticos y se llegó a una geometría que, manteniendo las dimensiones interiores de la caverna, tenía un desarrollo de arco más apuntado que trabajaba a compresión en toda su estructura y para todas las hipótesis de carga (fig. 6). La altura de hastiales se redujo a 7 m haciendo arrancar el arco de bóveda a la cota superior de mezanina y de forma que su desarrollo respetase una altura mínima de cabezada de 2,5 m sobre el desembarco de escaleras.

Para proporcionar la máxima seguridad en la ejecución de los hastiales se planteó su construcción en 4 secciones de excavación: galería inferior de hastial (b x h = 3,20 m x 2,5 m) con su correspondiente rebaje por bataches en pozo de 1,5 m profundidad y galería superior de hastiales (b x h = 3,20 m x 2,8 m) con su co-

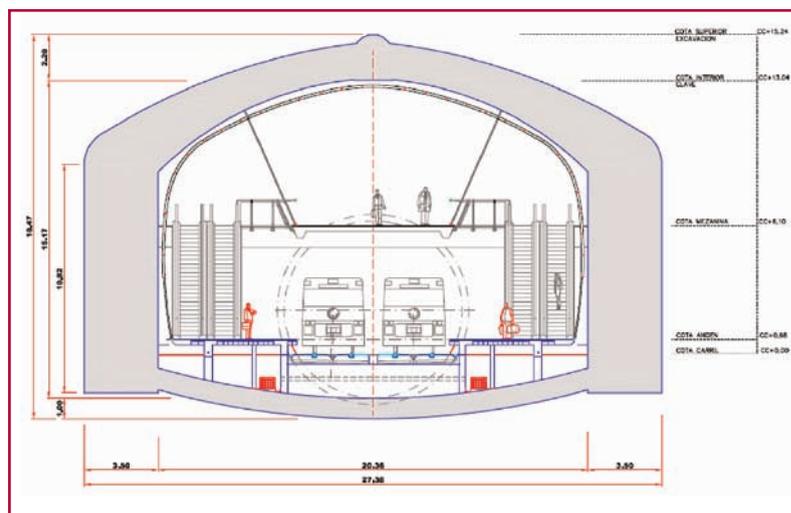


Fig. 5. Diseño original de la caverna.

respondiente rebaje por bataches, también de 1,5 m de profundidad, hasta cargar sobre la galería inferior. Evidentemente esta división de los hastiales en cuatro partes complicaba la ejecución y alargaba su plazo pero resultaba mucho más controlable respecto a eventuales inestabilidades del terreno, entrada de agua, etc.

### Modelización por elementos finitos

La caverna de proyecto original se basaba en un modelo de cálculo 2-D de elementos finitos realizado con el programa FLAC. Se estudiaron seis secciones, cada una de ellas bajo las diferentes hipótesis de carga que suponen las fases de construcción previstas.

Una vez adjudicada la obra el propio contratista propuso una alternativa más redondeada, próxima a

Fig. 6. Sección modificada.

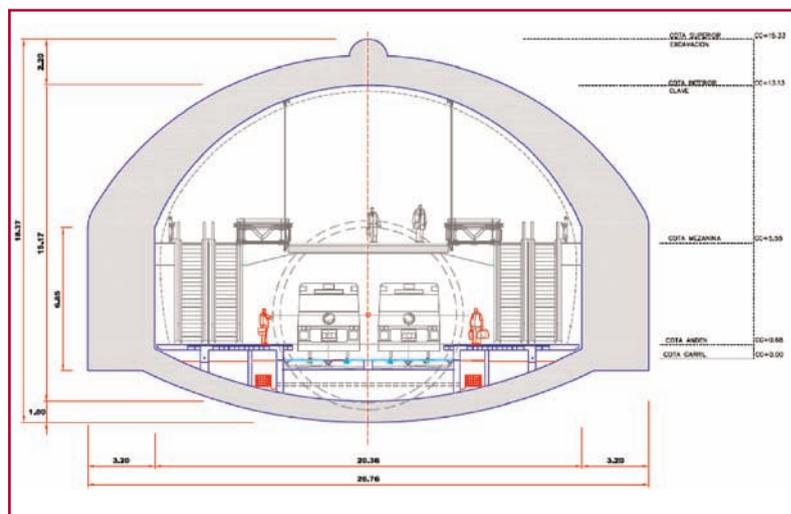
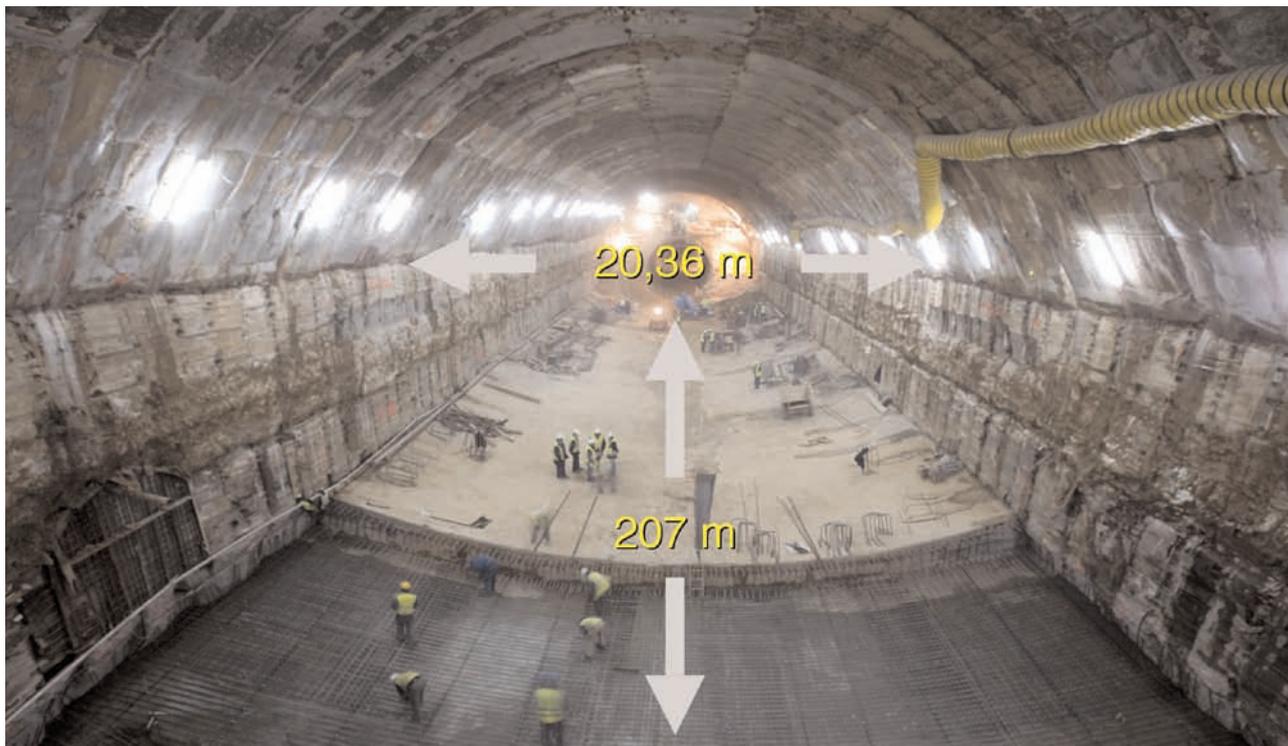


Fig. 6 b.



la de la fig. 6, presentando un estudio comparativo realizado con PLAXIS. La variante reducía las tensiones en el revestimiento (compresiones máximas de 9,1 Mpa en clave y tracciones del orden de 1 Mpa en hombros y en base de hastiales). Los cálculos demostraron la conveniencia de ir abriendo la zona de contrabóveda por bataches o tramos cortos, en lugar de proceder longitudinalmente. Con ello se reducían notablemente las tracciones.

Introduciendo algunas modificaciones se llegó a la sección de la fig. 6 con la que se realizó un nuevo análisis numérico (por parte de la empresa ITASCA), esta vez con el programa FLAC-3D introduciendo la nueva geometría y fases constructivas (figs. 7 y 8). Se tuvo en cuenta la variación del módulo del hormigón con el tiempo desde su puesta en obra y el efecto de las inyecciones de compensación con un modelo del tipo Buchet et al. (1999), incrementando el volumen de los elementos inyectados en una fracción del volumen de inyección.

Este nuevo modelo sirvió, además de para la comprobación resistente de la estructura, para el establecimiento de una previsión de asentos del terreno en las distintas fases de ejecución de la caverna, incluidas las debidas a los tratamientos de compensación. Esta previsión resultó de gran interés para la interpre-

tación de la auscultación y la evaluación de los efectos de los tratamientos.

Se modelizaron tridimensionalmente tres tramos de caverna con la geometría y perfil del terreno correspondientes a las secciones p.k. 1+770, 1+900 y 1+990. De esta manera se cubría la variabilidad geológica y geométrica del trazado, incluyendo los edificios de superficie.

Cada una de ellas se calculó bajo las diferentes hipótesis correspondientes a cada fase constructiva. Gracias a la modelización tridimensional se pudo introducir el efecto secuencial del avance de las excavaciones. También se estudiaron con el modelo algunos problemas particulares como la longitud óptima de excavación de los tramos de contrabóveda.

Los resultados fueron muy satisfactorios, comprobándose que

- La estructura no presentaba esfuerzos superiores a la tracción máxima admisible para el hormigón en masa HM-30.
- Las subsidencias previsibles en superficie quedaban limitadas en un entorno de +/- 10 mm, valores estimados como admisibles para limitar posibles afecciones a los edificios de la zona.

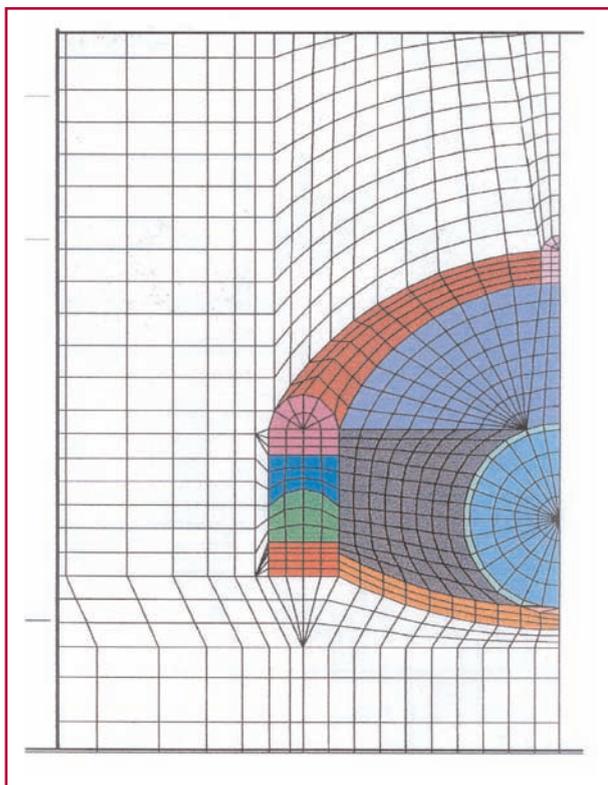


Fig. 7. Malla transversal.

Hay que señalar que este criterio era bastante estricto para una caverna de grandes dimensiones ya que un criterio de asiento máximo de unos 15 mm se venía aplicando habitualmente para los túneles de 9,50 m de diámetro.

### Modificaciones posteriores

#### Sección definitiva tipo "L"

La sección anteriormente descrita (fig. 6) es la que básicamente se ha ejecutado, aunque posteriormente se introdujeron algunas variaciones adicionales, como la ampliación de la galería de clave, debidas a los problemas derivados de la presencia de la capa freática superior en los niveles arenosos.

Como se explicará en el punto siguiente relativo a inyecciones, tras haberse completado y hormigonado la mitad inferior de hastiales y al comenzarse la excavación de la galería superior se comprobó de forma directa la afección que la capa freática superior (acuífero superior descrito en el apartado de hidrogeología) tenía sobre las incipientes excavaciones, a pesar de las pequeñas dimensiones de las galerías. La

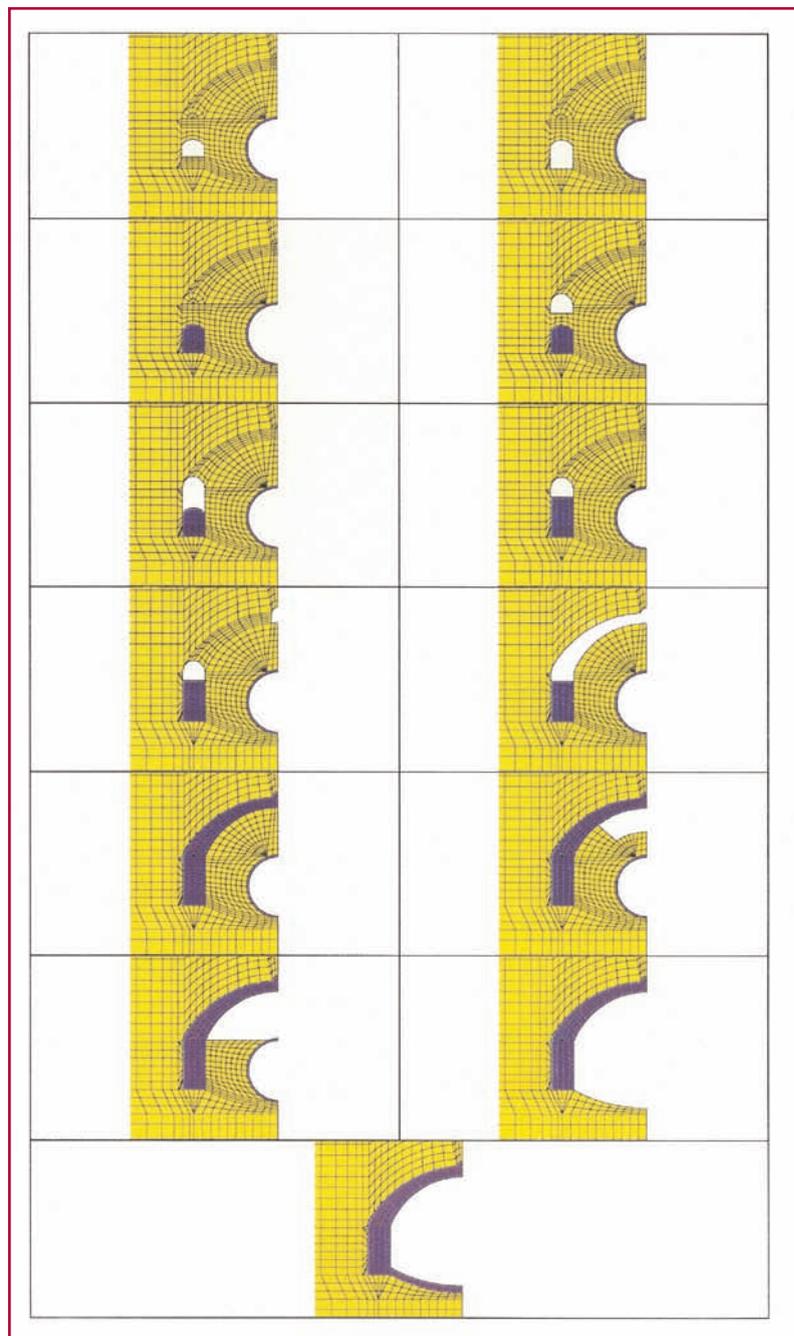


Fig. 8. Fases de cálculo en el modelo.

presencia abundante de agua en el nivel de arenas hacía imposible el control de las mismas y además existía el riesgo de producirse arrastres que acabarían afectando a los edificios suprayacentes. Por ello se hizo necesario proceder a un tratamiento de emergencia que consiguiera cementar e impermeabilizar la masa de arenas saturadas. Este tratamiento de inyecciones (que se describe más adelante) se realizó desde la galería de clave y obligó a aumentar sus di-

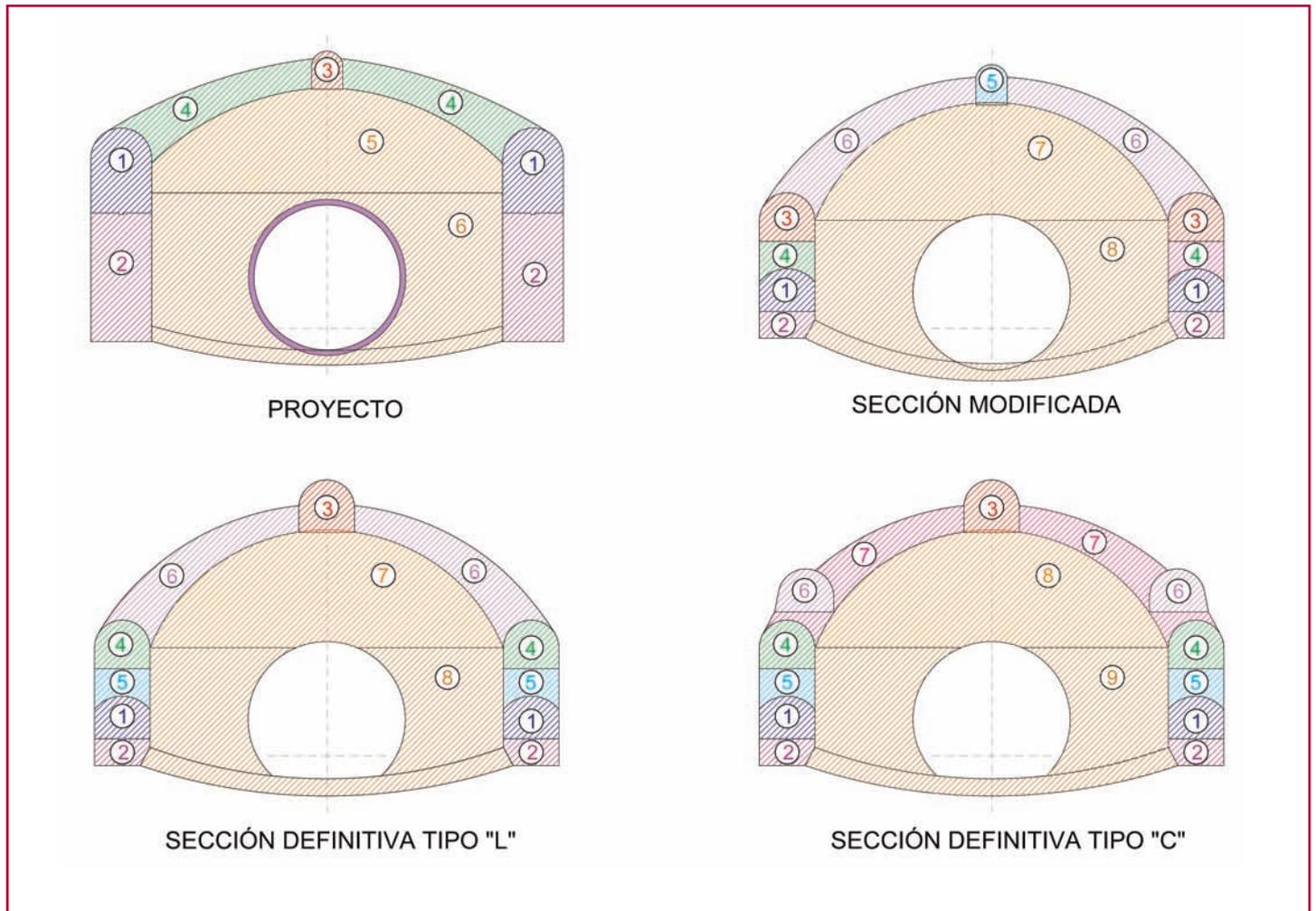


Fig. 9. Modificaciones sucesivas de la sección tipo.

mensiones para poder alojar en ella la maquinaria de perforación. La nueva sección resultante es la marcada en la fig. 9 como **sección definitiva tipo "L"**. También se tuvo que variar el orden de ejecución de galerías y hubo que anteponer la construcción de la galería de clave a las galerías superiores de hastiales previstas inicialmente.

Tras la progresiva finalización de las inyecciones se inició la excavación en horizontal de las galerías superiores de hastial en los terrenos ya tratados. Estos trabajos se pudieron completar con éxito y sin incidencias.

A continuación se procedió a ejecutar la siguiente fase: la excavación y hormigonado de costillas o pequeñas galerías paralelas rectangulares que conformarían la futura bóveda. En un principio los trabajos se pudieron desarrollar con normalidad pero al cabo de un tiempo, en el arranque de algunas costillas se produjeron derrumbes que fue neces-

sario rellenar con inyecciones de lechada de cemento desde la galería de clave. Las inestabilidades se debían a diversas causas:

- La directriz de las costillas tenía una pendiente en arranque muy pronunciada y la excavación "hacia arriba" requería un terreno muy cohesionado. La altura inicial de excavación era también muy grande y los desprendimientos eran inevitables a pesar de haber dividido la excavación en "avance" y "destroza".
- Aunque el tratamiento con inyecciones de silicato se mostró generalmente eficaz, algunas zonas no quedaron perfectamente selladas debido a la abundante agua, que pudo lavar la inyección, o a haber resultado insuficientes los importantes volúmenes inyectados. También resultaban problemáticas las numerosas alternancias entre niveles tosquitos y arenosos.

c. El tratamiento de impregnación no se pudo completar en algunas zonas (de baja cobertura) ya que se detectaron levantamientos apreciables del terreno (+15 mm) que produjeron ligeros daños en algunos edificios con sótano.

Estas circunstancias llevaron a estudiar posibles mejoras en el método de excavación de las costillas.

Sección definitiva tipo "C"

Dado que por las afecciones a los edificios no era posible incrementar el tratamiento de impregnación, se optó, en una parte de la caverna, por hormigonar la galería superior de hastiales y abrir una nueva galería superpuesta que permitiera excavar en horizontal el arranque de costillas y que redujera la pendiente y longitud de las costillas.

Esta nueva sección, denominada coloquialmente como sección "con grano" y oficialmente como **sección definitiva tipo "C"** (fig. 9), es la que finalmente se ha empleado en la mayor parte de la caverna (75%). La tipo "L" se ha mantenido en el restante 25%.

La nueva galería suscitó la cuestión de las posibles ventajas de las galerías superpuestas (*stacked drifts*), en todo el contorno, para cavernas importantes, abandonando las soluciones mixtas de galerías de hastiales y costillas transversales en bóveda. Es algo más que una cuestión académica que habrá que explorar en el futuro.

En ambas secciones definitivas se introdujo, además, una reducción en la flecha de la contrabóveda. Esta modificación buscaba un mayor distanciamiento del acuífero inferior artesiano para evitar posibles roturas del terreno por subpresiones en el momento de construir la contrabóveda, aunque, como se ha comentado, este riesgo había disminuido notablemente.

**5. Tratamiento del terreno**

Los tratamientos del terreno realizados en esta obra se pueden clasificar en los siguientes grupos.

**Inyecciones de compensación**

Este tratamiento tenía por objeto limitar y compensar los asentamientos del terreno que pueda originar la obra

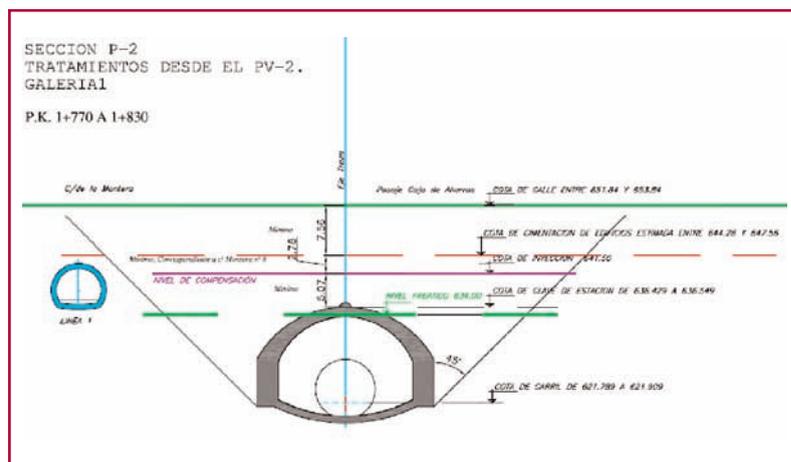


Fig.10. Localización del plano de compensación.

subterránea. Su utilidad había quedado claramente justificada en el modelo matemático ya que, de no haberlo hecho, los asentamientos habrían superado con mucho los asentamientos admisibles.

Para su ejecución se estableció un "nivel de compensación" de unos 16.000 m<sup>2</sup> de superficie situado a una cota intermedia entre la clave de caverna y los sótanos de los edificios (fig. 10). Lógicamente la localización del nivel de tratamiento varió a lo largo de la caverna. (fig. 11). Para las inyecciones se realizaron 15 km de perforaciones con inserción de tubos de acero, con manguitos cada 0,5 m, lo que supuso un total aproximado de 30.000 manguitos. El material de inyección era lechada de cemento con adición de bentonita. La elección de los tubos de acero venía impuesta por la posible necesidad de reinyectar con desfases importantes en el tiempo. En algunas otras obras los tubos de PVC habían quedado inutilizados después de una o dos fases de inyección.

Hay que señalar que, en algún caso, los taladros se vieron interrumpidos por antiguos pozos u obstáculos no definidos. También hubo problemas en el edificio de la esquina Sol-Montera en donde se había realizado con anterioridad un recalde mediante micropilotes.

La ejecución de inyecciones se realizó en dos fases. Una primera de "pretratamiento" que se realizó con anterioridad a la excavación de la galería de clave de la caverna y una segunda de "compensación" que se realizó tras la finalización de costillas y antes del vaciado interior. Cabe resaltar la importante separación temporal entre ambas fases, más de 2 años. Durante el vaciado interior se mantuvieron los equipos disponibles para ejecutar

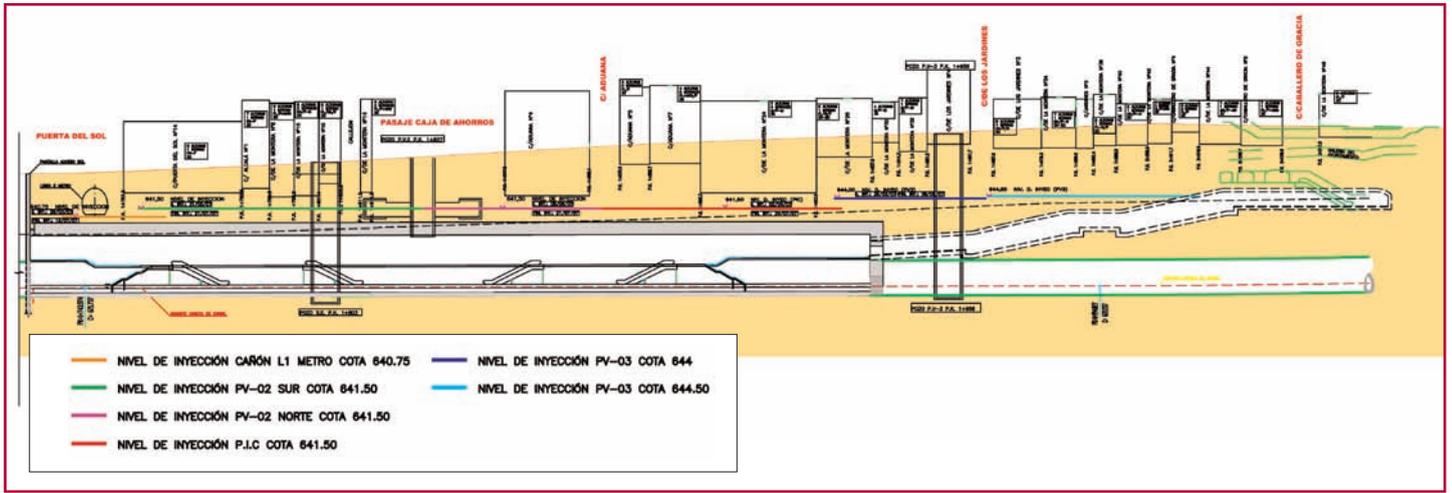


Fig. 11. Posición de los planos de compensación a lo largo de la caverna.

compensaciones locales según lo exigieran las lecturas de instrumentación. No fue el caso porque los asientos en clave fueron pequeños, con un máximo de 4-5 mm, y una repercusión en superficie de apenas 1-2 mm.

En la tabla 2 se relacionan los criterios y datos principales de estas inyecciones.

### Inyecciones de gel de silicato

Como se mencionaba en el punto 3, la gran afluencia de agua del Acuífero Superior obligó a to-

mar medidas extraordinarias para el tratamiento de la masa de terreno en que había que excavar la galería superior de hastial y gran parte de las costillas (mitad superior de la caverna).

La solución elegida fue la realización de una campaña de tratamiento del terreno por impregnación mediante inyección de gel de silicato. Conviene indicar que, previamente, al realizar la galería de conexión entre el pozo del Pasaje de la Caja de Ahorros y el hastial derecho, donde apareció abundante agua, se probaron diversos tipos de inyecciones, variando presiones, caudales, dosificaciones,

Fig. 12. Planta de inyecciones de compensación.



**Tabla 2.**

**FASE DE PRETRATAMIENTO**

Volumen de lechada inyectado:	1.800 m <sup>3</sup>
Intensidad de tratamiento media realizada:	115 l /m <sup>2</sup>
Criterios seguidos en la inyección:	
Relación agua / cemento	Entre 1,4/1 y 1,6/1
Volumen máx por episodio y manguito	300 l
Presiones de inyección	Según zonas, entre 2,5 y 6 bares
Levantamiento máx en superficie:	2-3 mm

**FASE DE COMPENSACIÓN**

Volumen de lechada inyectado:	1.500 m <sup>3</sup>
Intensidad de tratamiento realizada:	Media: 95 l/m <sup>2</sup> , (Localmente hay zonas a 400 l/m <sup>2</sup> )
Criterios seguidos en la inyección:	
Relación agua / cemento	Entre 1/1 y 1,5/1
Volumen máx. por episodio y manguito	500 l
Presiones máximas de inyección (pico) para rotura de manguito (primeros 25 l):	35 bares*
Presiones máxima de inyección (resto del episodio):	20-25 bares*
Levantamiento máx en superficie:	Según zonas, mín. entre 2-5 mm, máx entre 10-15 mm

\* Se necesitaba una gran presión inicial para la rotura de los manguitos tras el pretratamiento efectuado dos años antes. Al abrirse pequeños resquicios, la presión de inyección se debía mantener alta para lograr un caudal de inyección aceptable.

**Tabla 3.**

Longitud total de perforaciones para tubos-manguito:	25.000 m
Volumen total de mezcla inyectada:	4.900 m <sup>3</sup>
Dosificación aproximada de mezcla:	Silicato: 53% Agua : 42,5% Reactivo: 4,5%
<b>Criterios seguidos en la inyección:</b>	
Volumen por episodio y manguito:	Según zonas, entre 75 l y 300 l
Presión máxima de inyección:	Según zonas, entre 2,5 y 6 bares
Caudal máximo:	8 l/min



Fig. 12 b.

etc. Las pruebas se realizaron con gel de sílice y microcemento, llegando a la conclusión de que el primero era más eficaz por lo que se adoptó este producto en el resto de la obra.

Desde la galería de clave (ampliada en dimensiones a tal fin), se realizaron las perforaciones en abanico para cubrir toda la masa de terreno bajo nivel freático situada entre la parte superior de hastiales y el nivel de solera de esta galería. La sección tipo (fig. 13) se repitió paralelamente con una separación estándar de 1,5 m considerando un radio de penetración eficaz de la inyección de 0,75 m. Por las perforaciones indicadas se insertaron tubos-manguito con manguitos cada 0,33 m a través de los cuales se realizó posteriormente la campaña de inyección. El volumen de inyección se dimensionó para una porosidad del terreno del 20%, distribuyéndose por cantidades de mezcla crecientes en función del alejamiento del manguito de la galería de clave.

En la tabla 3 se muestran los datos y parámetros principales de estas inyecciones de impregnación.

**Inyecciones de contacto**

Otro grupo importante dentro de este capítulo fueron las inyecciones de contacto o de trasdós. Era importante asegurar que el "gap" que inevitablemente queda en el trasdós de la entibación con madera de las galerías fuera rellenado lo antes posible para evitar deformaciones del terreno y su repercusión en asientos en superficie. Era además muy in-

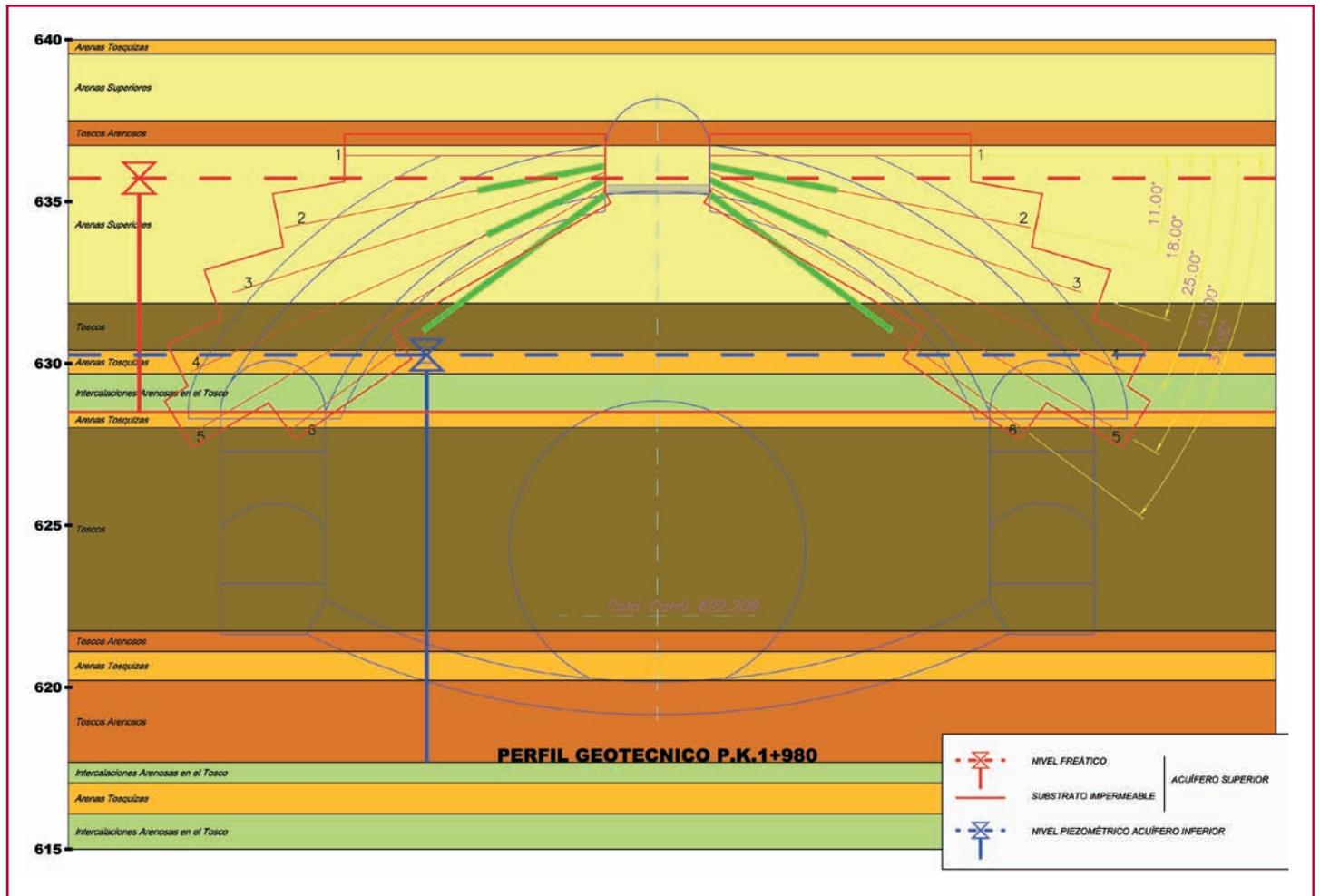


Fig. 13. Tratamiento de impregnación de las arenas superiores con gel de sílice.

interesante producir una recompresión del terreno aflojado por la excavación y, en lo posible, lograr una cierta corrección o “compensación” de los asentamientos que se iban acumulando. Preocupaba bastante que, al excavar la bóveda, se sumara a la flecha elástica de la misma, la debida al desplazamiento de la cabeza de hastiales por efecto de los empujes horizontales en arranques.

Con bastante acierto, se ideó un sistema para realizar las inyecciones con el mínimo desfase posible tras el hormigonado de las costillas, dejando una pequeña distancia al frente para evitar que la lechada fluyera por el mismo.

Debemos señalar que, al contrario de algunas obras en las que el hormigonado de la galería de clave se demora hasta haber terminado prácticamente todas las costillas, para una mayor facilidad de movimientos, en este caso el hormigonado de la clave se ejecutaba con muy poco desfase respec-

to a las costillas (máximo 4 pares) ya que el cierre de la sección era muy importante para limitar las deformaciones del conjunto. Este procedimiento planteó bastantes problemas de acceso a los tajos, ya que dada la gran longitud de la caverna hubo que abrir varios frentes de ejecución de costillas.

Para las inyecciones de contacto se dejaron 4 tubos de inyección por sección (dos en el centro de semicostillas y dos en galerías de hastiales; ver fig. 14) que, una vez hormigonadas las costillas se iban empalmando y prolongando en dirección del avance (longitudinal a la caverna). A una distancia de resguardo suficiente para evitar el escape de la inyección hacia el frente (mínimo 16 m, 8 costillas) se procedía a la inyección del contacto a través del haz de tubos generado (8 tubos por punto de inyección).

En algunas zonas más sensibles a subsidencias en que se precisaba actuar con mayor prontitud, se

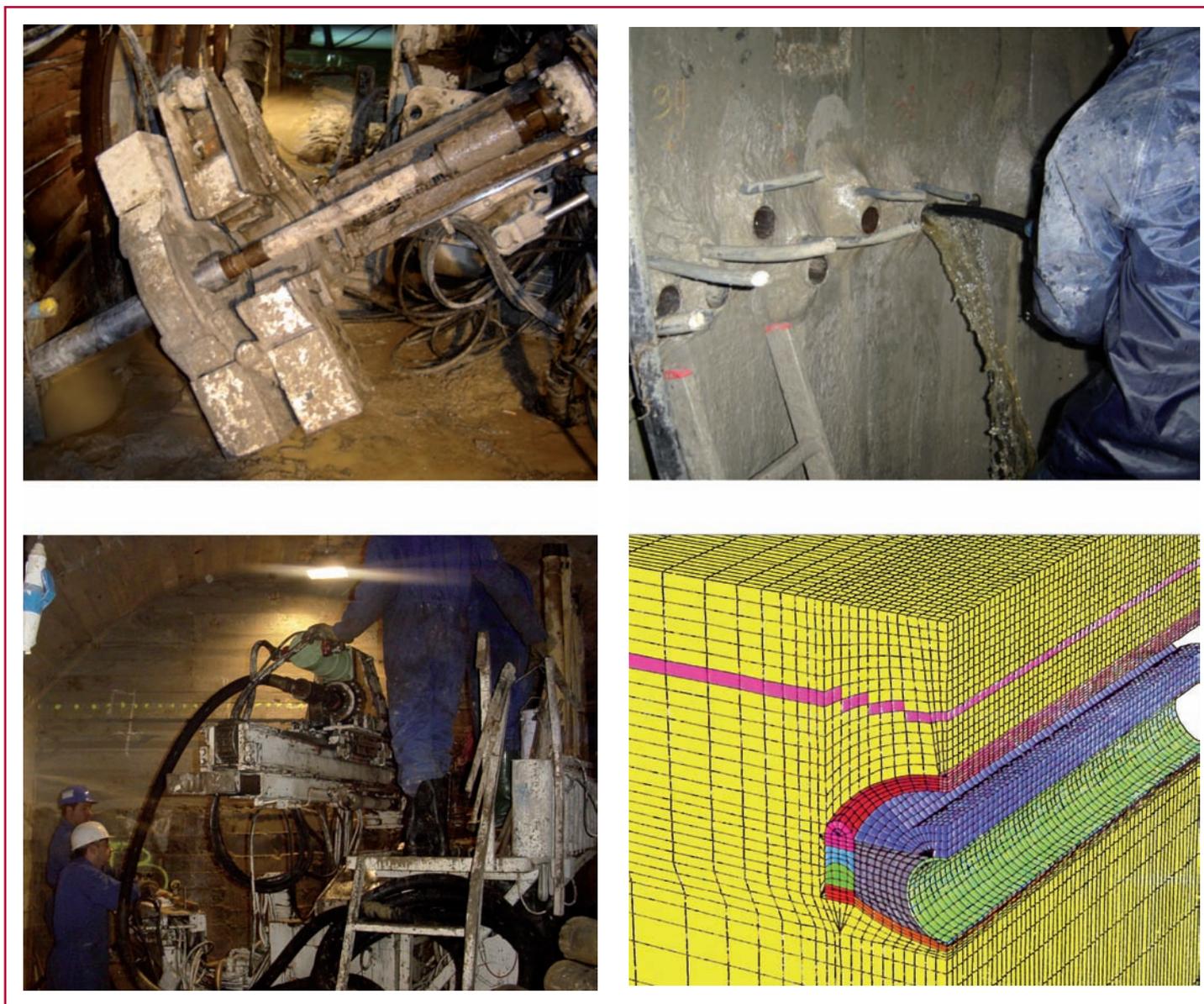


Fig. 13 b.

construyeron secciones de cierre haciendo una especie de "cresta" mediante rasilla y mortero de fraguado rápido que se iba incrustando en el terreno superior de la costilla durante su excavación. Estos cierres producían un efecto tapón que impedía el escape de la inyección, permitiendo inyectar muy cerca del frente.

En la tabla 4 se muestran los datos y parámetros principales de estas inyecciones de contacto.

Debemos señalar que nos sorprendieron bastante los elevados volúmenes consumidos en estas inyecciones, lo cual es una justificación más de su conveniencia.

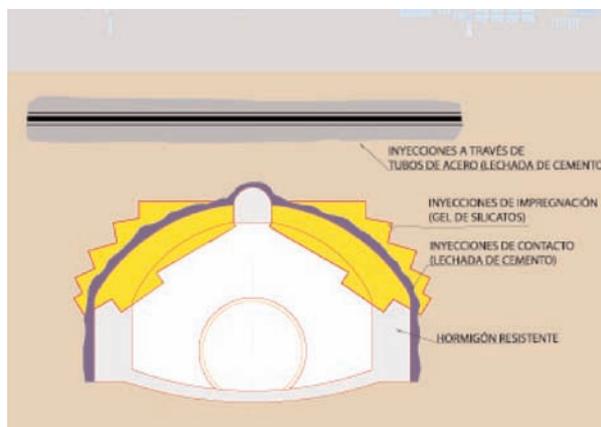


Fig. 14.  
Disposición de las inyecciones de contacto.

Tabla 4.	
Número total de puntos de inyección en el trasdós de costillas y hombros de caverna:	380 uds
Cantidad de cemento en lechada inyectada:	850 tn
Dosificación lechada (a / c) :	1 / 1,75
Presión media de inyección:	De 0 a 3 bares
Presión límite de inyección:	9 bares

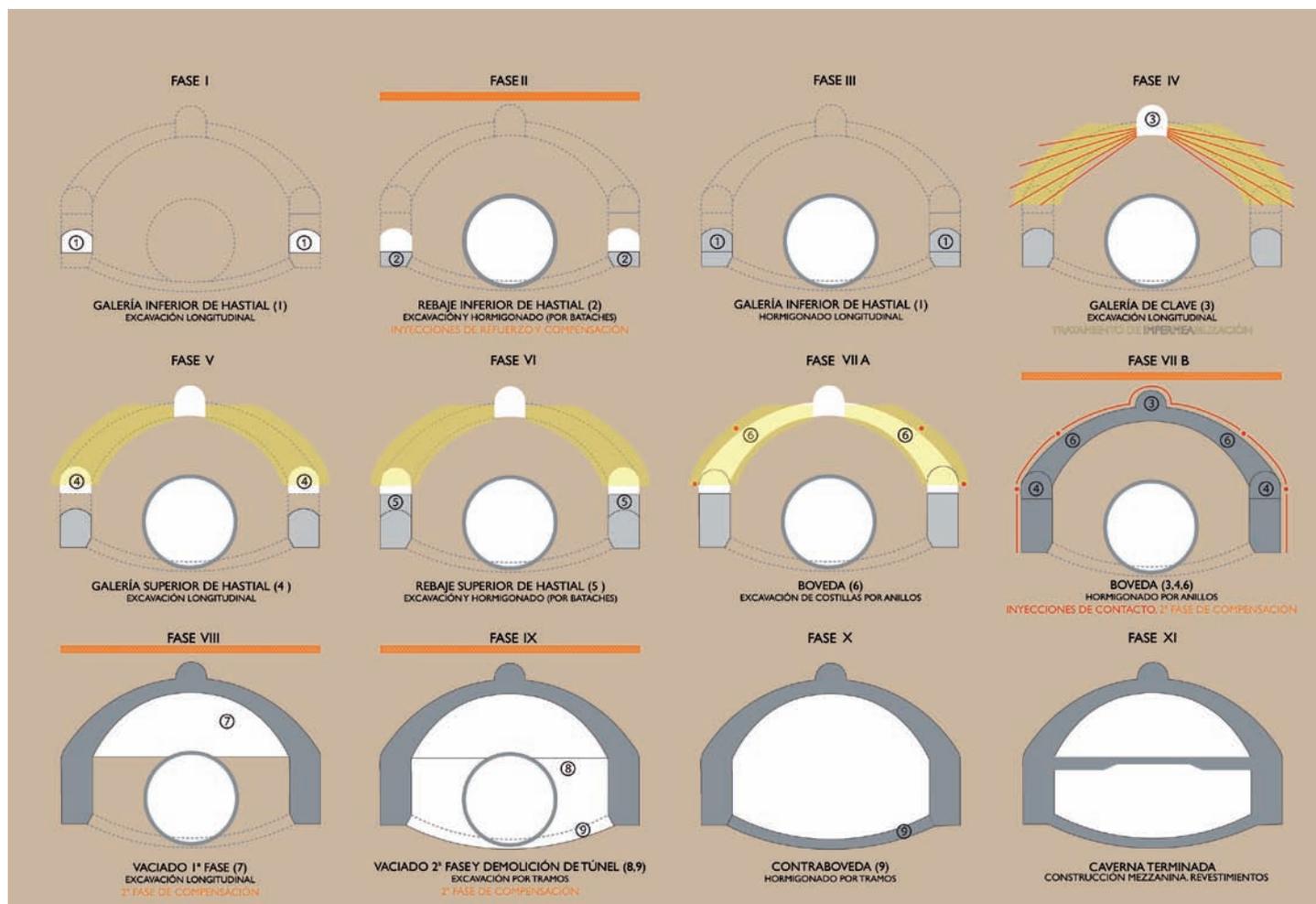
### 6. Proceso constructivo

En la fig. 15 se resumen las distintas operaciones involucradas en el proceso constructivo seguido.

Para la ejecución de las galerías de hastial se utilizó la excavación manual con sostenimiento de cerchas metálicas y blindaje de tablas, cuajado (fig. 16). Para los rebajes en pozo no se consideró necesario prolongar las cerchas.

En el caso de las costillas se empleaban marcos metálicos rectangulares de entibación, también con blindaje de tablas en el techo y en la zona opuesta a la costilla adyacente, previamente hormigonada. Los marcos se disponían verticalmente. Dada la importancia del cierre de la sección las costillas se hormigonaban conjuntamente con la galería de clave por tramos no superiores a 7 costillas.

Fig. 15.



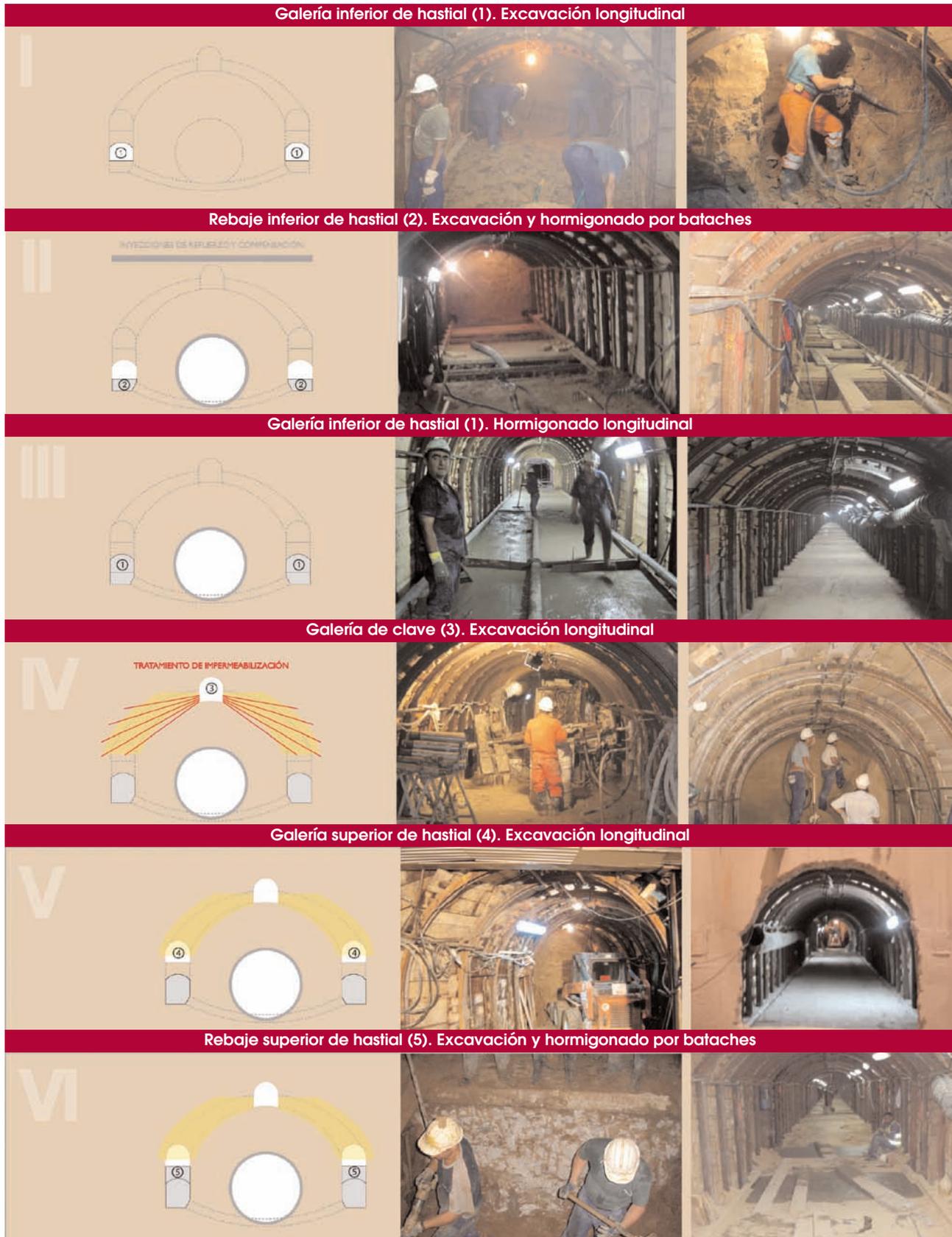


Fig. 16.

Fig. 18. Sección transversal de una semicostilla con las cerchas de entibación.



Fig. 17. Vista de una costilla preparada para el hormigonado.



Fig. 19. Excavación de la caverna en destroza con demolición del túnel de línea.





Fig. 20. Ejecución de la contrabóveda.



Fig. 21. Vista final de la caverna excavada con parte de la cimbra para ejecución de la mezanina.

En la fig. 18 se muestra la gran altura de costilla que había que salvar en arranques. A pesar de haber dividido el tramo inicial en avance y destroza las dificultades encontradas hicieron aconsejable, como ya se ha comentado, ejecutar una nueva galería longitudinal por la base de las costillas.

El vaciado de la caverna se hizo en dos fases, la primera hasta cerca de la bóveda del túnel de línea y la segunda en sentido longitudinal demoliendo progresivamente el túnel con una pinza de hormigón (Fig. 19). Las tierras de parte del primer vaciado se evacua-

ron por el túnel a través de unas ventanas abiertas en la clave del mismo, mientras que el túnel se utilizó para la totalidad de las tierras y escombros de la segunda parte.

En el caso de la contrabóveda los primeros tramos se abrieron con longitudes cortas, de unos 6 m, ampliándose posteriormente hasta 12 m (fig. 20).

La mezanina se construyó sobre cimbra metálica en su totalidad, suspendiéndola de la bóveda de la caverna, una vez fraguada, mediante tensores de acero inoxidable.



Fig. 22. Ejecución de un pozo por anillos descendentes.

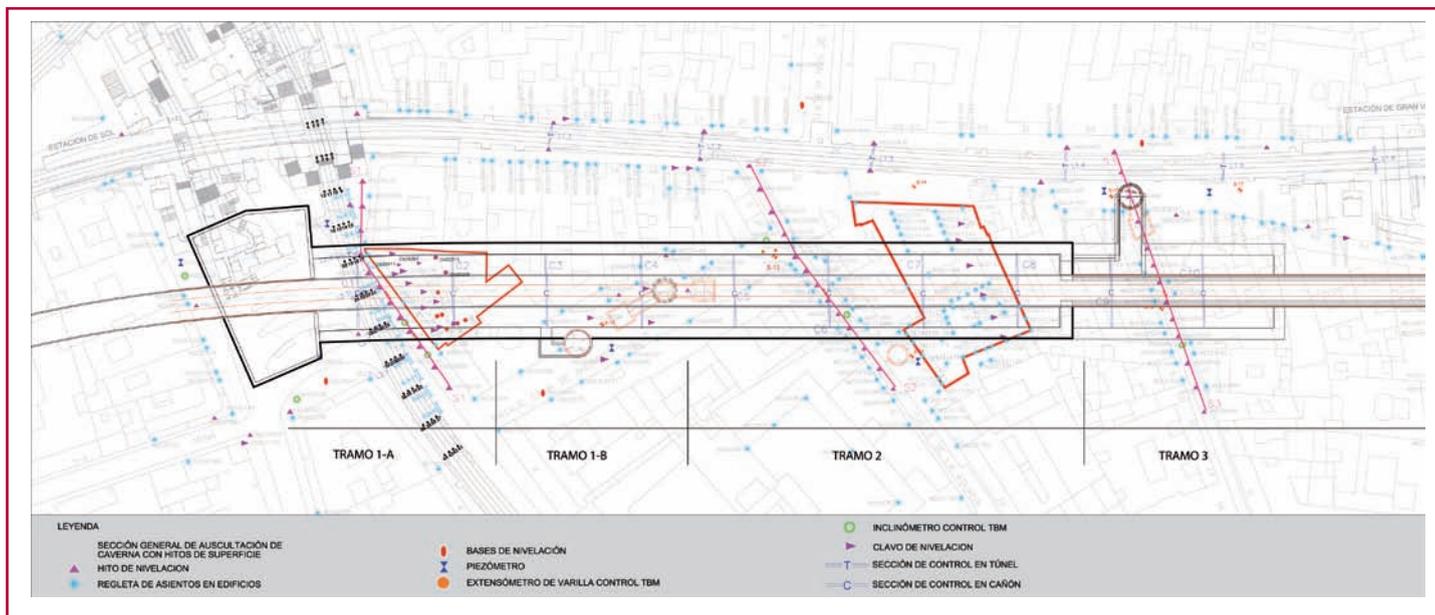


Fig. 23. Planta general de auscultación.

Digamos, por último, que los pozos de ataque y extracción de tierras se realizaron por el sistema de anillos descendentes. En algún caso hubo que ejecutar un pozo central para rebajamiento del nivel freático.

## 7. Auscultación y control

La principal preocupación, desde la fase de proyecto, fue evitar daños a los edificios existentes en superficie.

Hay que tener en cuenta que la clave de caverna se sitúa entre los 15 y los 23 m bajo el nivel de superficie entre las calles Alcalá, Aduana y Jardines. La zona está densamente edificada con construcciones de calidad variable: desde edificios protegidos como el Ministerio de Hacienda de Sabatini hasta construcciones de estructura de madera y precario estado de conservación como algunos de las calles Aduana, Montera y Jardines. Las cimentaciones de sótano más próximas a la clave de caverna se sitúan a 6,5 m de ésta. El resto oscilan en entre los 7m y los 23 m de distancia. Se han inventariado más de 150 edificios situados en el ámbito de posible afectación de las obras. Se ha colocado instrumentación para el control de movimientos en más de 90 edificios.

La finalidad de la auscultación ha sido la de controlar el movimiento de las estructuras, edificaciones y, en general, el comportamiento del terreno durante las distintas fases de ejecución de la obra. De este

modo se ha podido vigilar su adecuación a los modelos teóricos de cálculo y se han podido tomar las medidas preventivas oportunas.

Conviene advertir que la elevada densidad de edificaciones y servicios sobre la caverna limitó mucho la implantación de los instrumentos de control, quedando zonas importantes sin cubrir. Ello supuso tener que tomar muchas decisiones (sobre todo respecto a los tratamientos) con datos relativamente alejados de la zona de trabajo.

El número de instrumentos y sistemas de auscultación previstos en Proyecto se han visto incrementados en la fase de obra. Los medios de auscultación dispuestos son los que se ven en la tabla 5. (en la fig. 23 se puede observar su implantación en obra).



Fig. 23 b.

De todos ellos se realizaban tomas de datos recurrentes con la frecuencia que exigía su cercanía a los tajos abiertos de obra. Como norma general se han tomado datos con una frecuencia mínima de una lectura semanal y en las zonas de mayor afección la frecuencia ha sido de hasta dos y tres lecturas diarias. Los instrumentos electrónicos de registro (p.ej. electro-niveles) recogían lecturas continuas que se almacenaban en ficheros de datos para su tratamiento y análisis.

**Análisis de ovimientos reales en relación con las previsiones del modelo**

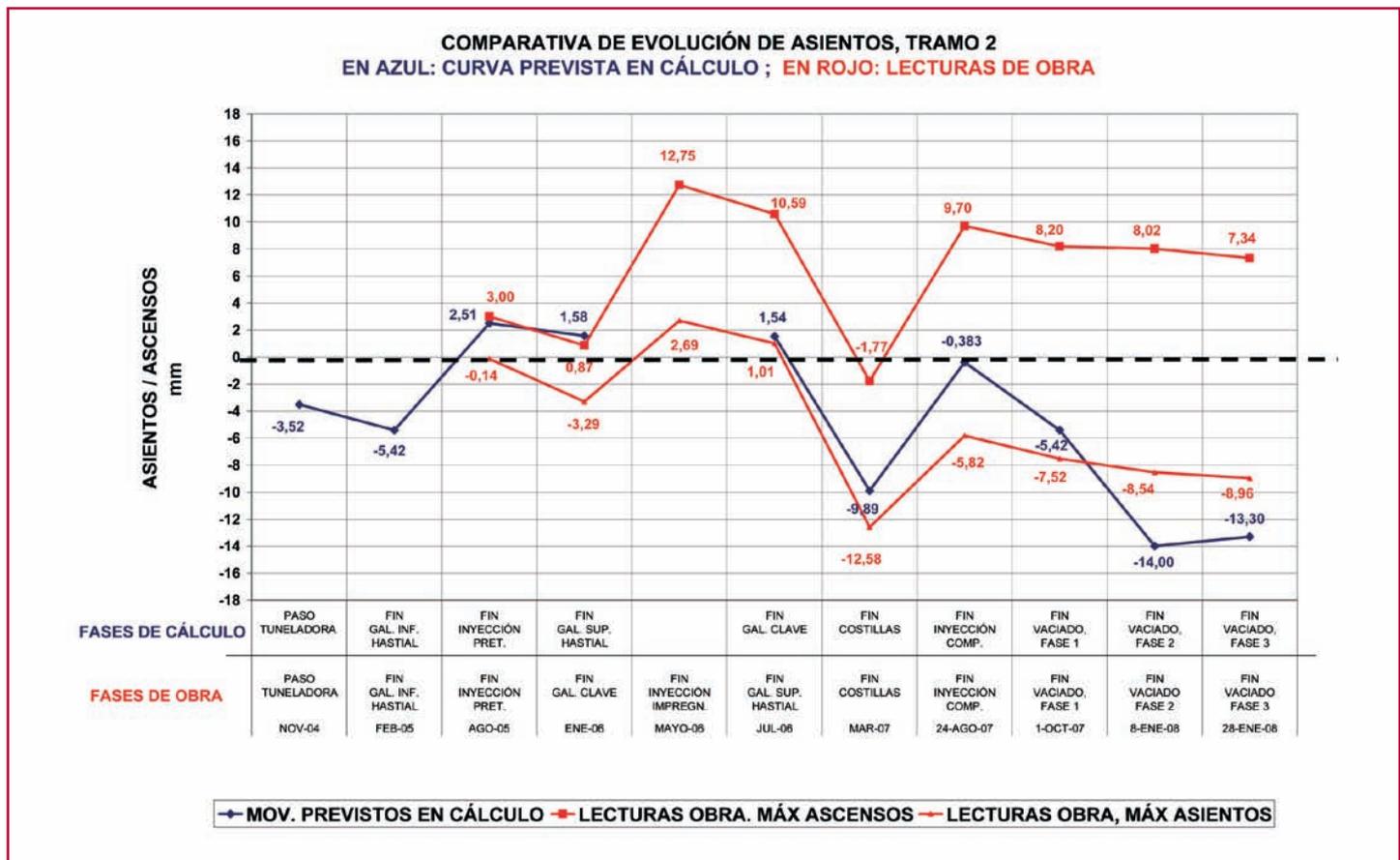
Se dividió la planta de auscultación en tramos de estudio correspondientes a las secciones de cálculo del modelo (ver fig. 23) y en el transcurso de la obra se han controlado las lecturas registradas cotejándolas con el modelo de cálculo. En la fig. 24 se pueden ver las curvas resultantes para el Tramo 2. En la gráfica figura en color azul la curva prevista por el modelo y en color rojo el rango máximo-mínimo de los valores medidos.

**Tabla 5.**

Regletas de nivelación en fachadas y patios interiores de edificios: . . . . .	364 uds
Hitos de nivelación en aceras y calzadas: . . . . .	88 uds
Clavos de nivelación en locales y patios de edificios: . . . . .	55 uds
Bases de nivelación profundas: . . . . .	6 uds
Inclinómetros: . . . . .	11 uds
Extensómetros de varillas: . . . . .	12 uds
Sondeos de observación piezométrica de cuerda vibrante: . . . . .	7 uds
Dianas para medidas de convergencias en túneles y galerías de Metro: . . . . .	216 uds
Electroniveles en túnel de línea 2 de Metro: . . . . .	13 uds
Regletas de nivelación en andén de Línea 1 de Metro: . . . . .	10 uds
Ternas para control de apertura de fisuras: . . . . .	32 uds

Fig. 24. Comparación entre los valores medidos y calculados.

Es de señalar que la historia real de actuaciones no coincide exactamente con la prevista en el modelo ya que en éste, por ejemplo, no se incluyó (porque la decisión de su realización fue posterior) el tratamiento de inyecciones de impregnación de gel de silicato. Como se



puede observar en las gráficas, estas inyecciones han supuesto de facto una complementación a las inyecciones de compensación propiamente dichas. También ha habido fases de cálculo que en la obra se han dividido en dos etapas. Se puede observar que, en algunos casos, el terreno se ha mostrado mucho más sensible a las excavaciones subterráneas de lo que el modelo matemático preveía y, en ese sentido, las inyecciones de gel han tenido un favorable efecto complementario de compensación.

Del análisis de los resultados se pueden destacar las siguientes consideraciones:

- Los asientos reales producidos por excavaciones en el paquete de tosco (paso tuneladora, excavaciones de hastial) han sido ligeramente inferiores a los previstos en el modelo.
- El pretratamiento produjo un levantamiento inicial algo inferior al previsto en el modelo.
- Los asientos producidos por excavaciones en el paquete superior de arenas (galería de clave, costillas) fueron muy superiores a los previstos en el modelo. Por contra, los asientos acumulados se mantuvieron en las previsiones del modelo dado el efecto favorable de las inyecciones de impregnación.
- La segunda fase de inyecciones produjo levantamientos similares a los esperables por el modelo.

### Control de niveles freáticos

El nivel freático superior, el más significativo, sufrió variaciones dentro de lo esperado. Se produjo un descenso de los niveles concomitante con la excavación de galerías de hastial y costillas. Con el cierre de la estructura de la caverna, el nivel freático fue recuperando progresivamente su altura inicial. El descenso máximo registrado osciló entre los 5 m (equivalente a la potencia total del acuífero) junto a los pozos de drenaje y los 1-2 m en zona intermedias.

### Afecciones a edificios y servicios

Durante el transcurso de la obra se produjeron algunas reclamaciones vecinales por apertura de nuevas fisuras o mayor manifestación de otras preexistentes en edificios del entorno. Todas las reclamaciones se atendieron con prontitud acudiendo a recabar datos acerca de ellas para su análisis. Tras el estudio de sus características y circunstancias de aparición (distancia a la

zona de trabajo, correlación con las lecturas de auscultación, etc.) se determinaba si su origen podía estar relacionado con los trabajos subterráneos. En los casos en que esta hipótesis era verosímil y el riesgo de afección persistía se instalaban medidores de apertura de fisuras de los que se tomaban lecturas con regularidad. Estas medidas entraban a formar parte de los parámetros a tener en cuenta para la aplicación de inyecciones o para la adopción de otras medidas correctoras.

Todos los daños inventariados se produjeron en tabiques interiores o marcos de puertas y su carácter puede clasificarse como de ligero. Su reparación se llevó a cabo, previo acuerdo con los vecinos, tras finalizar el vaciado de la caverna.

También cabe citar un pequeño socavón detectado bajo las vías de la Línea 2 de Metro cuya relación con las obras de la caverna no ha podido establecerse con claridad y que afortunadamente pudo repararse con una mínima interrupción del servicio.

## 9. Aspectos constructivos

Como ya se ha comentado la implantación de la obra en un entorno urbano de alta densidad ha supuesto importantes dificultades adicionales.

Toda la extracción de tierras ha debido hacerse mediante medios verticales, skips y contenedores, a través de 3 pozos, en la calle de la Montera (fig. 25) y en el Pasaje de la Caja de Ahorros. Además hubo que realizar un cuarto pozo para tratamientos en la calle de la Aduana.

Los tiempos de ejecución de los diferentes tajos han sido:

Pozos . . . . .	3 meses
Tratamientos . . . . .	14 meses
Hastiales . . . . .	29 meses
Costillas . . . . .	7 meses
Vaciado de la caverna . . . . .	4 meses
Mezanina . . . . .	2 meses
Ejecución caverna . . . . .	28 meses

Aunque la obra se inició en junio de 2003 y se puso en servicio en junio de 2009, lo cual supone una duración de 58 meses, el tiempo de trabajo real fue mucho menor, de unos 43 meses, ya que hubo paradas importantes debidas a desvíos de servicios, limitación de ocupaciones, trabajos arqueológicos, etc.





Fig. 25 b.



Fig. 25. Pozo de la calle de la Montera.

En mayo de 2006 al ejecutarse los muretes-guía de una alineación de pantallas se descubrieron restos de una antigua edificación y un osario correspondientes a la antigua iglesia del Buen Suceso (ver fig. 3). Estos hallazgos y las consecuencias administrativas que se derivaron de ello paralizaron la ejecución de la obra durante 10 meses.

## 10. Obras complementarias - El vestíbulo

### La galería de conexión con Gran Vía

En el proyecto original se contemplaba la conexión de la caverna con la estación de Metro de Gran Vía a través de una galería ascendente que arrancaba de la mezanine en el extremo Norte de la caverna. Esta obra no pudo completarse por estar pendiente la remodelación de la propia estación de Metro pero, no obstante se realizó un tramo importante de la misma (fig. 26).

Esta galería planteó problemas de afección al túnel de línea de cercanías en su arranque al producir una descarga importante en clave del mismo. No obstante los pequeños levantamientos producidos

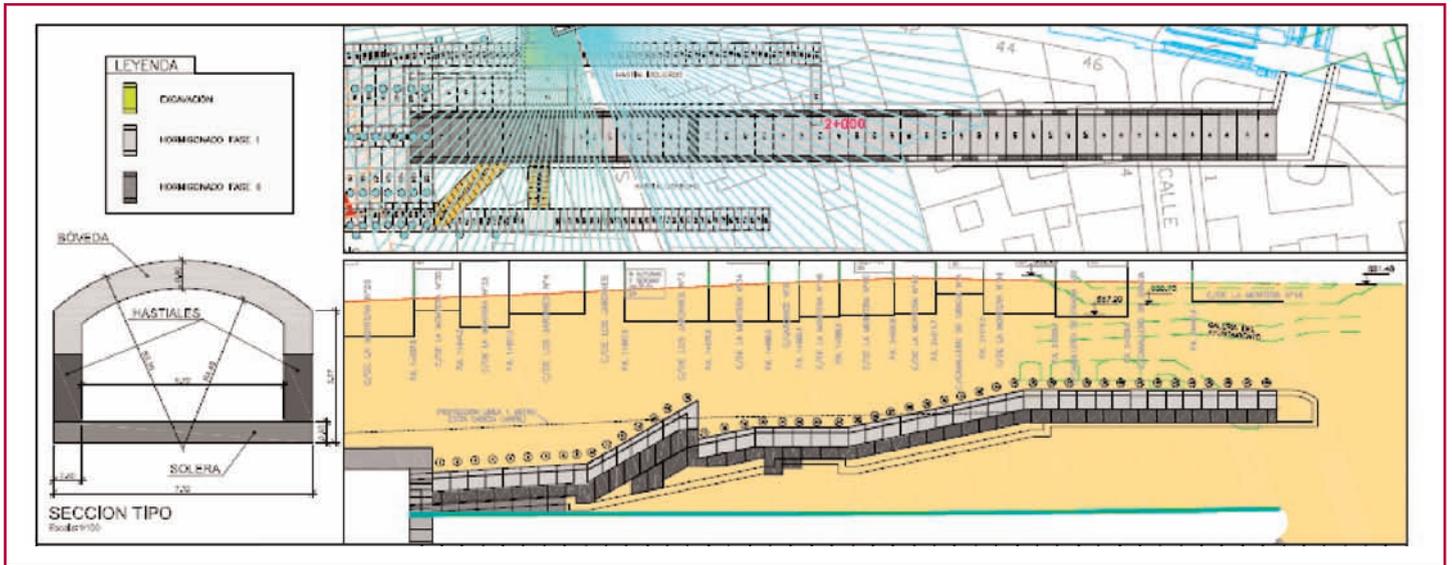


Fig. 26. Galería de conexión con el Metro en Gran Vía.

fueron absorbidos fácilmente por el revestimiento de dovelas.

**El vestíbulo de Puerta del Sol**

Además de la caverna la obra adjudicada comprendía un gran vestíbulo de acceso en la Puerta del Sol, el cual servía también de intercambiador con las Líneas 1 y 2 de Metro. Por razones de espacio no es posible entrar en detalles de esta obra, que comprendía:

- Un gran edificio subterráneo con 6 sótanos, ejecutado en forma descendente mediante pantallas

de 1 m de espesor (6.000 m<sup>2</sup>) y 14 pilas-pilote. La longitud de pantallas fue de 40 o 20 m, según las zonas. El diámetro de los pilotes fue de Ø2-2,20 m y el del pilar metálico de Ø1,20m. La longitud máxima fue de 46 m, correspondiendo 17 m al pilote y 29 m al pilar. Algunas pilas-pilotes tuvieron que perforarse a través de los hastiales de ladrillo de la caverna de estación de la Línea 1 de Metro.

- La demolición de antiguos muros y la integración de diversos cañones de Metro así como la estación de la Línea 1, cuya estructura de ladrillo tuvo que ser demolida, manteniendo el servicio, previa colocación de una coraza interior metálica.

Fig. 27. Sección transversal vestíbulo estación de Cercanías y Metro de Puerta del Sol.



Fig. 27 b.





Fig. 27 c.

- Corte de servicio de la línea 2 (julio 2008) para sustitución de un tramo de la bóveda del túnel de línea por una losa plana.
- La creación de nuevas bocas de entrada y salida.
- La sustitución de la comararía existente por unas nuevas instalaciones en los Sótanos 3 y 4.
- La construcción de un nuevo Centro de Transformación subterráneo frente al nº 1 de la calle Alcalá en sustitución provisional del existente frente al nº 1 de la Pta. del Sol y posterior traslado a la propia estación.
- Desvío y reposición de numerosos servicios, entre ellos 365 ml de galerías de servicio visitables del Ayuntamiento de Madrid y del Canal de Isabel II (un tramo importante de esta última hubo de ubicarse dentro del edificio de vestíbulo), 195 ml de galerías de alcantarillado y 1800 ml de reposición de canalizaciones de servicios en superficie.



Plano de servicios antes de los desvíos y reordenación.



Plano de servicios antes de los desvíos y reordenación.

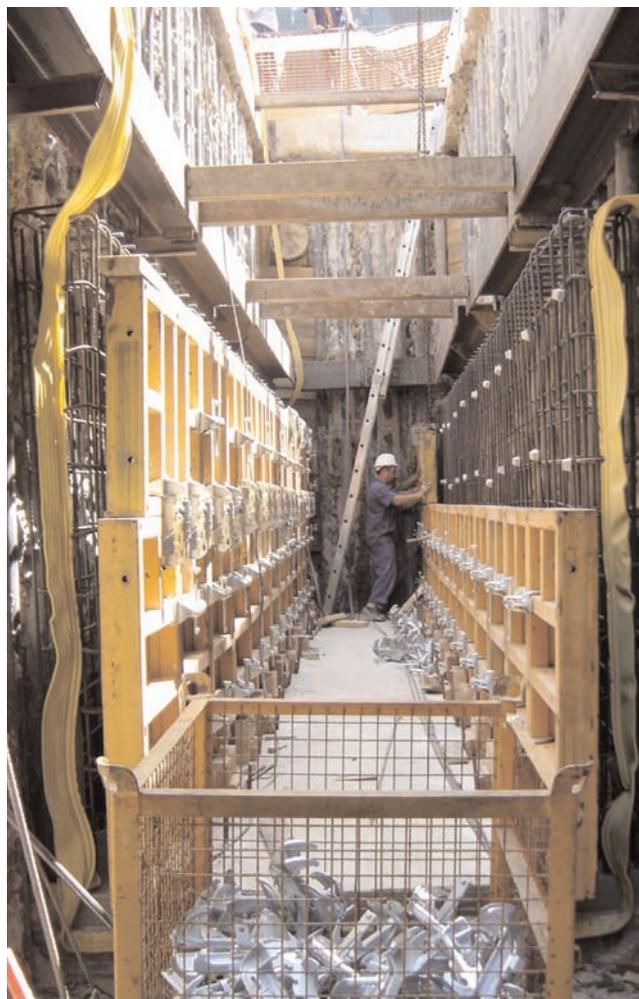


Fig. 28. Construcción nueva galería de servicio.



Fig. 28 b.



Fig. 31. Vista exterior e interiores del templete.



Fig 29. Vista del interior de la estación

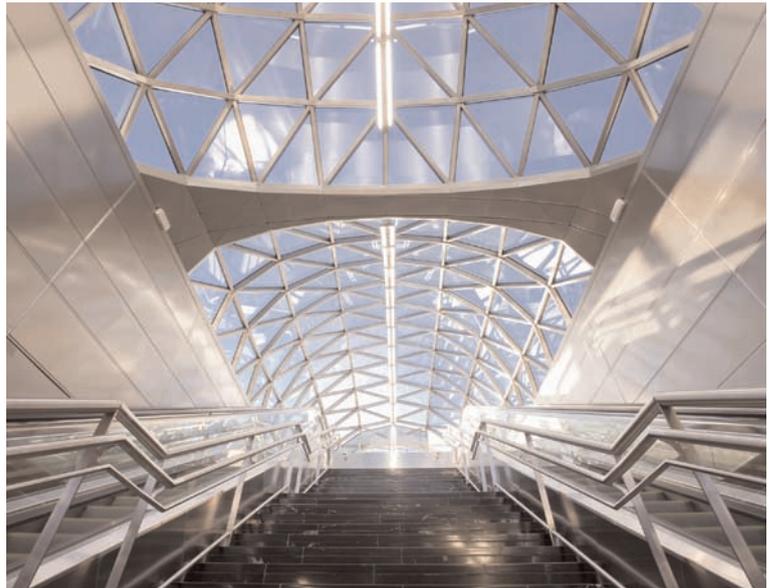


Fig. 30. Vitrina-museo con los restos de la cimentación de la Iglesia del Buen Suceso.



- Traslado y posterior reposición de las paradas de la EMT de Puerta del Sol

Puede imaginarse la complejidad de las instalaciones y acabados, que no es posible comentar aquí. Destaquemos sin embargo la gran contribución del arquitecto don Antonio Fernández Alba en los acabados de la estación (fig. 29), así como en el diseño de la exposición-museo que alberga los restos de la iglesia del Buen Suceso (fig. 30). Una contribución especial ha sido la del templete central que da acceso a la estación desde la Puerta del Sol, el cual se ha convertido ya en nuevo símbolo distintivo de la ciudad de Madrid (fig. 31).

## 10. Agradecimientos

Los autores agradecen a la D. G. de Infraestructuras Ferroviarias, del Ministerio de Fomento, la autorización para publicar este trabajo. Igualmente agradecen a la consultora redactora del proyecto SENER a la empresa contratista FCC Construcción S.A., la Asistencia Técnica PROINTEC y a los subcontratistas de los trabajos de inyección GEOCISA y SITE el suministro de datos y la asistencia prestada en la elaboración de este artículo.

También agradecemos a todos los trabajadores que han participado en esta obra su labor, sin la cual no habría sido posible y especialmente a:

### MINISTERIO DE FOMENTO

DIRECTOR DE LA OBRA (feb 2005 hasta dic 2005) Emilio de la Torre Sánchez  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTOR DE LA OBRA (jun 2003 hasta feb 2005) Pedro María Lekuona García  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTOR DEL PROYECTO DE LICITACIÓN Francisco Javier Sánchez Ayala  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

INGENIEROS TÉCNICOS Ignacio Benito Cases  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas  
José María Pérez Barrasa  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas

### ASISTENCIA TÉCNICA PROINTEC, S.A.

JEFE DE UNIDAD Miguel Guerrero Igea  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

### ASESORES

ARQUITECTURA Antonio Fernández Alba  
Dr. Arquitecto

ESTRUCTURAS Javier Manterola Armisén  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

### EMPRESA CONSTRUCTORA FCC, S.A. y Convensa en U.T.E.

GERENTE DE LA U.T.E. Juan Girón Garrido

JEFE DE LA OBRA José Luis del Valle Prieto  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos